

REPUBLIQUE DU SENEGAL

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



GC.0033

ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE  
Centre de THIES

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

# PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

---

Titre :

« Méthodologie de dimensionnement des  
fondations d'ouvrages d'art en béton armé :  
Application aux ponts-routes sur micros-pieux »

**Auteur** : Coffi Blaise KOGNONSA

**Directeur** : Prof. Ibrahima Khalil CISSE

**Co-Directeur** : M. Moulay Hassan SEYDI

Juillet 2004

«Je vais vous montrer à qui ressemble quiconque vient à moi, écoute mes paroles et les met en pratique : il est comme un homme qui s'est mis à bâtir une maison ; il a creusé profondément la terre et a posé les fondations sur le roc. Quand l'inondation est venue, les eaux de la rivière se sont jetées contre cette maison, mais sans pouvoir l'ébranler, car la maison était bien bâtie.»

Luc 6.47-48

## DEDICACES

Je rends grâce à Dieu et dédie particulièrement ce modeste travail :

- ✿ A mon père. Tu as assuré avec loyauté tout mon cursus.
- ✿ A ma mère, pour ton soutien maternel inconditionnel.
- ✿ A mes frères et sœurs. Vous m'avez épaulé en tout temps.
- ✿ A celle qui a l'exaltante mission de partager mes joies et peines.
- ✿ Au couple AGUESSY, pour votre soutien tout au long de mon séjour.
- ✿ A toute la promotion 2003-2004 de l'ESP.
- ✿ A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.
- ✿ A tous mes parents et proches.

## REMERCIEMENTS

Nous exprimons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, de par leurs actes ou leurs conseils, ont contribué à la réalisation de ce projet.

En particulier nous tenons à exprimer notre gratitude :

- ✿ A notre Directeur interne, M. Ibrahima Khalil CISSE, Professeur de Géotechnique des Universités au département génie civil de l'Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès pour sa grande et constante disponibilité et ses conseils avisés.
- ✿ A notre Directeur externe, M. Moulaye Assane SEYDI, Vacataire en cours de Béton Armé à l'ESP de Thiès pour toute sa contribution.
- ✿ A Monsieur Abdoulaye MBODJI, Directeur technique de l'entreprise JEAN LEFEBVRE SENEGAL, pour nous avoir permis d'avoir les données nécessaires au dimensionnement des fondations du pont étudié et de suivre l'exécution des travaux.
- ✿ A monsieur Bernard NIDA, Directeur de INFRA-TP, pour nous avoir permis de mieux comprendre la technique d'exécution des micros-pieux.
- ✿ A monsieur Pathé LOUM, Ingénieur Polytechnicien à ETECS, pour son excellente contribution en matière de dimensionnement des ponts.
- ✿ A monsieur Pape Jean SOW, Directeur de MANIVAR-BTP et son personnel, auprès de qui nous avons obtenu une documentation fournie sur le dimensionnement des fondations.
- ✿ A monsieur NDane DIOUF, Directeur de travaux JLS sur le chantier routier de la VCN de Thiès pour son soutien technique.
- ✿ A monsieur Omar NIANG, Enseignant en Informatique à l'ESP de Thiès, pour son apport à la programmation en C/C++.
- ✿ A tout le corps professoral de l'Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès. Nos aptitudes résident dans la qualité des enseignements que vous nous aviez prodigués.

Nous vous réitérons notre profonde gratitude.

Enfin, nous tenons à remercier, tous ceux qui, de près ou de loin, ont participé à la réalisation de ce projet de fin d'études.

## SOMMAIRE

Ce projet de fin d'étude qui sanctionne le cycle d'ingénieur de conception a pour but de répertorier les différentes méthodes de dimensionnement des fondations d'ouvrages d'art, d'élaborer un programme de calcul et de faire une application.

Nous avons consacré notre étude aux deux grands modes de dimensionnement des fondations à savoir les fondations superficielles et les fondations profondes.

Ces différentes méthodes sont basées sur la détermination de la pression limite.

Pour ce qui est des fondations superficielles, nous avons présenté les méthodes les plus utilisées dans la sous région à savoir :

- ✦ la méthode (C- $\phi$ ) à partir des essais de laboratoire (l'essai de cisaillement direct, l'essai oedométrique et l'essai triaxial) ;
- ✦ la méthode au pénétromètre dynamique ;
- ✦ la méthode au pressiomètre Ménard.

Quant aux fondations profondes, il faut distinguer les pieux battus et les pieux forés.

Pour les pieux battus, nous avons présenté comme méthode:

- ✦ la formule des Hollandais,
- ✦ la formule de Crandall.

Pour les pieux forés, nous nous sommes intéressés à :

- ✦ la méthode statique (C- $\phi$ ), à partir des essais au laboratoire ;
- ✦ la méthode au pénétromètre ;
- ✦ la méthode au pressiomètre Ménard.

A la fin de chaque méthode de dimensionnement, nous avons présenté des dispositions constructives à respecter pour une bonne conception et exécution des fondations.

La partie application a consisté au dimensionnement et au suivi de l'exécution des fondations d'un pont route sur micros-pieux.

Le programme élaboré, est écrit en langage C et C++ et fonctionne sous l'interface DOS. Il permet de calculer automatiquement la capacité portante et le tassement d'une fondation d'un sol supposé homogène en saisissant les données nécessaires au clavier.

En somme, la maîtrise du dimensionnement des fondations et en particulier le calcul de la capacité portante et du tassement d'un sol demeure une tâche primordiale sans quoi un ouvrage ne pourrait tenir.

## TABLE DES MATIERES

DEDICACES .....	ii
REMERCIEMENTS .....	iii
SOMMAIRE .....	iv
TABLE DES MATIERES .....	v
LISTE DES ANNEXES .....	x
LISTE DES FIGURES .....	xi
LISTE DES TABLEAUX .....	xii
LISTE DES ABREVIATIONS.....	xiii
LISTE DES UNITES ET SYMBOLE.....	xiv
INTRODUCTION .....	1

### **CHAPITRE 1: GENERALITES SUR LES OUVRAGES D'ART**

I. LES PONTS .....	3
1. Définition.....	3
2. Classification des ponts.....	3
3. Composition des ponts .....	4
4. Données nécessaires à la conception d'un pont.....	5
II. LES DALOTS ET LES BUSES .....	6
1. Les dalots.....	6
2. Les buses .....	7
III. LES RADIERS ET LES PONTS SUBMERSIBLES.....	8
1. Les radiers.....	8
2. Les ponts submersibles .....	8

### **CHAPITRE 2: DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES**

<i>I- GENERALITES SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES</i> .....	9
1- Définition.....	9
2- Notion de capacité portante et de tassement.....	10

## ***II- CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS***

<b><i>SUPERFICIELLES</i></b> .....	11
<b>1-Introduction</b> .....	11
<b>2- Méthodes de calcul de la capacité portante</b> .....	11
<b>2-1 Méthode de calcul « C-φ »</b> .....	11
2-1-1 Détermination de la contrainte de rupture $q_d$ et théorie de la capacité portante .....	11
2-1-2 Cas d'une semelle filante de largeur B.....	15
2-1-3 Cas d'une semelle isolée rectangulaire et radier général de largeur B et longueur L .....	16
<b>2-2 Méthode du pénétromètre dynamique</b> .....	17
2-2-1 Définition et principe de l'essai de pénétration dynamique .....	17
2-2-2 Calcul de la résistance dynamique de pointe $q_d$ .....	18
<b>2-3 Méthode du pressiomètre Ménard</b> .....	19
2-3-1 Définition et principe de l'essai de pressiomètre Ménard .....	19
2-3-2 Calcul de la pression limite $q_l$ .....	20
<b><i>III- CALCUL DES TASSEMENTS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES</i></b> .....	22
<b>1- Définition</b> .....	22
<b>2- Calcul des tassements par la méthode oedométrique</b> .....	22
<b>3. Calcul des tassements par la méthode pressiométrique</b> .....	23
<b><i>IV- JUSTIFICATION ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES</i></b> .....	24
<b>1- Capacité portante</b> .....	24
<b>2- Niveau d'appui</b> .....	24
<b>3- Largeur minimale des fondations superficielles</b> .....	24
<b>4- Ferrailage</b> .....	25

## **CHAPITRE 3: DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES**

<b>I- GENERALITES SUR LES FONDATIONS PROFONDES</b> .....	26
<b>1. Définition</b> .....	26
<b>2. Notions de ligne de rupture et fonctionnement d'un pieu</b> .....	27
<b>3. Classification des pieux</b> .....	28
<b><i>II- CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS PROFONDES</i></b> 30	
<b>1. Introduction</b> .....	30
<b>2. Méthodes de calcul de la force portante d'un pieu battu sous charge axiale</b> ..	31
<b>2.1 Définition</b> .....	31
<b>2-2 Formule des Hollandais</b> .....	31

2-3 Formule de Crandall .....	31
3- Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré sous charge axiale	32
3-1 Définition .....	32
3-2 Formule statique .....	32
3.2.1- Expression générale de la force portante $Q_l$ .....	32
3.2.2- Calcul de la pression limite $q_p$ sous la pointe .....	33
3.2.3- Calcul du frottement latéral $Q_f$ .....	34
3-3 Calcul de $Q_l$ à partir de l'essai au pressiomètre .....	35
3.3.1 Calcul du terme de pointe $q_p$ .....	35
3.3.2 Calcul du frottement latéral $Q_f$ .....	36
3-4 Calcul à partir de l'essai au pénétromètre .....	36
3-4.1 Calcul de la pression limite $q_p$ sous la pointe .....	37
3-4.2 Calcul du frottement latéral $q_f$ .....	37
3-5 Charge admissible nette $Q_{ad}$ d'un pieu foré .....	37
4- Comportement d'un groupe de pieux .....	38
5- Effort horizontaux et pieux inclinés .....	38
6- Tassement d'un pieu isolé .....	39
<b>III- JUSTIFICATION ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES</b> .....	40
1- Capacité portante ou force portante .....	40
1.1 Force portante limite $Q_l$ .....	40
1.2 Force portante admissible .....	40
2- Type de pieux .....	40
3- Dimensions – inclinaison .....	41
3.1 Diamètre .....	41
3.2 Longueur .....	41
3.3 Inclinaison .....	41
4- Disposition en plan d'un groupe de pieux .....	42
5- Démarche à suivre pour une étude de fondations profondes .....	42
 <b>CHAPITRE 4: APPLICATION AUX PONTS ROUTES SUR MICROS PIEUX</b>	
I- PRESENTATION DU PROJET .....	44
1. Introduction .....	44
2. Choix du projet .....	44
3. Etudes du projet .....	44
4. Situation et état des lieux du pont .....	45



5.	<b>Description du pont</b> .....	45
II-	<b>DESCENTE DE CHARGES</b> .....	46
1.	<b>Introduction</b> .....	46
2.	<b>Hypothèses générales de calculs</b> .....	46
2.1	<b>Règlements et textes</b> .....	46
2.2	<b>Hypothèses de justification</b> .....	46
2.3	<b>Hypothèses de justification</b> .....	46
2.3.1	<b>Béton</b> .....	46
2.3.2	<b>Acier</b> .....	47
2.3.3	<b>Actions</b> .....	47
3.	<b>Déterminations des réactions maximales sur les appuis</b> .....	49
3.1	<b>Charges permanentes</b> .....	49
3.2	<b>Surcharges sur trottoir</b> .....	50
3.3	<b>Surcharges routières</b> .....	50
III-	<b>DIMENSIONNEMENT DES APPUIS</b> .....	52
1.	<b>Introduction</b> .....	52
2.	<b>Dimensionnement de la pile</b> .....	52
2.1	<b>Prédimensionnement de la pile</b> .....	52
2.2-	<b>Descente de charges à l'ELS</b> .....	53
2.3-	<b>Stabilité de la pile au renversement</b> .....	54
2.4	<b>Ferraillage de la pile</b> .....	54
2.4.1	<b>Mode de sollicitation de la section</b> .....	55
2.4.2	<b>Calcul des armatures</b> .....	56
3.	<b>Dimensionnement de la culée</b> .....	57
3.1	<b>Prédimensionnement des culées</b> .....	57
3.2-	<b>Descente de charges à l'ELS</b> .....	57
3.3-	<b>Stabilité de la culée au renversement</b> .....	58
3.4	<b>Ferraillage de la culée</b> .....	60
3.4.1	<b>Mode de sollicitation de la section</b> .....	60
3.4.2	<b>Calcul des armatures</b> .....	61
IV-	<b>DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS</b> .....	63
1	<b>Introduction</b> .....	63
2-	<b>Dimensionnement des micros-pieux</b> .....	63
2.1-	<b>Capacité portante des micros-pieux et nombre de pieux</b> .....	63
2.3-	<b>Capacité portante de l'armature <math>Q_a</math> d'un micro-pieu</b> .....	66

<b>3 –Dimensionnement du massif sous la pile</b> .....	67
<b>3.1- Réaction sur une rangée de pieu <math>R_u</math></b> .....	67
<b>3.2- Dimensions de la semelle</b> .....	67
<b>3.3 Armatures de la semelle</b> .....	68
<b>4 - Dimensionnement des tirants</b> .....	69
<b>4.1 Armatures</b> .....	69
<b>4.2 Section de béton</b> .....	70
<b>5 - Dimensionnement des chevêtres de pieux</b> .....	71
<b>V- EXECUTION DES MICROS PIEUX</b> .....	72
<b>1- Définition</b> .....	72
<b>2- Exécution des micros-pieux de type II</b> .....	73
<b>2-1 Introduction</b> .....	73
<b>2-2 Méthode de forage</b> .....	73
<b>2.2.1 La méthode Rotary à la boue</b> .....	73
<b>2.2.2 La méthode Rotary à l'air</b> .....	75
<b>2-3 Mise en place de l'armature</b> .....	75
<b>2-4 Injection du coulis de ciment</b> .....	75
<b>2-5 Recépage des micro-pieux</b> .....	76
<b>CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS</b> .....	77
<b>BIBLIOGRAPHIE</b> .....	79

## LISTE DES ANNEXES

### **ANNEXE A : PROGRAMME DE CALCULS**

<u>Annexe A1</u> : Programme de calcul des fondations superficielles.....	81
<u>Annexe A2</u> : Programme de calcul des fondations profondes.....	92
<u>Annexe A3</u> : Exécution du programme des fondations superficielles.....	103

### **ANNEXE B : FIGURE ET ABAQUES DES CHAPITRES 2 – 3 - 4**

#### **Chapitre 2 :**

<u>Annexe 2.1</u> : Valeurs des facteurs de portance $N_q$ , $N_c$ , $N_\gamma$ , $K_p$ pour les F. Superficielles...	109
<u>Annexe 2.2</u> : Valeurs de $c$ et $\phi$ en fonction du type de sol.....	110
<u>Annexe 2.3</u> : Différents types de Pénétrömètre dynamique.....	111
<u>Annexe 2.4</u> : Pressiomètre et Sonde du type G.....	112
<u>Annexe 2.5</u> : Paramètres de calculs des tassements ( $I$ et $\alpha$ , $\lambda_c$ , $\lambda_d$ ).....	113

#### **Chapitre 3 :**

<u>Annexe 3.1</u> : Paramètres de calculs des F. profondes : $D_{max}$ , $N_{qmax}$ , $N_{cmax}$ , $K_{tan\delta}$ .....	114
<u>Annexe 3.2</u> : Valeur du coefficient de portance $K_p$ pour l'essai pressiométrique Ménard...	115
<u>Annexe 3.3</u> : Détermination du frottement latéral unitaire $q_f = q_s$ en fonction de la pression limite $P_1$ et du type de sol.....	116
<u>Annexe 3.4</u> : Détermination des coefficients $k$ et $\alpha$ pour l'essai pénétrométrique ( $q_l = k.q_c$ et $q_s = q_c/\alpha$ ).....	117

#### **Chapitre 4 :**

<u>Annexe 4.1</u> : Vue latéral du pont.....	118
<u>Annexe 4.2</u> : Vue en plan et chargement du pont.....	119
<u>Annexe 4.3</u> : Schéma de stabilité des culées et de la pile.....	120
<u>Annexe 4.4</u> : réduction des forces au pied G de la pile.....	121
<u>Annexe 4.5</u> : Schéma de ferrailage des appuis.....	122
<u>Annexe 4.6</u> : Ferrailage du massif.....	123
<u>Annexe 4.7</u> : Plan de coffrage des fondations.....	124
<u>Annexe 4.8</u> : Engin et outils de forage au Rotary.....	125
<u>Annexe 4.9</u> : Quelques phases d'exécution des micros-pieux 1.....	126
<u>Annexe 4.10</u> : Quelques phases d'exécution des micros-pieux 2.....	127

## LISTE DES FIGURES

### **Chapitre 1 :**

<u>Figure 1.1</u> : Schéma illustratif d'un pont.....	3
<u>Figure 1.2</u> : Schéma d'un dalot cadre.....	7

### **Chapitre 2 :**

<u>Figure 2.1</u> : Différentes types de fondations superficielles.....	10
<u>Figure 2.2</u> : Courbe de tassement.....	11
<u>Figure 2.3</u> : Equilibre des terres sous la fondation.....	12
<u>Figure 2.4</u> : Différents cas de chargement.....	14
<u>Figure 2.5</u> : Courbe pressiométrique.....	20

### **Chapitre 3 :**

<u>Figure 3.1</u> : Fondation profonde.....	27
<u>Figure 3.2</u> : Profondeur critique et Résistance de pointe.....	28
<u>Figure 3.3</u> : Schéma de fonctionnement d'un pieu.....	28
<u>Figure 3.4</u> : Force portante d'un pieu.....	30
<u>Figure 3.5</u> : Pieu isolé sous charges latérales.....	39
<u>Figure 3.6</u> : Pieu incliné chargé axialement.....	39

### **Chapitre 4 :**

<u>Figure 4.1</u> : Vue latéral du pont.....	45
<u>Figure 4.2</u> : Chargement du pont sous les charges réparties.....	49
<u>Figure 4.3</u> : Chargement du pont sous les charges $B_c$ .....	50
<u>Figure 4.4</u> : Prédimensionnement des appuis.....	52
<u>Figure 4.5</u> : Coupe schématique des couches le long du micros-pieux.....	65
<u>Figure 4.6</u> : Abaque de détermination du frottement latéral unitaire $q_s$ .....	66
<u>Figure 4.7</u> : Vue en plan d'un micro-pieu isolé.....	67
<u>Figure 4.8</u> : Schéma d'une semelle sur deux file de pieux.....	67
<u>Figure 4.9</u> : Schéma statique du massif sur pieux.....	69
<u>Figure 4.10</u> : Ferrailage des tirants.....	70
<u>Figure 4.11</u> : Ferrailage du chevêtre des pieux.....	71

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre 3 :

<u>Tableau 3.1</u> : Valeurs de $\lambda$ en fonction du sol et de la forme de la fondation.....	27
<u>Tableau 3.2</u> : Classification des pieux suivant le mode d'exécution (DTU 13.2).....	29
<u>Tableau 3.3</u> : Valeurs maximales du coefficient $\beta$ pour quelques pieux (DTU 13.2).....	34
<u>Tableau 3.4</u> : Valeurs de K et $\varphi_a$ pour quelques pieux en fonction de $\varphi$ .....	34

### Chapitre 4 :

<u>Tableau 4.1</u> : Bilan des Moments des forces favorables autour de O.....	54
<u>Tableau 4.2</u> : Bilan des Moments de forces défavorables autour de O.....	54
<u>Tableau 4.3</u> : Bilan des Moments de forces favorables autour de O.....	59
<u>Tableau 4.4</u> : Bilan des Moments de forces défavorables autour de O.....	59
<u>Tableau 4.5</u> : Bilan des Moments de forces au pied de la culée par rapport à G.....	60
<u>Tableau 4.6</u> : Résultats des essais pressiométriques.....	64
<u>Tableau 4.7</u> : Capacité portante d'un pieu et nombre de pieux.....	64

## LISTE DES ABREVIATIONS

- A.F.NOR** : Association Française pour la Normalisation.
- BAEL** : Béton Armé à l'Etat limite.
- C.E.R.E.EQ** : Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes pour l'Equipement.
- DTU** : Documents Techniques Unifiés
- ELS** : Etat Limite de Service.
- ELU** : Etat Limite Ultime.
- E.N.P.C** : Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- EGX** : Entreprise Générale des Travaux.
- ESP** : Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès.
- INFRA TP** : Infrastructure et Travaux Publics.
- JLS** : Jean Lefebvre Sénégal
- PHE** : Plus Haute Eaux.
- PVC** : Polychlorure de Vinyle.
- V.C.N** : Voie de contournement Nord

LISTE DES UNITES ET SYMBOLES

**A** ou **As** : Section d'armatures tendues.

**A'** ou **A''** : Section d'armatures comprimées.

**A(l)** : Charge routière de type A à effet général.

**A<sub>min</sub>** : Pourcentage d'armature minimale.

**B** ou **b** : largeur, épaisseur ou diamètre.

**Bc**: Charge routière de type Bc à effet local.

**bar** : le bar, unité de pression (1 bar = 10<sup>5</sup> Pa, 1 bar = 100 kPa.)

**D** ou **d** : Diamètre.

**ép** : épaisseur.

**e** : excentricité ou épaisseur.

**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

**g** : accélération de la pesanteur.

**G** ou **g** : charges permanentes

**H** ou **h** : hauteur

**HA** : Haute adhérence.

**L** ou **l** : longueur ou largeur.

**kg** : le Kilogramme.

**kPa** : le kilo Pascal (1 kPa = 1000 Pa,)

**kN** : le kilo Newton

**kN/m<sup>3</sup>** : le kilo newton par mètre cube  
1 kN/m<sup>3</sup> = 1000 N/m<sup>3</sup> = 0.1 tonne)

**q** : contrainte de calcul d'une fondation.

**m** : masse ou mètre

**m<sup>2</sup>** : unité de surface, le mètre carré

**M** : Moment

**MPa** : le méga Pascal (1 Mpa = 10<sup>6</sup> Pa)

**Melu** ou **Mu** (**Nelu** ou **Nu**) : Moment (Effort) à l'état limite ultime.

**Mrb** : moment résistant du béton.

**N** : le Newton, unité de force.

**Nq** : facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur)

**Nc** : facteur de portance de la capacité portante (terme de cohésion)

**Ny** : facteur de portance de la capacité portante (terme de surface)

**N.m** : unité de moment de force

**Pa** : le Pascal, unité de contrainte (1Pa = 1 N/m<sup>2</sup>)

**Pels** : Force à l'état limite de service

**Pelu** ou **Pu** : Force à l'état limite ultime.

**q<sub>d</sub>** : capacité portante brute d'une fondation

**q<sub>ad</sub>** ou **q<sub>adm</sub>** : capacité portante admissible d'un sol.

**q<sub>d'</sub>** : capacité portante nette d'un sol.

**Q<sub>ad</sub>** : Charge admissible d'un sol.

**Q** ou **q** : charges variables

**s** : seconde, unité de temps

**St** : espacement des armatures.

**T** : Température ou temps

**t** : tonne, unités de poids (1 t = 1000 kg)

**Tr** : Trottoir

**V** : Effort tranchant.

**Φ** : Angle de frottement ou diamètre.

**θ** : Angle

**γ** : poids volumique.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte maximale du béton.

## INTRODUCTION

Les fondations constituent un des éléments essentiels d'un projet de construction et de leur qualité dépend la pérennité de l'ouvrage. Il faut savoir que ce sont sur ces fondations que va reposer la totalité du poids : les charges permanentes de l'infrastructure et de la superstructure, les diverses charges et le poids des fondations elles-mêmes.

Beaucoup de sinistres subis par des ouvrages d'art procèdent des défauts de conception ou de calcul des éléments des fondations. Aussi, une mauvaise conception peut conduire à un surdimensionnement de l'ouvrage.

Aujourd'hui beaucoup de logiciels sont développés pour le calcul des fondations mais sont peu accessibles dans notre environnement, à l'ingénieur ou à l'étudiant que nous sommes. De même la pratique des fondations sur micros-pieux n'est pas courante et la documentation fait défaut. D'ailleurs pour ce genre de travaux, il n'existe que deux entreprises d'exécution au Sénégal pour le moment.

Dans la sous-région, beaucoup de fondations de grands ouvrages sur terre comme les ponts ou même des bâtiments sont pour la plupart superficielles pour des raisons de facilité d'exécution et de conception. Mais avec les désordres liés au tassement des sols ou à un remaniement du sol parfois imprévisible, on préfère recourir de plus en plus à des fondations profondes pour un meilleur ancrage.

De nos jours les fondations des bâtiments ou ponts en zone marécageuse, argileuse ou sur des terrains de faible portance sont exécutées sur micros-pieux : type de fondations profonde dont le diamètre n'excède pas 250 mm.

Ainsi au cours de cette étude, nous présenterons une méthodologie de dimensionnement des fondations d'ouvrages d'art en béton armé en l'occurrence les ouvrages de franchissement sur nos routes (ponts, ponceaux, radiers, buses, etc). Cependant, nous nous intéresserons surtout à l'aspect géotechnique des fondations et les dispositions constructives en béton armé. Ceci nous permettra par la suite de pouvoir dimensionner les divers éléments de fondations sur micros-pieux en béton armé d'un pont route à savoir les pieux, les massifs, les piles, les culés, après avoir fait la descente de charge du tablier

Les différentes méthodes seront basées sur la détermination de la pression limite pour laquelle on a recours aux résultats des essais in-situ (l'essai pénétrométrique, l'essai de pressiométrique Ménard et les formules de battage) et aux essais de laboratoire (l'essai de cisaillement direct, l'essai oedométrique, l'essai triaxial).



Après avoir fait un aperçu sur les différents ouvrages d'art courants en béton armé, nous aborderons le dimensionnement des fondations superficielles et profondes. A cet effet, un programme de calculs est conçu en langage C et C++ pour le calcul de la capacité portante et des tassements. La dernière partie de notre étude sera consacrée à l'application pour dimensionner les éléments de fondation d'un pont routier de seize (16) m à deux travées sur la voie de contournement de Thiès



---

# Chapitre 1

---

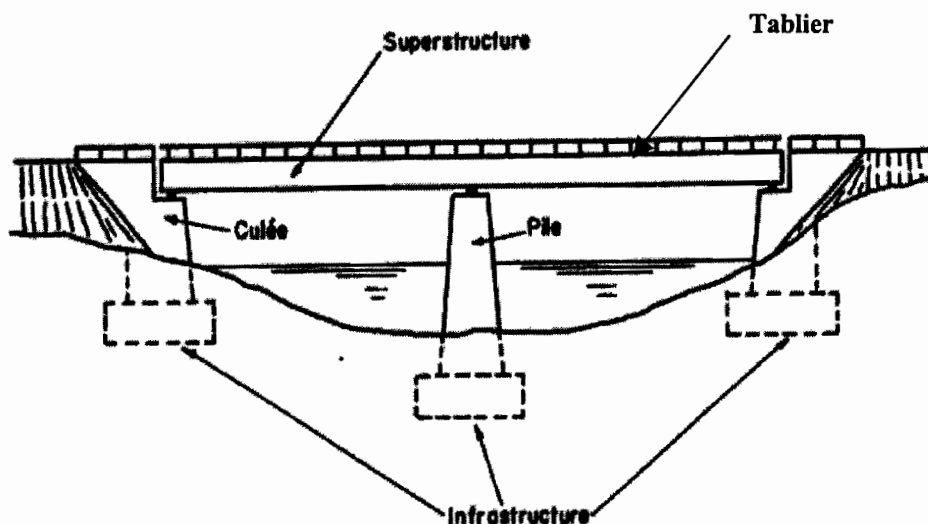
**GENERALITES SUR LES OUVRAGES D'ART**

## I. LES PONTS

### 1. Définition

Nous commençons par définir un ouvrage d'art comme toute construction (pont, tunnel, viaduc, tranchée, les barrages, les digues ...) nécessaire à l'établissement d'une voie de communication. Mais comme annoncé en introduction, nous aborderons essentiellement les ouvrages courants de franchissement sur nos routes comme les ponts, les dalots, les buses, les radiers, les passerelles.

Par définition, le pont est un ouvrage de construction permettant de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Cependant, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Il faut donc plutôt parler d'ouvrage permettant le franchissement en élévation construit in situ. Lorsque l'obstacle à franchir est une dépression profonde de terrain qui sert ou non à l'écoulement des eaux, on parle de viaduc. Un viaduc est donc un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement en site terrestre.



**Figure 1.1 : Schéma illustratif d'un pont**

### 2. Classification des ponts

Les ponts sont de différents types et on peut les classer de plusieurs points de vue. Selon la destination de voies supportées, nous avons la classification suivante.

- Pont de chemin de fer ou ponts-rails à voie simple ou multiple.

- Ponts-routes à voie simple ou multiple.
- Ponts pour piétons ou passerelles.
- Ponts-canaux pour le passage des voies navigables.
- Aqueduc pour le passage des conduites d'alimentation d'eau.
- Ponts combinés pour le passage simultané de différentes sortes de voies, par exemple chemin de fer et route.

Selon le mode d'action de la superstructure sur l'infrastructure, nous avons :

- Les ponts à poutres droites.
- Les ponts en arc et voûte.
- Les ponts suspendus.

### **3. Composition des ponts**

Un pont se compose généralement de trois parties principales (fig. 1) à savoir :

- La superstructure qui supporte directement la voie de communication.
- L'infrastructure qui repose sur le terrain et supporte la superstructure.
- Les appareils d'appuis qui sont des éléments interposés entre la superstructure et l'infrastructure.

- La superstructure comprend trois éléments à savoir : le tablier, les poutres principales et parfois des contreventements.

Le tablier est l'élément directement situé au dessous de la voie de communication, et qui transmet les charges aux poutres principales solidarisiées entre-elles par des poutres transversales ou entretoises qui leur sont disposées normalement.

- L'infrastructure comprend les appuis du pont qu'on appelle piles quand ce sont les supports intermédiaires et culées quand ce sont les appuis extrêmes, qui supportent en plus des charges verticales du pont, la poussée des remblais. Mentionnons que les fondations des ponts font parties intégrantes de ces appuis. Selon la nature des sols, le niveau d'appui

sera proche de la surface : fondations superficielles ou à grande profondeur : fondations profondes. Ces fondations peuvent être exécutées sur terre ou sous l'eau.

- Les tabliers de ponts reposent en général sur les appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui conçus pour transmettre à l'infrastructure des efforts verticaux et ou horizontaux. Les appareils d'appuis sont fixes ou mobiles et sont fabriqués en élastomère, en béton, en métal ou en matériaux spéciaux.

#### **4. Données nécessaires à la conception d'un pont**

La conception d'un pont doit satisfaire à bon nombre d'exigences. En effet, en plus de pouvoir être utilisé comme service à ses usagers, un pont doit aussi satisfaire des exigences vis-à-vis de son environnement.

L'implantation d'un pont relève surtout d'une opération de vaste envergure. En effet, ces ouvrages ne sont que d'infimes tronçons de voie de circulation. Leur tracé, leurs dimensions et leur importance sont dictés par une multitude d'informations, comme par exemple le débit de véhicules, dans le cas d'un pont d'autoroute. Plusieurs données sont donc nécessaires à l'élaboration d'un pont à savoir :

- **Les charges permanentes et routières**

Elles sont fixées par le règlement technique de charge sur les ponts : fascicule 61. On distingue les charges mortes, les charges routières, les charges sur trottoirs et pistes cyclables, les charges des remblais, les charges dues au vent et aux séismes, les efforts dus à un choc de bateau sur une pile de pont.

- **Les données géotechniques**

Elles sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Elles conditionnent le type de fondation et même le choix de la solution du franchissement projeté. Les études géotechniques renseignent sur la nature du terrain, le niveau de la nappe, la capacité portante du sol et le niveau d'ancrage des fondations.

- **Les données hydrauliques**

En dehors du relevé de la topographie, il convient de connaître les niveaux de l'eau, crue du projet, qui influent sur la conception générale du franchissement. On peut citer les

côtes des sous poutres, emplacement des culées, nombre, forme et implantation des piles. Aussi, il y a lieu de prendre en compte la pression hydrostatique de l'eau sur les piles. La connaissance des niveaux de l'eau n'est généralement pas suffisante. Certaines données purement hydrauliques peuvent être indispensables pour aborder l'étude d'un phénomène, correspondant à un danger réel pour les ponts : le phénomène d'affouillement. Les frottements latéraux que nous aborderons plus loin dans le cas des fondations sur pieux doivent être considérés comme nuls sur toute la profondeur d'affouillement et les fondations devront sans doute dépasser ce niveau.

## II. LES DALOTS ET LES BUSES

On définit par « petits ouvrages » les ouvrages constitués par les dalots et les buses, qui servent de passage aux écoulements des eaux de ruissellement ou d'assainissement et nous les différencions des « grands ouvrages » que sont les ponts.

### 1. Les dalots

Encore appelés ponceaux, ce sont de petits ponts qui servent à franchir un cours d'eau ou un fossé sur une voie. Ils sont en béton armé et présentent une section rectangulaire ou carré. Les dalots sont des ouvrages sous chaussée qui ne nécessitent aucun remblai : une circulation à même la dalle peut être envisagée moyennant des précautions lors de la construction. Ils ne peuvent en général admettre qu'une faible épaisseur de remblai (de l'ordre d'un ou deux mètres), à moins d'être spécialement calculés pour les surcharges. On distingue :

- Les dalots ordinaires constitués de piédroits (voile) verticaux fondés sur semelle ou radier général et sur lesquels repose une dalle en béton armé.
- Les dalots cadres dans lesquels la dalle, les piédroits et le radier constituent une structure rigide en béton armé. Ce sont des ponts-cadres.
- Les dalots portiques analogues aux dalots cadres mais sans radier (piédroits fondés sur semelles).

Les dalots sont en général adoptés pour des débits élevés dépassant  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ . Parfois il est nécessaire de juxtaposer plusieurs cadres pour former une batterie de dalots. Les données hydrauliques comme le débit, la hauteur des hautes eaux s'avèrent indispensables pour connaître le fonctionnement de l'ouvrage et fixer ses caractéristiques

géométriques.

Il est également nécessaire de faire des études géotechniques pour identifier la nature du sol en place qui peut être éventuellement traité ou remplacé et choisir le type de fondation adéquat, en général des fondations superficielles.



**Figure 1.2** : schéma d'un dalot cadre

## 2. Les buses

Les buses sont de petits ouvrages en béton ou en métal sous chaussées qui servent à franchir un ruisseau ou à assurer l'écoulement d'un fluide. Elles sont généralement de section circulaire mais parfois en forme d'arches, beaucoup plus aplaties. Les buses sont utilisées exclusivement dans des sections où l'on dispose d'une épaisseur suffisante de remblais (un minimum de 0.80 m de remblai est nécessaire au-dessus de la buse) et peuvent être utilisées avec des hauteurs de remblais élevées.

Les buses en béton dépassent rarement un diamètre de 1,20 m, sinon leur poids très élevé constitue un obstacle à leur mise en place et leur coût croissant très rapidement rend concurrentielles des buses métalliques. Elles nécessitent une fondation rigide, des radiers par exemple.

Afin de permettre le nettoyage ou le curage des buses qui risquent d'être obstruées partiellement par le dépôt de sédiments et de pierres charriés par les eaux, il est conseillé de ne jamais adopter de diamètre inférieur à 0.80 m.

### **III. LES RADIERS ET LES PONTS SUBMERSIBLES**

Les radiers et les ponts submersibles sont des ouvrages permettant de franchir les rivières à basses eaux, et qui sont submergés en cas de crue.

#### **1. Les radiers**

Les radiers sont établis sur le fond des rivières. L'eau passe exclusivement par-dessus. Ils sont donc employés dans les rivières qui restent à sec pendant une partie importante de l'année. Ce type d'ouvrage convient donc surtout pour les zones sahéliennes ou désertiques où l'on enregistre des crues fortes et brèves.

IL existe plusieurs formes de radiers suivant le type d'écoulement envisagé :  
Radier à fond de lit qui épouse la forme du lit du cours d'eau à profil transversal peu marqué.  
Radier surélevé par rapport au lit du cours d'eau à cause des contraintes imposées par le profil en long de la route.

Radier horizontal pour le franchissement de cours d'eau de grande largeur.

Radier à parties courbes, forme imposée par la morphologie du site.

Radier à palier horizontal avec parties courbes.

Les radiers comme le nom l'indique seront constitués d'une fondation radier ancré dans le sol protégé à l'amont mais surtout à l'aval contre l'érosion.

#### **2. Les ponts submersibles**

Les ponts submersibles laissent sous leur tablier un passage suffisant pour permettre l'écoulement d'un certain débit. Lorsque celui-ci est dépassé, le tablier est recouvert par les eaux. Les ouvrages de ce type sont donc surtout employés lorsqu'il existe un débit faible mais non nul pendant une grande partie de l'année, et un débit très élevé, ou de fortes crues pendant une courte période de l'année.

Les ponts submersibles sont conçus pour permettre un franchissement à sec pendant les périodes d'étiage dans le cas d'une rivière pérenne ou même de débit des crues de faible importance.

Ils exigent des fondations excellentes et un site peu affouillable. Les ouvrages placés sous le tablier (dalots et buses) seront normalement dimensionnés.





---

# Chapitre 2

---

## **DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES**

## I- GENERALITES SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES

### 1- Définition

On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, et qui a pour fonction de transmettre à celui-ci, le poids de l'édifice, les surcharges normales et accidentelles appliquées sur la construction.

Ces fondations peuvent être de deux sortes, superficielles, qui font l'objet de ce chapitre et profondes. Le choix du type de fondation va dépendre des caractéristiques du sol et de la descente des charges amenées par la superstructure. Nous resterons dans le domaine des hypothèses de la mécanique des sols en comparaison à la mécanique des roches dont la fondation repose sur des roches.

Le principe d'une fondation superficielle peut être retenu si les sols sont assez homogènes et s'ils comportent des couches porteuses assez proches de la surface, sinon il faut s'orienter vers les fondations profondes.

La limite entre ces deux types de fondations est difficile à établir. Nous retiendrons les indications suivantes :

- ❖ Si  $\frac{D}{B} < 4$ , nous sommes dans le cas des fondations superficielles
- ❖ Si  $\frac{D}{B} \geq 10$ , la fondation est profonde

D : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel

B : largeur ou diamètre de la fondation

Lorsque  $4 \leq \frac{D}{B} < 10$ , les fondations seront dites semi-profondes ; dans ce cas le comportement sera intermédiaire entre celui des fondations superficielles et celui des fondations profondes.

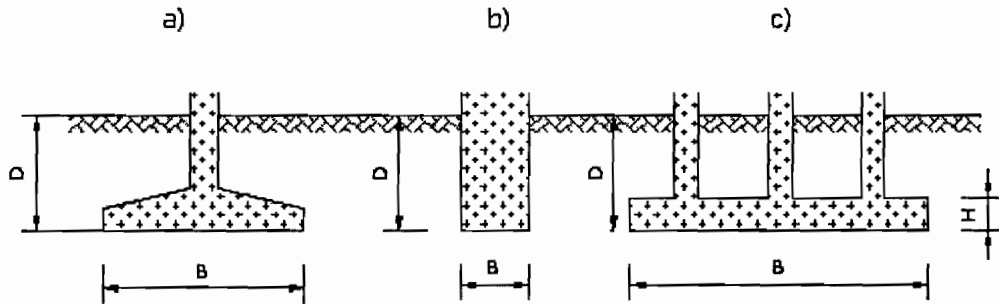
Parmi les fondations superficielles, on distingue : (voir **Figure 2.1**)

- a) Les semelles isolées, de sections carrées, rectangulaires ou circulaires et supportant des charges ponctuelles.
- b) Les semelles filantes qui sont des fondations de très grande longueur par rapport à leur largeur et supportant un mur ou une paroi.
- c) Les radiers ou dallage qui sont de grandes dimensions occupant la totalité de la surface de la structure et telle que l'épaisseur H est comprise entre 0.40 et 0.80 m.

**Remarque :**

Dans la pratique, on peut considérer comme semelle filante, une semelle rectangulaire dont le rapport  $\frac{L}{B}$  ne dépasse pas 10 ou à la rigueur 5.

L étant la longueur de la semelle et B, sa largeur.



**Figure 2.1 : Différents types de fondations superficielles**

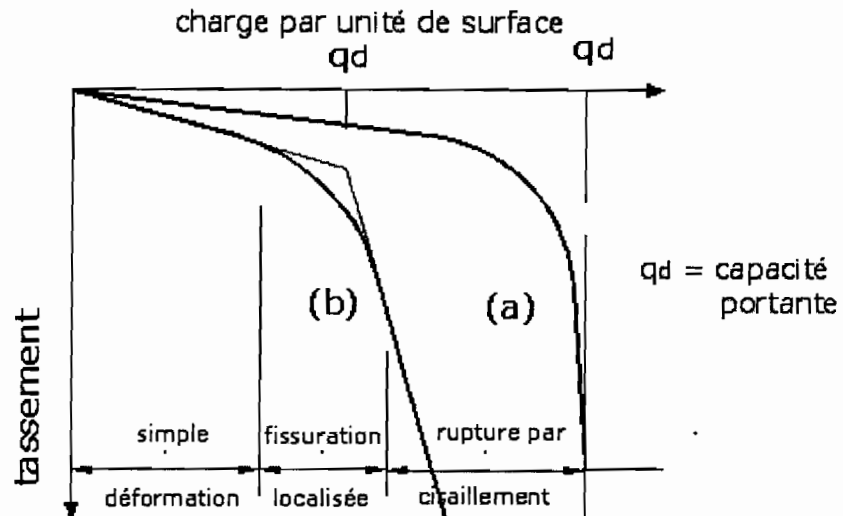
## 2- Notion de capacité portante et de tassement

La capacité portante et le tassement constituent deux éléments importants à considérer lors du dimensionnement d'une fondation. Lors du dimensionnement, l'ingénieur géotechnicien devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol support peuvent effectivement supporter la charge transmise. Si le résultat est concluant, il doit alors s'assurer que son tassement (déformation verticale à la surface) est dans les limites admissibles.

Les notions de capacité portante et de tassement sont illustrées par la Figure 2.2

La capacité portante d'un sol est définie comme la charge maximale par unité de surface qu'il peut supporter. Au-delà de cette charge, on observe la rupture du sol et l'apparition de surfaces de glissement dans le sol.

Le dimensionnement d'une fondation consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite que l'on minore par des coefficients de sécurité.



cas (a) : sol relativement compact ou résistant (cas des sables)

cas (b) : sol peu compact ou relativement mou (cas des argiles)

**Figure 2.2 : Courbe de tassement**

## II- CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

### 1-Introduction

Deux méthodes sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques dites « C- $\phi$  ») et les méthodes à partir des résultats des essais in-situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite  $P_1$  du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe  $q_c$  du pénétromètre dynamique.

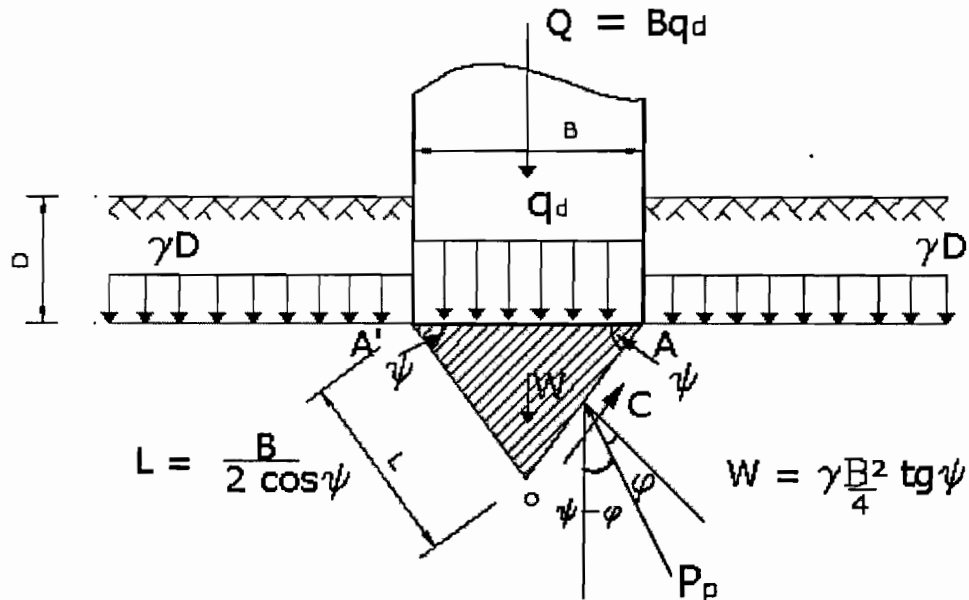
Mentionnons qu'on effectuera en général le calcul de portance des fondations superficielles vis-à-vis de l'état limite ultime (ELU) de résistance et l'évaluation des tassements se fera vis-à-vis de l'état limite de service (ELS).

### 2- Méthodes de calcul de la capacité portante

#### 2-1 Méthode de calcul « C- $\phi$ »

2-1-1 Détermination de la contrainte de rupture  $q_d$  et théorie de la capacité portante

Nous allons déterminer la capacité portante par l'étude le plus simple, celui d'une semelle filante de largeur  $B$  reposant sur un massif homogène horizontal. On supposera, de plus, que la charge  $Q$  qui agit sur la fondation est verticale, constante, et s'exerce dans l'axe de la semelle. La fondation est enterrée dans le massif à une profondeur  $D$ . On exerce sur la fondation une charge verticale croissante jusqu'à une certaine valeur  $Q$  pour laquelle l'équilibre plastique apparaît dans le sol de fondation (Figure 2.3).



**Figure 2.3 : Equilibre des terres sous la fondation**

On constate qu'il s'est formé, directement sous la fondation, un coin triangulaire  $AOA'$  en équilibre surabondant, solidaire de la fondation dans sa pénétration au sein du massif. Les côtés  $OA$  et  $OA'$  du coin sont orientés suivant l'angle  $\psi$  par rapport à l'horizontal. Ce coin refoule les terres de part et d'autres du massif et les parois  $OA$  et  $OA'$  de longueur  $l$ , agissent comme de véritables écrans de butées qui doivent équilibrer le poids du coin  $OAA'$  noté  $W$  et la charge  $Q$  transmise par la fondation.

La force de butée se décompose en une force de cohésion  $C = C \cdot l$  portée par  $OA$  et une force de frottement  $P_p$  d'obliquité  $\phi$

On suppose de plus que le sol situé au-dessus de l'horizontale  $AA'$  de la base de fondation (surcharge ou remblai) n'agit que comme une surcharge verticale constante, d'intensité  $\gamma D$

L'équilibre du coin  $OAA'$  conduit à écrire l'équation suivante :

$$Q + W = 2P_p \cos(\psi - \phi) + 2Cl \sin \psi$$

Où  $W$  représente le poids du coin et  $Q$  la charge de rupture de la fondation.

Après les différentes substitutions dont nous ne jugeons pas nécessaire de présenter, nous obtenons l'expression brute de la capacité portante ultime  $q_d$  :

$$q_d = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma' \cdot D \cdot N_q + C \cdot N_c \quad : \text{C'est la Formule de TERZAGHI}$$

$q_d = \frac{Q}{B \times l}$ , c'est la capacité portante ultime unitaire

D = profondeur de la base de fondation par rapport au terrain naturel

B = largeur de la semelle

$\gamma$  = poids volumique du sol de fondation.

$\gamma'$  = poids volumique du sol au dessus de la fondation.

On pose  $\sigma_v = \gamma' \cdot D = \sum \gamma_i' \cdot Z_i$  = contrainte des terres au dessus de la base de fondation.

Les trois coefficients  $N_\gamma$ ,  $N_q$ , et  $N_c$  ne dépendent que des angles  $\psi$  et  $\varphi$ . On les appelle les facteurs de capacité portante.

$N_\gamma$  est le terme de surface

$N_q$  est le terme de profondeur

$N_c$  est le terme de cohésion.

Les valeurs de ces trois facteurs de portance sont tabulées en **Annexe 2.1**

C = cohésion du sol sous la base de la fondation en unité de pression

$\varphi$  = angle de frottement interne du sol ou le coefficient des terres au repos. La valeur minimale de  $\psi$  est donnée par :  $\psi = \frac{\Pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  selon Caquot et Kerisel

C et  $\varphi$  sont des paramètres intrinsèques du sol et sont déterminés à partir de l'essai triaxial ou l'essai de cisaillement direct à la boîte. Ils dépendent de sa nature, de son degré de saturation et des conditions de drainage à court terme et à long terme. (**Voir Annexe 2.2**)

Prandtl propose pour le calcul des facteurs de portance les formules suivantes :

Pour  $\varphi = 0$ ,  $N_q = 1$ ,  $N_c = 5.14$ ,  $N_\gamma = 0$

Pour  $\varphi \neq 0$ ,  $N_q = \text{tg}^2 \left( \frac{\Pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\Pi \text{tg} \varphi}$   $N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg} \varphi$   $N_c = \left( \frac{N_q - 1}{\text{tg} \varphi} \right)$

Pour limiter les tassements à des valeurs admissibles, il convient d'introduire dans les formules de  $q_d$  un coefficient de sécurité noté F et de tenir compte de l'accroissement réel de la charge appliquée au massif dans le plan de fondation

D'après le Fascicule N°62 – Titre V, F = 2 à l'ELU et F = 3 à l'ELS.

On définit une contrainte admissible  $q_{ad}$  qui sera comparée à la contrainte appliquée  $q$ , résultant de la descente de charge.

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F} [q_d - \gamma D]$$

On pose  $\sigma_v = \gamma D = \sum \gamma_i \cdot Z_i$  = contrainte des terres au dessus de la base de fondation

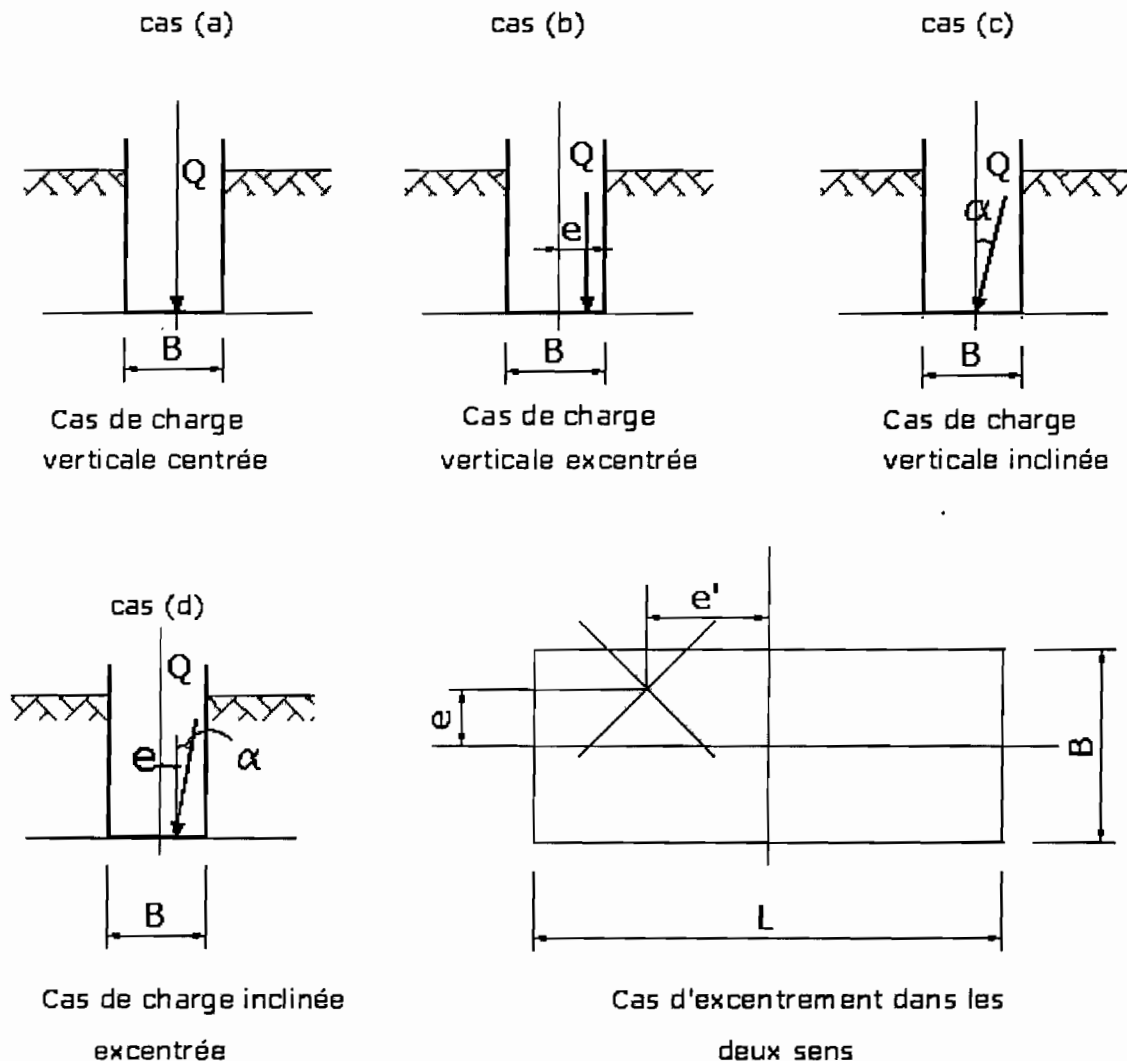
Mentionnons que beaucoup de correction ont été apportées à cette formule de la capacité portante pour tenir compte du type de sol, de l'application de la charge ou de l'encastrement de la fondation.

Ceci va nous conduire aux différentes expressions exposées par la suite suivant les types de fondations.

**Remarques :**

Nous restons dans les hypothèses courantes d'un sol homogène horizontal sur une épaisseur  $h$  sous la base horizontale d'une fondation de largeur  $B$  tel que :  $h > 3.5 B$ .

Pour des contraintes de temps, les fondations en milieux stratifiés hétérogènes, qui sont rarement pratiquées, ne font pas partie de notre étude.



**Figure 2.4 : Différents cas de chargement**

## 2-1-2 Cas d'une semelle filante de largeur B

### a) Charge verticale et centrée sur la semelle

$$q_d = \left[ \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma D N_q + C N_c \right]$$

$$\text{avec } q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F} [q_d - \gamma D] \quad \text{et } Q_{\text{total}} = q_{ad} \times B$$

Rappelons  $q_{ad}$  est la contrainte admissible, B la largeur de la semelle et Q la charge linéaire appliquée par la semelle.

Les différents autres termes ont été définies plus haut : 2-1-1

### b) Charge verticale excentrée de e

Le problème est résolu comme le cas d'une charge centrée mais avec une semelle de largeur fictive  $B' = (B - 2e)$ . Ceci conduit à appliquer un coefficient correcteur fonction de  $(1 - \frac{2e}{B})$  aux trois termes de la capacité portante.

$$q_d = \left[ I_\gamma * \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + I_q * \gamma D N_q + I_c * C N_c \right]$$

$$Q_{\text{totale}} = q_{ad} \times \text{Aire fictive} = q_{ad} \times B'$$

avec  $I_\gamma^*$ ,  $I_q^*$  et  $I_c^*$ , des coefficients réducteurs des facteurs de portance définis par Meyerhof comme suit :

$$I_\gamma^* = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \quad \text{et} \quad I_c^* = I_q^* = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)$$

### c) Charge centrée sur la semelle et inclinée d'un angle $\alpha$

$$q_d = \left[ I_\gamma * \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + I_q * \gamma D N_q + I_c * C N_c \right]$$

$$I_\gamma^* = \left(1 - \frac{a}{\varphi}\right)^2 \quad \text{et} \quad I_c^* = I_q^* = \left(1 - \frac{a}{90}\right)^2$$

$\alpha$  = Angle d'inclinaison à la verticale de la charge en degré,

$\varphi$  = angle de frottement interne exprimé en degré



**d) Charge inclinée d'un angle  $\alpha$  et excentrée de  $e$**

$$Q_d = \left[ I_\gamma * \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + I_q * \gamma D N_q + I_c * C N_c \right]$$

$$I_\gamma^* = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \left(1 - \frac{a}{\phi}\right)^2 \quad \text{et} \quad I_c^* = I_q^* = \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \left(1 - \frac{a}{90}\right)^2$$

**2-1-3 Cas d'une semelle isolée rectangulaire et radier général de largeur  $B$  et longueur  $L$**

Remarques :

- Lorsque la **semelle est carrée**  $B = L =$  coté de la semelle
- Lorsque la **semelle est circulaire**  $B = L = \phi =$  diamètre de la semelle

**a) Charge verticale et centrée sur la semelle**

$$Q_d = \left[ \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma D N_q + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) C N_c \right]$$

avec  $Q_{\text{totale}} = q_d \times \text{Aire de la semelle}$  et  $q_{\text{ad}} = \gamma D + \frac{1}{F} [q_d - \gamma D]$

**b) Charge verticale excentrée de  $e$**

Meyerhof définit une aire fictive  $A' = (B - 2e)(L - 2e')$ ,

$e = 0$  lorsqu'il n'y pas d'excentricité dans la direction considérée.

$$Q_d = \left[ I_\gamma^* \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + I_q^* \gamma D N_q + I_c^* \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) C N_c \right]$$

avec  $I_\gamma^*$ ,  $I_q^*$  et  $I_c^*$ , les coefficients réducteurs des facteurs de portance définis comme dans le cas des semelles filantes.

$Q_{\text{totale}} = q_d \times \text{Aire fictive de la semelle}$

NB : Les remarques faites dans le cas des semelles filantes sont valables.

**c) Charge centrée sur la semelle et inclinée d'un angle  $\alpha$**

$$Q_d = \left[ I_\gamma^* \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + I_q^* \gamma D N_q + I_c^* \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) C N_c \right]$$

avec  $I_{\gamma}^*$ ,  $I_q^*$  et  $I_c^*$ , les coefficients réducteurs des facteurs de portance définis comme dans le cas des semelles filantes.

**d) Charge inclinée d'un angle  $\alpha$  et excentrée de  $e$**

$$Q_d = \left[ I_{\gamma}^* \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma} + I_q^* \gamma DN_q + I_c^* \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) CN_c \right]$$

avec  $I_{\gamma}^*$ ,  $I_q^*$  et  $I_c^*$ , les coefficients réducteurs des facteurs de portance définis comme dans le cas des semelles filantes.

**Remarques générales:**

- Lorsque l'excentricité est dans le sens de la longueur, on remplace B par L dans l'expression des coefficients réducteurs.
- L'excentricité est comptée positive si la composante de la force est dirigée vers le centre, sinon négative (le signe de  $\frac{2e}{B}$  sera + et non - dans l'expression des coefficients réducteurs).
- Pour une charge excentrée dans les deux directions, de  $e$  suivant B et  $e'$  suivant L, on fait une superposition également soit :

$$I_{\gamma}^* = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \times \left(1 - \frac{2e'}{L}\right)^2 \quad \text{et} \quad I_c^* = I_q^* = \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \times \left(1 - \frac{2e'}{L}\right)$$

## 2-2 Méthode du pénétromètre dynamique

### 2-2-1 Définition et principe de l'essai de pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique permet de déterminer directement la résistance limite appelée résistance dynamique à la pointe d'un sol.

Les pénétromètres se subdivisent en pénétromètres dynamiques (enfoncés dans le terrain par battage) et les pénétromètres statiques (appelés quasi-statiques par certains auteurs), qui sont vérifiés dans les terrains à vitesse lente et régulière. Nous étudierons seulement l'essai de pénétration dynamique qui est le plus courant dans notre environnement.

L'essai est conçu à l'origine pour les sols pulvérulents ou à faible cohésion dans lesquels il est difficile de prélever des échantillons intacts.

Le domaine préférentiel d'utilisation des pénétromètres dynamiques est la reconnaissance qualitative des terrains lors d'une reconnaissance préliminaire. Ils sont donc recommandés

pour résoudre les problèmes suivants : contrôle de l'homogénéité d'un site ; détermination des épaisseurs des différentes couches de sols ; localisation des cavités ou autres discontinuités ; reconnaissance du niveau du toit du rocher.

En France, deux types de pénétromètres dynamiques sont normalisés : les pénétromètres de type A (PDA) et les pénétromètres de type B (PDB) (Voir Annexe 2.3)

Le sondage au pénétromètre dynamique (PDB), le plus courant dans la région, consiste à :

- Enfoncer le sol par battage de manière continue un train de tige muni en partie inférieure d'une pointe débordante,
- Noter le nombre de coups de mouton nécessaire ( $N_{d20}$ ) pour un enfoncement permanent de la pointe de 20 cm,
- Vérifier l'importance des efforts parasites éventuels sur le train de tige.

Le sondage au pénétromètre dynamique (PDA) consiste à :

- Enfoncer dans le sol par battage de manière continue un train de tiges muni en partie inférieure d'une pointe débordante, tout en injectant une boue de forage entre la paroi du sondage et les tiges.
- Noter le nombre de coups de moutons nécessaires ( $N_{d10}$ ) pour un enfoncement permanent de la pointe de 10 cm.

En général, on associe ces essais à un sondage de reconnaissance de sol comme la tarière à main ou un sondage à la soupape pour déterminer la coupe du sol.

### 2-2-2 Calcul de la résistance dynamique de pointe $q_d$

La résistance à la pointe à la pénétration dynamique à la pointe est donnée conventionnellement par l'expression suivante connu sous le nom de « **Formule des Hollandais** »

$$q_d = \left( \frac{m * g * H}{A * e} \times \frac{m}{m + m'} \right) \times N$$

où :

$q_d$  = résistance dynamique à la pointe en Pascal (Pa = N/m<sup>2</sup>)

$m$  = masse du mouton en kilogrammes, (masse frappante)

$g$  = accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup>

$H$  = la hauteur de chute libre du mouton en mètre

$A$  = l'aire de la section droite de la pointe en m<sup>2</sup>

$e$  = l'enfoncement correspondant au nombre de coups  $N$ , en mètre (en général  $e$  est constant et égal à 0.20 m)

$N$  = nombre de coups nécessaires à l'enfoncement  $e$

$m'$  = est la masse cumulée, exprimée en kilogramme, de l'enclume et de la tige-guide, si celle-ci est solidaire de l'enclume et du train de tiges (masse frappées)

Les résultats de l'essai sont représentés sur un graphique avec échelles arithmétiques donnant en fonction de la profondeur la résistance dynamique de pointe  $Q_d$ .

L'essai est réalisé à plusieurs endroits et la résistance minimale est retenue pour une même profondeur.

A partir de cet instant, on peut prendre approximativement comme contrainte admissible du

$$\text{sol : } q_{ad} = \frac{q_d}{20}$$

Cependant, il est plus judicieux de comparer cette valeur de  $q_{ad}$  aux valeurs des autres essais qui sont plus précis comme le pressiomètre Ménard ou le pénétromètre statique.

## 2-3 Méthode du pressiomètre Ménard

### 2-3-1 Définition et principe de l'essai de pressiomètre Ménard

Cet essai consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalablement réalisé. C'est la réalisation de l'essai dans un forage au préalable, qui différencie essentiellement cet essai des autres essais pressiométriques réalisés par autoforage ou par fonçage direct de la sonde par battage ou vérinage.

Le pressiomètre comprend deux parties principales : la sonde et l'unité de contrôle, dite « contrôleur pression - volume » (**voir Annexe 2.4**)

La sonde est constituée d'un ensemble de trois cellules en caoutchouc. La dilatation est obtenue par injection d'eau sous pression dans la cellule centrale dite de mesure, de diamètre 60 mm pour l'essai courant, entourée de deux cellules de garde qui contiennent du gaz. Cette quantité d'eau dans la sonde, est utilisée pour déformer le terrain, phénomène que l'on veut mesurer.

L'essai est réalisé à chaque profondeur désirée, en général de mètre en mètre, où on applique une pression suivant une progression arithmétique de 6 à 14 paliers. A chaque palier, la pression est maintenue constante et le volume d'eau injectée dans la sonde est mesuré à 15, 30 et 60 s. On utilise les valeurs à 60 s pour tracer la courbe pressiométrique.

L'essai pressiométrique a trois objectifs :

- déterminer la contrainte de rupture du sol en fonction de la pression limite
- calculer les tassements
- connaître les différentes couches de terrain traversées à partir des cutting (refoulement des particules du sol) du forage

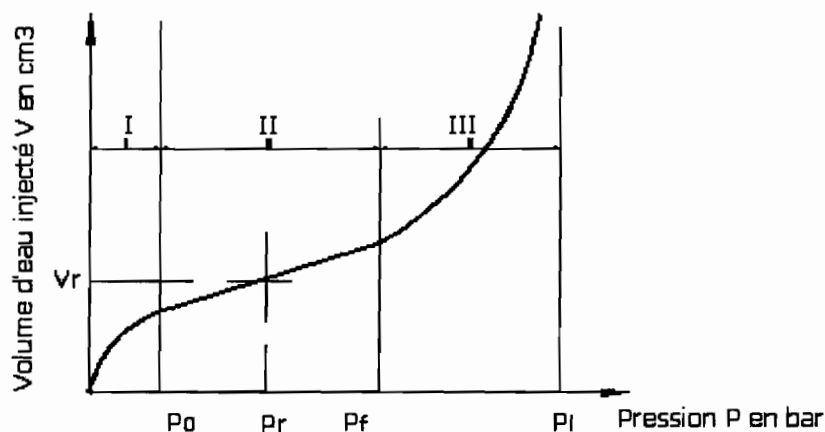
Cet essai est fortement conseillé dans les sols mous, cohérents (formation argileuse, tourbe...). Il est plus précis que l'essai pénétrométrique mais coûte trois à cinq fois plus cher.

### 2-3-2 Calcul de la pression limite $q_l$

La courbe pressiométrique comprend typiquement trois phases :

- la phase initiale qui est la phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol. Elle est également appelée la phase de recompaction. A la fin de cette zone, la pression mesurée  $P_0$ , est égale à la pression initiale horizontale au niveau du sol.
- la deuxième phase est la phase pseudo-élastique.
- La troisième phase est la phase des grands déplacements ou phase dite plastique.

La deuxième phase est la phase la plus importante. Au cours de cette phase, le volume augmente progressivement en fonction de la pression exercée. Une relation linéaire entre la pression et le volume peut être trouvée. Dans cette partie quasi-linéaire de la courbe, on détermine le module de déformation pressiométrique  $E_m$  et la pression de fluage  $P_f$ .



- I : Phase de mise en contact de la paroi de sonde avec le sol  
II : Phase pseudo-élastique  
III : Phase plastique ou des grandes déformations

**Figure 2.5 : Courbe pressiométrique**

❖ **Module de déformation pressiométrique  $E_m$**

$$E_m = 2 (1 + \nu) V \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

$\nu$  = coefficient de poisson fixé à 0.33

$V$  = volume de la sonde au point d'inflexion de la courbe dans la zone pseudo - élastique. -  $V$

$V = V_0 + V_r$ .  $V_0$  est le volume au repos de la sonde qui en pratique égal à 550 cm<sup>3</sup> et  $V_r$  le volume d'eau injecté au point d'inflexion de la zone pseudo -élastique (volume correspondant au milieu de cette zone

$\frac{\Delta P}{\Delta V}$  : Pente de la partie linéaire de la courbe dans la zone pseudo-élastique.

❖ **Pression de fluage ou limite élastique  $P_f$**

C'est la pression correspondant à la fin de la zone pseudo - élastique.

❖ **Pression limite  $P_1$**

C'est la pression correspondant à l'abscisse de l'asymptote de la courbe pressiométrique. Par convention, la pression limite  $P_1$  est la pression qui correspondant au doublement du volume de départ de la sonde  $V_0$ . Il peut être pris égal  $V_0 + 2V_r$ .

❖ **Capacité portante des fondations  $q_d$  sous charge verticale centrée**

Dans un terrain homogène Ménard calcule la capacité portante par la formule suivante :

$$q_d = q_0 + K (P_1 - P_0)$$

$$\text{avec } q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F} [q_d - \gamma D] = \gamma D + \frac{1}{F} [K (P_1 - P_0)]$$

$q_0 = \gamma D = \sum \gamma_i \cdot Z_i$  la pression verticale des terres situées au dessus de la base de fondation.

$D$  = profondeur d'encastrement de la fondation

$\gamma_i$  = densité de la couche  $i$  de fondation traversées, d'épaisseur  $Z_i$

$P_0$  = la pression horizontale des terres au repos au niveau de l'essai pénétrométrique. Elle correspond à la pression développée à la fin de la phase initiale I de l'essai.

$K$  = est un coefficient, dit facteur de portance, qui dépend du type de terrain et de la géométrie de la fondation. (**Voir Annexe 2.1**).  $K$  est compris entre la valeur minimalé de 0.8 pour les semelles fondées superficiellement et la valeur 4.5 pour la pointe des pieux battus.

$F$  = le coefficient de sécurité et pris égal à 2 à l'ELU et 3 à l'ELS.

On déduit ensuite la contrainte admissible  $q_{ad}$  qui doit être inférieure à la charge appliquée à la fondation.

### III- CALCUL DES TASSEMENTS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

#### 1- Définition

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet des charges qui lui sont appliquées. Le tassement est habituellement noté  $S$  ou encore  $St$ .

Le tassement total ou global  $S$  peut être décomposé en trois termes liés chacun à un phénomène différent,  $St = Si + Sc + Ss$

- $Si$ , tassement immédiat ou instantané pendant l'application de la charge, sans expulsion d'eau.
- $Sc$ , tassement de consolidation mesuré après la dissipation des pressions interstitielles.
- $Ss$ , tassement de compression secondaire qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la suppression interstitielle.

L'évaluation des tassements se fera le plus souvent vis-à-vis de l'état limite de service.

#### 2- Calcul des tassements par la méthode oedométrique

$$St = H_0 \left[ \frac{C_s}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right]$$

**Remarques :** Seul le second terme subsiste dans le cas d'un sol normalement consolidé ou qui n'a jamais été chargé. Pour une succession de couches à la verticale, on admet que le tassement total  $St$  égal à la somme des tassements calculés pour chaque couche. On décompose également le site en terrains homogènes à l'horizontal.

$H_0$  = épaisseur initiale de la couche considérée

$C_c$  = indice de compression

$C_s$  = indice de gonflement

$e_0$  = indice de vide initial du sol

$\sigma'_p$  = la pression de consolidation

$\sigma'_{v0} = \sum \gamma_i \cdot Z_i$  : la pression des terres situées au dessus de la profondeur de calcul de tassement ( $Z$  = épaisseur des couches situées au dessus du point de référence des contraintes).

Le point de référence des contraintes est en général le centre de la couche dont on calcule le tassement.

$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_v(z) = I q$  , accroissement de contrainte apporté par la semelle à la cote  $z$  repérée à partir de la base de la semelle.

$I$  = le coefficient d'influence fonction des dimensions de la semelle et de la profondeur  $z$  et lu sur abaques (**Voir Annexe 2.5**).

$q$  = est la pression uniforme ou contrainte appliquée par la semelle.

**NB** : Tous ces paramètres sont déterminés à partir des résultats de l'essai oedométrique.

**Pour le cas d'une semelle isolée rectangulaire** de largeur  $B$  et de longueur  $L$ ,  $\Delta\sigma_v(z)$  peut

être approchée par : 
$$\Delta\sigma_v(z) = \frac{q \times B \times L}{(B+z) \times (L+z)}$$

### 3. Calcul des tassements par la méthode pressiométrique

Le tassement d'une couche de sol chargée en surface par une fondation de diamètre ou de largeur  $B$  est défini comme la somme de deux termes :

$S_t = S_d + S_c$  ( $S_d$  = tassement déviatorique et  $S_c$  = tassement volumique) égaux à :

$$S_c = \frac{a}{9.E_m} (q - \gamma D) \lambda_c . B \quad , \text{ le tassement volumique}$$

$$S_d = \frac{2}{9.E_m} (q - \gamma D) B_o \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_o} \right)^\alpha \quad , \text{ le tassement déviatorique}$$

avec :

$E_m$  = module pressiométrique,

$q$  = contrainte verticale appliquée par la semelle de fondation en unité de pression

$B_o$  = distance de référence, égale à 0.60 m

$B$  = diamètre ou largeur de la fondation en m

$q_o = \gamma D = \sum \gamma_i . Z_i$  = contrainte verticale totale des terres avant travaux, situées au dessus de la base de fondation ou de la profondeur de calcul du tassement.

$\lambda_c$  et  $\lambda_d$  = coefficients de structure fonction de la forme et des dimensions de la fondation

$\alpha$  = appelé coefficient rhéologique, lié à la granulométrie du sol et à son état

(**Voir Annexes 2.5**)



## IV- JUSTIFICATION ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

### 1- Capacité portante

- Selon la règle des contraintes admissibles, la pression uniforme  $q$  appliquée à la fondation, résultant de la descente de charge aux ELU doit rester inférieure à la contrainte de rupture  $q_d$  divisée par un coefficient de sécurité  $F$ , soit :

- $q \leq q_{ad} = \sigma_v + \frac{1}{F} [q_d - \sigma_v]$  et  $q = \frac{Q}{S}$

Avec :

$Q$  charge ponctuelle transmise par la semelle et  $S$  = aire de la semelle pour le cas des semelles isolées,  $S = B$  = largeur de la semelle filante. En général le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite ultime (ELU).

- Suivant les règles BAEL,  $F = 2$  à l'ELU et  $F = 3$  à l'ELS.
- Dans le cas de l'excentrement de la charge  $Q$  appliquée à la semelle, la contrainte uniforme sur le sol est majorée (méthode de Meyerhof) et égale à :

$$q = \frac{Q}{(B - 2e)(L - 2e')}$$

Avec :

$e$  : excentricité sur le côté  $B$  de la semelle

$e'$  : excentricité sur le côté  $L$  de la semelle, s'il existe.

### 2- Niveau d'appui

Le niveau d'appui ou la profondeur d'ancrage d'une fondation, doit être descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol d'assise à l'abri des effets climatiques. Dans les terrains meubles, cette profondeur ne peut être inférieure à 0.50 m et de 1 m en région montagneux. En cas de risque d'affouillement, cette profondeur doit être au moins à 0.50 m de la côte d'affouillement.

### 3- Largeur minimale des fondations superficielles

- Pour le cas des semelles continues, elle est de 0.50 m au moins pour les immeubles et villas à étages et 0.40 m pour les villas individuelles en rez de chaussée.
- Pour les semelles isolées, elle est de 0.70 m.

#### 4- Ferrailage

- L'enrobage des armatures est fixé conformément aux règles B.A.E.L, à au moins 5 cm, compté soit à partir du bord de la fouille (en cas de bétonnage à pleine fouille), soit à partir de la paroi de coffrage, soit à partir de la surface du béton de propreté.
- Une semelle armée à la flexion doit avoir au moins 50 cm d'épaisseur dans le cas des fondations de ponts. Dans le cas de semelles continues sans charge concentrée, les armatures longitudinales sont réparties sur toute la longueur. Les sections minimales sont de (1/1000) de la section transversale de la semelle pour les armatures de la face inférieure et de (1/2000) pour les aciers supérieurs.
- Une semelle non armée à la flexion doit avoir une épaisseur (ht) au moins égale à deux fois le débord (d) et ses armatures longitudinales, réparties sur toute la largeur de la face inférieure, ont une section minimale de 1/1000 de la largeur de la semelle.



---

# Chapitre 3

---

**DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS  
PROFONDES**

## I- GENERALITES SUR LES FONDATIONS PROFONDES

### 1. Définition

Lorsque le terrain superficiel sur lequel repose une fondation n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises, on a recours à une fondation profonde qui permet d'atteindre le substratum (le "bed rock") ou un sol plus résistant et de mobiliser le frottement latéral des couches traversées.

Ce cas se présente souvent lorsque les couches superficielles sont peu résistantes, molles et compressibles, par exemple le cas des vases, des tourbes, des argiles, et dans le cas où il serait impossible d'améliorer la portance de ces couches.

Si la fondation était exécutée directement sur ces couches compressibles, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage se produiraient.

Pour atteindre la profondeur désirée, on réalise, soit des puits d'un certain diamètre (en général 1 à 3 m) relativement peu profonds, soit des pieux plus profonds.

Une fondation est dite profonde lorsque le rapport  $D/B > 10$  (Figure 3.1)

D : Profondeur d'encastrement ou fiche totale de la fondation.

B : Diamètre du pieu ou plus petite dimension dans le plan.

Entre les deux extrêmes de fondations, profondes et fondations superficielles, que nous étudions, on trouve les fondations semi profondes caractérisées par :  $4 \leq D/B < 10$ . Selon leur mode d'exécution et la nature du sol, on peut les assimiler aux unes ou autres ou adopter un calcul intermédiaire.

Une autre façon plus précise de définir la limite entre les fondations consiste à introduire la notion de profondeur critique. L'expérience montre que, dans un sol homogène, la charge limite de pointe  $Q_p$  augmente avec la profondeur D jusqu'à une profondeur dite profondeur critique  $D_c$  au-delà de laquelle elle reste presque constante (Figure 3.2). Cette profondeur dépend du type de sol, de la résistance du sol et du diamètre B du pieu. On pose  $D_c = \lambda \cdot B$

Ménard propose les valeurs du paramètre  $\lambda$  indiquées sur le Tableau 3.1.

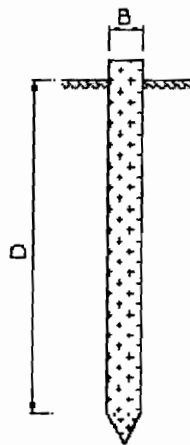
Il existe également des Abaques pour la détermination de  $D_c = D_{max}$  (voir Annexe 3.1)

En terme de portance des fondations profondes, il y a lieu de tenir compte, outre la résistance de pointe  $Q_p$  comme ce fut le cas pour les fondations superficielles, un second terme  $Q_f$  qui est le frottement latéral mobilisé le long du pieu contre le terrain. La faible augmentation de  $Q_p$  au-delà de  $D_c$  correspond à l'apport du frottement latéral.

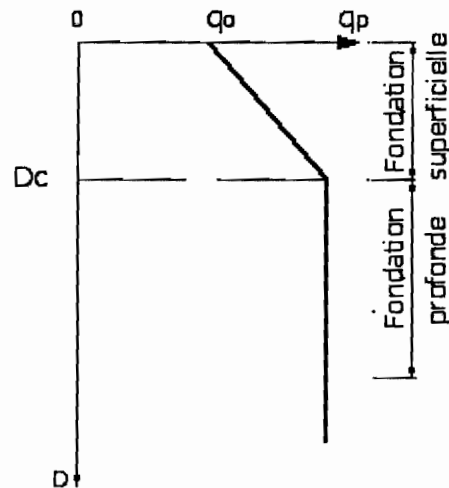
SOL	$\lambda$	
	Fondation	
	Circulaire ou carrée	filante
❖ Argile – Limon	❖ 2	❖ 3
❖ Argile raide – marne - limon compact - sable compressible	❖ 5	❖ 6
❖ Sable et gravier	❖ 8	❖ 9
❖ Sable et gravier très compact	❖ 10	❖ 11

(  $D_c = \lambda.B$  )

**Tableau 3.1 : Valeurs de  $\lambda$  en fonction du sol et de la forme de la fondation**



D = Fiche totale de la fondation  
B = diamètre du pieu



$D_c$  = Profondeur critique  
 $q_p$  = Résistance à la pointe

**Figure 3.1 : Fondation profonde**

**Figure 3.2 : Profondeur critique et Résistance de pointe**

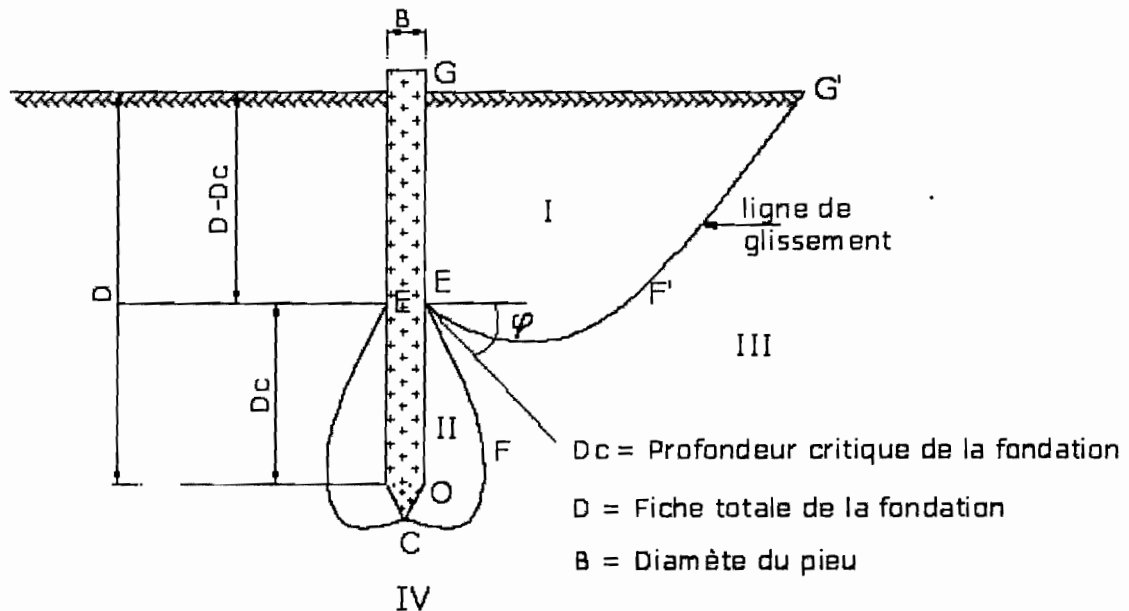
## 2. Notions de ligne de rupture et fonctionnement d'un pieu

Les lignes de glissement qui règnent autour d'un pieu divisent le milieu en quatre zones (Figure 3.3).

- La zone I, limitée par la ligne de glissement EF'G' correspondant au frottement latéral le long du fût. Dans cette zone, le milieu est en équilibre de quasi-butée et les lignes de rupture se comportent comme celles des fondations superficielles.

- La zone II, limitée par la ligne de glissement OCFE correspondant à l'effort de pointe. Dans cette zone, le milieu est également en équilibre de butée et les lignes de rupture se retournent sur le fût lui-même.
- Les zones III et IV sont situées au-delà des lignes de glissement. Dans ces zones, le milieu n'est pas en équilibre plastique, mais pseudo-plastique.

Les formules des fondations profondes s'appliqueront lorsque le point E, limite de la profondeur critique  $D_c$ , se trouve au-dessous du niveau du sol (Figure 3.3).



**Figure 3.3 : Schéma de fonctionnement d'un pieu**

### 3. Classification des pieux

Les fondations profondes sont constituées par les puits et les pieux. La différence fondamentale entre les pieux et les puits est le diamètre qui est plus grand pour les puits, supérieur à 1m. Dans la catégorie des pieux, on distingue les micros-pieux qui ont un diamètre inférieur ou égal à 250 mm.

Mais par soucis de simplification, on désignera par le nom de pieu l'ensemble des fondations profondes.

Traditionnellement, on classe les pieux suivant :

- La nature du matériau constitutif : bois, métal ou béton.
- Le mode de fabrication et de mise en place : pieux battus et forés

Pour l'évaluation de la force portante, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposé au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi qu'on distingue :

- Pieux refoulant le sol à la mise en place
- Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place (excavation de sol).

TYPE DE PIEUX	DIFFERENTES CATEGORIES
<b>Pieux façonnés à l'avance</b> (avec refoulement du sol)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Battu préfabriqué</li> <li>• Métal battu</li> <li>• Tubulaire précontraint</li> <li>• Battu enrobé</li> <li>• Battu ou vibro-foncé injecté à haute pression</li> </ul>
<b>Pieux à tube battu exécuté en place</b> (avec refoulement du sol)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Battu pillonné</li> <li>• Battu moulé</li> </ul>
<b>Puits foncés</b> (avec refoulement du sol)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Béton foncé</li> <li>• Métal foncé</li> </ul>
<b>Pieux forés</b> (excavation du sol)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Foré simple</li> <li>• Foré tube</li> <li>• Foré boue</li> <li>• Tarière creuse</li> <li>• Injecté haute pression</li> <li>• Vissé moulé (avec refoulement)</li> </ul>
<b>Puits</b> (excavation du sol)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Foré à la main</li> </ul>
<b>Micropieux</b> (excavation du sol)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Type I</li> <li>• Type II</li> <li>• Type III</li> <li>• Type IV</li> </ul>

**Tableau 3.2 : Classification des pieux suivant le mode d'exécution (DTU 13.2)**

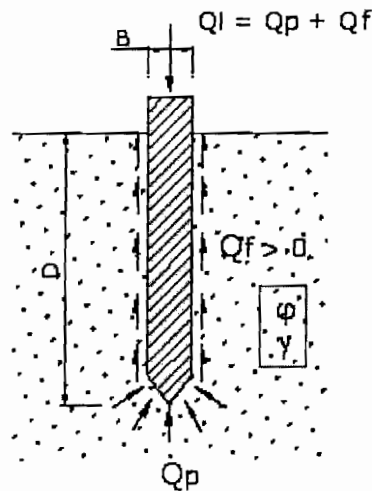
## II- CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS PROFONDES

### 1. Introduction

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale  $Q_l$  qu'il peut supporter. Au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale  $q_l$  sera la charge par unité de surface, encore appelée pression.

Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite  $Q_l$  supportée par le pieu en deux composantes : la résistance de pointe  $Q_p$  et la résistance au frottement  $Q_f$ .

$$Q_l = Q_p + Q_f \text{ ( Figure 3.4)}$$



**Figure 3.4 : Force portante d'un pieu**

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour la détermination de la force portante d'un pieu dont :

- La formule dynamique déduite du résultat de battage.
- Les formules statiques basées sur la théorie des fondations superficielles.
- L'interprétation des résultats des essais exécutés au pénétromètre ou au pressiomètre.
- Les interprétations des essais de mise en charge d'un ou plusieurs pieux.

Dans la suite, nous nous contenterons d'exposer les trois premières méthodes.



## 2. Méthodes de calcul de la force portante d'un pieu battu sous charge axiale

### 2.1 Définition

Ces pieux sont préfabriqués et fichés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton et d'une sonnette.

Les essais de battage de pieux donnent des résultats plus fiables dans le cas d'un massif pulvérulent relativement compact et perméable. Par contre, les résultats sont trop faibles pour le cas d'un milieu cohérent peu perméable.

Il est d'usage de mesurer l'enfoncement moyen du pieu, mesuré sous un certain nombre de coups en général 10 coups. On désigne par refus, l'enfoncement du pieu correspondant au dernier coup de mouton. Mais il est plus difficile à exprimer, c'est pourquoi on exprime en général un refus moyen observé au cours de la dernière volée de 10 coups de moutons. Ainsi l'obtention d'un certain refus est généralement une condition nécessaire mais non suffisante pour arrêter le battage. Il arrive, en effet, que le refus soit incertain à cause de la présence d'un obstacle.

### 2-2 Formule des Hollandais

On l'utilise de préférence pour des refus importants supérieurs à 5 millimètres.

$$Q_{ad} = \frac{1}{F} \cdot \frac{M^2 \cdot H}{e \cdot (M + P)} \cdot g$$

$Q_{ad}$  = Charge portante admissible du pieu en N

H = hauteur de chute du mouton

M = masse du mouton en kg

P = Masse frappée (pieu + casque + accessoire) en kg

e = Enfoncement permanent ou refus moyen en m.

g = Accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup>

F = Coefficient de sécurité pris égal à 6 en pratique.

### 2-3 Formule de Crandall

On l'utilise pour des refus inférieurs à 5 millimètres.

$$Q_{ad} = \frac{1}{F} \cdot \frac{M^2 \cdot H}{\left(e + \frac{e_1}{2}\right) \cdot (M + P)} \cdot g$$

Le refus est mesuré sur un enregistrement graphique du mouvement de la tête du pieu.

Cette formule n'est autre que celle des Hollandais pour laquelle on tient compte du **raccourcissement élastique**  $e_1$  du pieu exprimé en m.

On prend dans ce cas  $F = 4$ .

### 3- Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré sous charge axiale

#### 3-1 Définition

L'utilisation des pieux forés nécessite l'exécution préalable d'un forage aux moyens mécaniques (tarière, benne, etc.). Le forage qui peut être tubé est rempli de béton.

Pour la détermination de la charge portante totale  $Q_1$  du pieu, il y a lieu de distinguer ici le terme de pointe  $Q_p$  qui est la force limite supportée en résistance de pointe et le terme de frottement latéral  $Q_f$  qui est le frottement des parois latérales du pieu contre le terrain.

En général le terme  $Q_p$  est peu influencé par le type de pieu, ce qui n'est pas le cas pour le terme  $Q_f$  qui est fonction du matériau constitutif du sol, du pieu et de son mode de mise en place. D'ailleurs, il est le plus difficile à évaluer et on s'attache à la détermination de la force portante verticale  $Q_p$ .

Plusieurs méthodes ont été élaborées soit à la base des calculs théoriques (formule statique) ou à la base d'interprétation des résultats d'essais in-situ (pénétromètre ou préssiomètre)

Pour le calcul de la charge admissible  $Q_{ad}$ , comparer avec la charge résultante des descentes de charges, les termes  $Q_p$  et  $Q_f$  seront minorés par des coefficients dits de sécurité.

#### 3-2 Formule statique

##### 3.2.1- Expression générale de la force portante $Q_1$

Cette méthode nécessite la connaissance des caractéristiques mécaniques ( $C$  et  $\phi$ ) du sol, qui sont déterminés au laboratoire.

$$Q_1 = P \cdot \sum_i^n h_i q_{fi} + A \cdot q_p = Q_f + Q_p$$

$Q_1$  : Capacité portante ou pression limite du pieu en unité de force, soit en kN.

$q_{fi}$  = frottement latéral unitaire de la couche  $i$  en kPa, déterminé à partir des abaques

$n$  : nombre de couches traversées par le pieu.

$P$  : périmètre du pieu en m

$A$  = section droite du pieu en  $m^2$

$h_i$  = épaisseur de la couche  $i$  en m ( $h_i = D$  = longueur du pieu lorsque le sol est homogène sur toute la profondeur d'ancrage)

$q_p$  = capacité portante brute sous la pointe en kPa.

En général pour un pieu fiché dans un sable, la capacité portante nette est pratiquement la même que la portance brute.

### 3.2.2- Calcul de la pression limite $q_p$ sous la pointe

La méthode la plus ancienne pour déterminer la pression limite est fondée sur les formules de Terzaghi pour la capacité portante des fondations superficielles (Voir Chapitre 2 - II)

Ainsi pour le cas des semelles circulaire de rayon  $r$ , ancrée à une profondeur  $D$ , l'expression de la capacité portante brute  $q_d = q_p$  devient :

$$q_p = 0.6.\gamma.r.N_\gamma + \gamma.D.N_q + 1.3.C.N_c = 0.6.\gamma.r.N_\gamma + \sigma_v.N_q + 1.3.C.N_c$$

(Voir chapitre 2 I-2. pour la définition des différents termes)

En général, on néglige le terme  $\gamma.r.N_\gamma$  et on détermine alors des coefficients plus élevés, soit  $N_{q_{\max}}$  et  $N_{c_{\max}}$  qui sont tabulés en **Annexes 3.1**.

$$\text{On alors } q_p = \sigma_v.N_{q_{\max}} + 1.3.C.N_{c_{\max}}$$

Cette dernière formule n'est valable que lorsqu'on a atteint l'ancrage critique  $D_c$  (Figure 3.3), c'est-à-dire  $D \geq D_c$ , sinon utiliser celle des fondations superficielles.

La force portante verticale est donnée par :  $Q_p = A.q_p$

Caquot et Kérisel ont proposé des formules pour le calcul de  $N_q$ ,  $N_c$  et  $D_c$  :

$$D_c = \frac{B}{4} N_{q_{\max}}^{2/3}$$

$$\text{Pour } \phi = 0, \quad N_{q_{\max}} = 1, \quad N_c = 7$$

$$\text{Pour } \phi \neq 0, \quad N_{q_{\max}} = e^{7tg\phi} \quad \text{et} \quad N_c = \left( \frac{N_q - 1}{tg\phi} \right)$$

### 3.2.3- Calcul du frottement latéral $Q_f$

C'est la résistance au cisaillement (contrainte tangentielle) qui peut être mobilisée au contact du pieu et du sol pendant leur déplacement relatif. Il est pris en compte seulement sur la hauteur (D - Dc).

Le frottement latéral est assez difficile à évaluer et on s'intéressera aux cas de sollicitations particulières. Il se calcule par :

$$Q_f = P \sum_i^n h_i q_{fi} = P \int_0^{D-Dc} q_f dh$$

- ❖ Dans une **argile saturée ou sol purement cohérent**, le frottement latéral unitaire est donné par :  $q_f = \beta \cdot C_u$ .

$\beta$  est un coefficient réducteur (Voir Tableau 3.3) et  $C_u$  est la cohésion non drainé du sol.

TYPE DE PIEU	NATURE DU PIEU	$\beta$
Puits et pieux forés de gros diamètre	• Fût en béton	• 0.6
Pieux forés	• Fût en béton	• 0.7
	• Fût en métal	• 0.5
Pieux battus	• Fût en béton	• 0.7
	• Fût en métal	• 0.5
Pieux injectés	• Faible pression	• 1
	• Forte pression	• 1.5

**Tableau 3.3 : Valeurs maximales du coefficient  $\beta$  pour quelques pieux (DTU 13.2)**

- ❖ **Pour un sol non cohérent** (pulvérulent ou grenu) le frottement latéral est estimé par :

$$q_f = K \cdot \text{tg} \varphi_a \cdot \sigma'_v = \sigma'_h \cdot \text{tg} \varphi_a$$

où  $\sigma'_v$  et  $\sigma'_h$  sont respectivement les contraintes effectives verticale et horizontale à mi-hauteur de la couche où l'on calcule le frottement latéral (contrainte moyenne).

$K$  et  $\varphi_a$  sont respectivement le coefficient de poussé du sol sur le pieu et l'angle de frottement sol-pieu. Ils sont déterminés par Broms pour différents types de pieux (Tableau 3.4).

TYPE DE PIEU	$\varphi_a$	K	
		(compacité faible)	(compacité forte)
Pieu acier	20	0.5	1
Pieu battu en béton rugueux	$\frac{3}{4} \varphi$	1	2
Pieu battu en béton lisse	$\frac{3}{4} \varphi$	0.5	1
Pieu foré	$\frac{3}{4} \varphi$	0.5	0.5
Pieu en bois conique	$\frac{2}{3} \varphi$	1.5	4

**Tableau 3.4 : Valeurs de K et  $\varphi_a$  pour quelques pieux en fonction de  $\varphi$**

### Remarques :

- A titre indicatif, on adopte pour le frottement unitaire des sols non cohérents (pulvérulents), les valeurs suivantes :
  - limon, sable lâche ou craie molle :  $q_s = 35$  kPa.
  - sable moyen à très compact :  $q_s = 80$  kPa à 120 kPa.
  - craie altérée :  $q_s = 80$  kPa à 150 kPa
- De façon général, on peut exprimer le frottement unitaire d'un sol par la formule  $q_f = K.tg\phi_a . \sigma'_v$  en prenant pour le facteur  $K.tg\phi_a$  les valeurs suivantes :
  - Sol pulvérulent : 0.30
  - Argiles et vases : 0.20 à 0.25
  - Pieux battus dans les argiles très molles : 0.10
  - Pieux métalliques ou chemisés enduites de bitumes : 0.05
- Lorsque le frottement latéral le long du pieu est positif (le pieu tasse plus que le sol et c'est le cas le plus général), le frottement latéral est dirigé vers le haut et participe à la résistance du pieu. On dit que le frottement latéral est positif et :  $Q_1 = Q_p + Q_f$
- Lorsque le frottement latéral est négatif (le sol tasse plus que le pieu et surcharge le pieu au lieu de le soutenir), le frottement latéral est dirigé vers le bas et la force portante est égale à l'effort de pointe diminué du frottement latéral : on dit que le frottement latéral est négatif et  $Q_1 = Q_p - Q_f$ .

### 3-3 Calcul de $Q_1$ à partir de l'essai au pressiomètre

La résistance à la pointe  $Q_p$  et le frottement latéral  $Q_f$  se calculent à partir des pressions limites mesurées au pressiomètre. Cet essai a été déjà décrit dans la partie concernant le dimensionnement des fondations superficielles. Cet essai est recommandé pour les milieux cohérents, compressibles (vase, tourbe, marnes...). Nous avons également  $Q_1 = Q_f + Q_p$ .

#### 3.3.1 Calcul du terme de pointe $q_p$

Le calcul du terme de pointe d'un pieu se fait par application d'une formule semi-empirique liant directement la pression limite  $p_{1e}$  de l'essai pressiométrique à la pression de rupture sous la pointe.

$$q_p = k(p_{1e} - p_0) + q_0$$

$p_0$  et  $q_0$  sont respectivement les pressions horizontales et verticales totales des terres au niveau considéré, termes qui peuvent être le plus souvent négligés d'où  $q_p = k \cdot p_{1e}$

(Voir paragraphe II, 2-3 sur les fondations superficielles, pour la définition des différents termes de la formule)

$$p_{1e} = \sqrt[3]{p_{11} \cdot p_{12} \cdot p_{13}}$$

Les trois valeurs  $p_{11}$ ,  $p_{12}$  et  $p_{13}$  représentent les pressions limites  $p_1$  mesurées un mètre au dessus de la pointe, au niveau de cette pointe et un mètre au dessous.

**Pour une couche uniforme**,  $p_{11} = p_{12} = p_{13} = p_{1e}$

**Le facteur k** est appelé facteur de portance et donné sous forme d'abaques en **Annexes 3.2**

Il est fonction de la catégorie du sol, de la nature du pieu et de la hauteur d'encastrement

relatif du pieu définie par :

$$De = h_e = \frac{1}{p_{1e}} \int_0^D p_1(z) dz = \frac{1}{p_{1e}} \sum p_{1i} \cdot h_i$$

Avec D, la profondeur totale d'ancrage du pieu et  $h_i$  l'épaisseur de la couche rencontrée.

La charge totale mobilisable par effort de pointe est donnée par  $Q_p = A \cdot q_p$  où A est l'aire de la section droite du pieu.

### 3.3.2 Calcul du frottement latéral $Q_f$

Le frottement latéral unitaire  $q_f$  est obtenu directement sous forme d'abaques à partir de la pression limite  $p_1$  mesurée au pressiomètre et du type de sol. (Voir Annexes 3.3)

$$Q_f = P \sum_i^n h_i q_{fi}$$

### 3-4 Calcul à partir de l'essai au pénétromètre

L'essai de résistance pénétrométrique le plus fiable pour les fondations profondes est l'essai au pénétromètre statique. L'enfoncement des tiges dans le sol se fait à vitesse constante et lente au moyen de vérins. Mais il n'est quasi pratiqué dans la sous région.

Quant à l'essai de pénétration dynamique que nous avons présenté dans le cas des fondations superficielles, il donne essentiellement des indications qualitatives sur les caractéristiques du sol. On effectue au voisinage de l'emplacement du futur pieu un ou plusieurs essais au pénétromètre

### 3-4.1 Calcul de la pression limite $q_p$ sous la pointe

La pression limite sous la pointe du pieu est déterminée à partir de la valeur de la résistance de pointe  $q_c$  du pénétromètre statique.

L'effort total mobilisable sous la pointe est donnée par  $Q_c = A \cdot q_p$

avec :

A : aire de la section droite de la pointe du pieu

$q_p$  : contrainte limite donnée par la relation :  $q_p = k_c \cdot q_c$  où  $k < 1$

Les valeurs du coefficient  $k_c$  sont données en Annexes.

### 3-4.2 Calcul du frottement latéral $q_f$

Le frottement latéral le long du pieu est difficile à évaluer partir du frottement mesuré lors de l'essai pénétrométrique. C'est pourquoi on préfère relier le frottement latéral aux caractéristiques de résistance de cisaillement du sol. A partir des résultats de l'essai au pénétromètre, on détermine :

$$q_f = \frac{q_c}{\alpha} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 100 & (\text{sables denses}) \\ \alpha = 75 & (\text{sables lâches}) \\ \alpha = 60 & (\text{sols intermédiaires}) \\ \alpha = 50 & (\text{argiles}) \end{cases}$$

Il existe des tables plus complètes pour déterminer le coefficient " $\alpha$ " (voir Annexes 3.4)

L'effort total mobilisable par frottement latéral est donné par la formule:  $Q_f = \sum_i^n h_i q_{fi}$

### 3-5 Charge admissible nette $Q_{ad}$ d'un pieu foré

On appelle charge admissible d'un pieu la charge maximale que l'on puisse lui appliquer sans risque de rupture et sans que les tassements dépassent une certaine valeur appelée tassement limite. Elle sera comparée à la charge résultante de la descente de charge. On introduit donc la notion des facteurs de sécurité. Suivant les règles BAEL, les deux efforts de pointe et de frottement latéral sont frappés des coefficients réducteurs suivants :

$$\text{ELS : } Q_{ad} = \frac{Q'_p}{3} + \frac{Q_f}{2} \qquad \text{ELU : } Q_{ad} = \frac{Q'_p}{2} + \frac{3}{4} \cdot Q_f$$

$Q'_p$  : Force portante nette à la pointe du pieu.

Dans les sables, la force portante brute  $Q_p$  est pratiquement la même que la force portante nette  $Q'_p$ .

$Q_f$  : force de frottement mobilisable par le pieu.

#### 4- Comportement d'un groupe de pieux

Jusqu'à présent, nous avons traité de la force portante d'un pieu isolé. Mais dans la pratique, les pieux sont pratiquement battus ou forés par groupe. Il convient donc d'étudier l'influence d'un pieu voisin sur la force portante de chaque pieu du groupe afin de mobiliser tout le frottement latéral. Ainsi, dès que l'entraxe de deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur, il faut tenir compte de cette influence. La capacité portante d'un pieu du groupe se trouve donc diminuée. On introduit donc la notion de coefficient d'efficacité, noté  $f$  qui minore la vraie valeur de la capacité portante du pieu.

Nous proposons la formule de « Los Angeles »

$$f = 1 - \frac{B}{L} * \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} \left[ m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2} \cdot (m-1)(n-1) \right]$$

Avec :

$n$  : nombre de rangées de pieux suivant le plus petit côté.

$m$  : nombre de pieux par rangée

$B$  : dimension du pieu ou diamètre

$L$  : entraxe des pieux d'une même rangée

$f$  : coefficient d'efficacité.

La charge portante limite  $Q_i'$  d'un pieu du groupe sera donnée par :  $Q_i' = f \cdot Q_i$

La charge portante limite  $Q_i'$  du groupe de pieux est donnée par :  $Q_i' = N \cdot f \cdot Q_i$

$N$  étant le nombre de pieux du groupe.

#### 5- Effort horizontaux et pieux inclinés

Il arrive que les pieux soient soumis en plus de la charge verticale axiale, à des efforts horizontaux ou à un moment (cas des forces de freinage, poussées des terres...)

Lorsque le moment ou la force horizontale sont importants, le pieu doit être fortement armé.

Nous n'aborderons pas ici les calculs des pieux soumis à des charges horizontales qui se fait en utilisant un module de réaction du sol en déterminant les déformations du pieu.

Néanmoins des dispositions constructives sont prises lorsque le cas se présente.

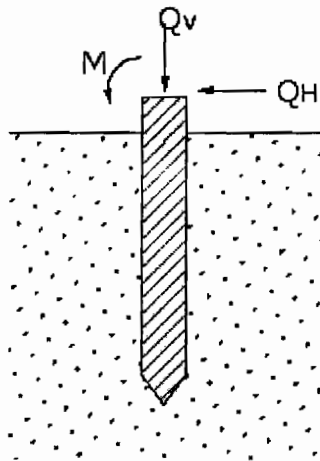
En général, on reprend les efforts horizontaux par des pieux inclinés. L'angle d'inclinaison  $\alpha$  du pieu est fixé en fonction du matériel de forage (Figures 3.5 et 3.6) :

- Pour des pieux battus, l'angle est limité à  $20^\circ$ .
- Pour des pieux forés de diamètre supérieur à 1.20 m, l'inclinaison est déconseillée.
- Pour des pieux forés de diamètre compris entre 0.80 et 1.20 m,  $\alpha < 12^\circ$ .

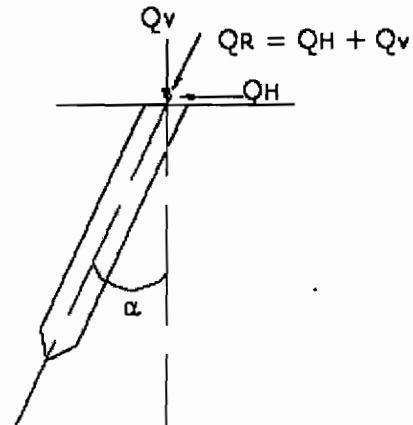


- Pour des pieux forés de diamètre inférieur à 0.80 m, l'inclinaison est limitée à  $12^\circ$  si le terrain est aquifère et pouvant atteindre  $18^\circ$  si le terrain est non aquifère.

Des poutres ou tirants reliant les pieux en tête, servent également à reprendre les efforts de traction - compression développés par les efforts horizontaux et moments.



**Figure 3.5 : Pieu isolé sous charges latérales**



**Figure 3.6 : Pieu incliné chargé axialement**

## 6- Tassement d'un pieu isolé

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures. Dans certains cas de groupes de pieux, il peut être, par contre, impératif de prévoir le tassement.

Des expériences ont montré que le tassement en tête des pieux n'excède que très généralement le centimètre, sous une charge de référence égale  $0.7 \cdot Q_p$  et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie entre 6 à 45 m, et dont le diamètre  $B$  est compris entre 0.30 et 1.50 m.

Ainsi on définit une valeur limite du tassement noté  $S_{ref}$  sous la charge de référence :

- Pour les pieux forés :

$$S_{ref} = 0.006 B \text{ (avec des valeurs extrêmes de } 0.003 \text{ et } 0.010 B \text{)}$$

- Pour les pieux battus :

$$S_{ref} = 0.009 B \text{ (avec les valeurs extrêmes de } 0.003 \text{ et } 0.010 B \text{)}$$

### III- JUSTIFICATION ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

#### 1- Capacité portante ou force portante

##### 1.1 Force portante limite $Q_l$

Comme nous l'avons vu plus haut, la force limite  $Q_l$  d'un pieu fait intervenir deux termes : le terme de pointe  $Q_p$  et le frottement latéral  $Q_f$ .

- Lorsque le frottement latéral le long du pieu est positif (le pieu tasse plus que le sol et c'est le cas le plus général), le frottement latéral est dirigé vers le haut et participe à la résistance du pieu. On dit que le frottement latéral est positif et :  $Q_l = Q_p + Q_f$
- Lorsque le frottement latéral est négatif (le sol tasse plus que le pieu et surcharge le pieu au lieu de le soutenir), le frottement latéral est dirigé vers le bas et la force portante est égale à l'effort de pointe diminué du frottement latéral : on dit que le frottement latéral est négatif et  $Q_l = Q_p - Q_f$ ;

On peut choisir d'annuler l'effet du frottement négatif en rendant lisse la paroi du pieu par un enduit comme le bitume.

##### 1.2 Force portante admissible

Selon la règle des contraintes admissibles, la charge  $Q$  appliquée à la fondation, résultant de la descente de charge aux états limites, doit rester inférieure à la force portante admissible  $Q_{ad}$  du sol de fondation définie plus haut :  $Q \leq Q_{ad}$

#### 2- Type de pieux

Le choix du type de pieux n'est généralement pas fait au niveau de l'étude des fondations. C'est le plus souvent l'entreprise qui propose une technologie particulière à partir de critères qui peuvent être :

- les orientations définies dans le dossier d'appel d'offres (type de pieux),
- les habitudes locales ou liées au type d'ouvrage considéré,
- le matériel dont dispose l'entreprise,
- la configuration du site : (site aquatique ou terrestre),
- la nature des sols et la circulation de l'eau,
- le coût...

### 3- Dimensions – inclinaison

#### 3.1 Diamètre

Pour les pieux circulaires, on parle de diamètre  $D$  alors que pour les autres sections, on parle de largeur  $B$ .

- Les gros pieux forés ou puits ( $B > 1.00\text{m}$ ) sont en règle général, réservés aux grands ouvrages.
- Les pieux forés, non tubés sur toute leur longueur, ont une dimension transversale minimale de 0.60 m. Pour les ponts-routes, il est recommandé de ne pas descendre au dessous de 0.80 m.
- Les petits pieux ne sont adaptés qu'aux ouvrages modestes, d'appuis modérés.
- Plus particulièrement les micros-pieux ont un diamètre inférieur ou égal à 250 mm
- Si les efforts horizontaux sont faibles les pieux de faibles diamètre ( $B \leq 0.60\text{ m}$ ) peuvent convenir, quitte à les incliner, alors que ceux de grands diamètres ont rarement besoin d'être incliné.
- Le choix du diamètre du pieu peut être conditionné par sa longueur.

#### 3.2 Longueur

La longueur des pieux dépend :

- de l'épaisseur des couches de sols résistants devant être traversées par le pieu pour mobiliser un frottement latéral suffisant.
- de la profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu dans le substratum si l'étude montre qu'il est nécessaire de l'atteindre.

**Remarques :** Dans le cas où le substratum n'existe pas où se trouve à grande profondeur, on cherchera à profiter au maximum de la résistance au frottement latéral. Les pieux sont alors dits flottants, car l'effort de pointe est très faible.

#### 3.3 Inclinaison

La seule limite à l'inclinaison, quels que soit le diamètre et le type de pieu, reste imposée par le matériel d'exécution. Actuellement, on ne dépasse pas une inclinaison de  $20^\circ$ .

#### **4- Disposition en plan d'un groupe de pieux**

La disposition en plan des pieux d'une même fondation doit permettre :

- d'assurer une répartition la plus homogène possible des charges axiales entre les différents pieux,
- d'assurer le centrage du groupe de pieux sous les parties de la structure qui transmettent des sollicitations à la fondation.

L'espacement minimal de deux pieux doit être de  $1.5 B$ , soit un entraxe minimal de  $2.5 B$ , et cela pour de raisons d'exécution ( $B$  étant le diamètre du pieu en m). Bien qu'il n'existe pas d'espacement maximal à respecter, il faut éviter une distance entre pieux trop importante qui conduit à une forte épaisseur de la semelle de liaison.

#### **5- Démarche à suivre pour une étude de fondations profondes**

Le dimensionnement d'une fondation sur pieux ne peut se faire que par tâtonnements. On part d'un avant-projet établi de façon plus ou moins empirique : c'est le prédimensionnement. On le soumet ensuite aux vérifications nécessaires. Si une ou plusieurs conditions ne sont pas satisfaites, on reprend le projet jusqu'à l'obtention d'une fondation capable de résister correctement aux charges transmises par l'ouvrage et résultant d'une descente de charges.

On peut schématiser les étapes d'un projet de fondations profondes de la façon suivante :

- ❖ reconnaissance géotechnique et essais ;
- ❖ descente de charges des ouvrages ;
- ❖ choix entre fondations profondes et fondations superficielles ;
- ❖ type et profondeur des fondations ;
- ❖ calcul des charges limites ;
- ❖ calcul des charges admissibles et, parfois, détermination des tassements ;
- ❖ dimensionnement des pieux (béton, armature, acier, etc.)
- ❖ vérifications particulières : frottement négatif, risque de cisaillement des pieux, effet de groupe, etc.

On obtient une première approximation du nombre de pieux en divisant la charge verticale par la charge maximale que peut supporter le pieu, et cela à l'état limite et sous les combinaisons d'actions les plus défavorables ;

Il ne faut pas non plus perdre de vue qu'un projet de fondation, au-delà de la confrontation des charges apportées par la superstructure aux propriétés mécaniques du site, doit tenir compte des problèmes posés lors de l'exécution.

Mentionnons qu'on ne doit envisager des fondations profondes dans un projet qu'après avoir conclu que les fondations superficielles ne sont pas possibles.



---

# Chapitre 4

---

**APPLICATION AUX PONTS-ROUTES SUR  
MICROS-PIEUX**

## **I- PRESENTATION DU PROJET**

### **1. Introduction**

Le présent projet s'inscrit dans le cadre des travaux de réhabilitation de la voirie de Thiès à l'occasion de la fête de l'indépendance d'avril 2004. Il concerne la construction d'un des ponts situés sur la nouvelle voie nommée Voie de Contournement Nord (V.C.N) de Thiès.

Les études de projets et le contrôle ont été assurés par le Groupe d'Ingénierie et de Construction (GIC). Quant à l'exécution, elle a été assurée par l'entreprise JEAN LEFEBVRE SENEGAL qui à son tour, a sous traité les travaux de fondation, exécution des micros-pieux à l'entreprise INFRA-TP et les travaux de superstructure à l'Entreprise Générale de Travaux (EGX).

Notre étude portera essentiellement sur le dimensionnement des fondations (pieux, massifs et appuis)

### **2. Choix du projet**

Notre choix a été porté sur ce projet d'une part pour des raisons d'opportunités. En effet les travaux se déroulent dans la ville de Thiès non loin de l'Ecole Supérieure Polytechnique. Nous avons d'ailleurs eu le privilège de suivre globalement ces travaux.

Aussi nous nous sommes intéressé à la technique des fondations sur micros-pieux puisqu'elle est un peu récente dans notre région et devient une solution recours dans les zones sujettes à de grands tassements comme les marnes gonflantes.

### **3. Etudes du projet**

L'étude hydrologique des bassins versants réalisée par le groupe G.I.C comporte la détermination des crues décennales cinquantenales (échantillons de pluies enregistrées sur 50 ans de 1947 à 1997 et période de retour de 10 ans) et l'étude hydraulique porte sur la détermination des lignes d'eau pour la crue cinquantennale et les sections d'écoulement de certains ouvrages. Ainsi les ouvrages sont dimensionnés avec un débit décennal  $Q_{10}$ .

L'étude géotechnique a porté essentiellement sur la caractérisation des sols supports. Les études géotechniques ont été faites par le laboratoire du Centre Expérimentale de Recherches et d'Etudes pour l'Equipement (CEREEQ) à la demande de l'entreprise JLS.

#### 4. Situation et état des lieux du pont

Le pont étudié est situé sur la VCN longue de 10,800 km. Il se trouve dans un bassin versant traversé par un canal de ceinture appelé le canal périmétral Nord, canal prolongé par le second affluent du marigot de Diassap. Les ouvrages hydrauliques sont implantés aux endroits où l'écoulement traverse la voie. Il existe au total trois ponts sur la VCN à savoir le premier, celui de Polytechnique au PK 1+350 ; **le second pont, celui que nous étudions et implanté au PK 8+600** ; le dernier pont sur la VCN, appelé pont de Diassap et situé au PK 10+325 près de l'intersection avec la voie de Saint Louis. Mentionnons que les travaux de voirie comporte un quatrième pont situé sur le Boulevard de N'Guinth long de 2500 m. Avant les travaux, il n'existait que des amorces de poteaux, justifiant l'abandon d'un projet de construction de pont ou d'ouvrage hydraulique sur l'ancienne piste.

#### 5. Description du pont (voir Annexes 4.1 et 4.2)

Le pont étudié est un pont-route de 18.10 m de large sur 18.80 de long. Il comporte deux travées continues d'ouverture de 8.30 m et un tirant d'air de 2.80 m. Il est essentiellement en béton armé et comporte deux chaussées de 7m (largeur roulable) séparées par un terre plein central infranchissable de 1m de large.

Les fondations sont sur micros pieux de 20 cm de diamètre fichés à 18 m de profondeur.

Les pieux sont reliés en tête par un massif. Les appuis (une pile et les deux culées) sont des murs voiles, en béton armé. Le tablier est une dalle pleine en prédalle reposant sur des poutres droites continues sur appuis.



**Figure 4.1 : Vue latéral du pont**



$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 * 27 = 16.2 \text{ MPa}$$

Masse volumique du béton :  $2.5 \text{ t/m}^3$

### 2.3.2 Acier (Haute Adhérence, HA)

Limite élastique :  $f_e = 500 \text{ MPa}$

Module de Young :  $E = 200\,000 \text{ MPa}$

**Etats limites ultimes : ELU**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$$

**Etats limites de service : ELS**

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (110 * \sqrt{\eta f_{ij}} , 0.5 f_e) \right\} \text{ avec } \eta = 1.6 \text{ pour acier haute adhérence}$$

$$\sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

### 2.3.3 Actions

#### a) Charges permanentes G

La descente de charge est faite en considérant la largeur d'une chaussée. (voir Annexes 4)

**Poids propre** (tablier, revêtement, trottoir, terre-plein, garde corps)

- Tablier en béton armé (ép = 30 cm,  $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$ ) :

$$2.5 \text{ t/m}^3 \times 9.00 \text{ m} \times 18.80 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} = 126.90 \text{ t}$$

- Revêtement en béton bitumineux (ép = 7 cm,  $\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3$ ) :

$$2.3 \text{ t/m}^3 \times 7 \text{ m} \times 18.80 \text{ m} \times 0.07 \text{ m} = 21.19 \text{ t}$$

- Trottoir (larg = 1.55 m, ep = 0.20 m)

$$2.5 \text{ t/m}^3 \times 1.55 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 18.80 \text{ m} = 14.57 \text{ t}$$

- Garde corps ( $\gamma = 0.050 \text{ t/ml}$ )

$$0.050 \text{ t/ml} \times 18.80 \text{ m} = 0.94 \text{ t}$$

- Terre plein infranchissable (larg = 1.00 m, ép = 0.30 m,  $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$ )

$$2.5 \text{ t/m}^3 \times 1.00 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 18.80 \text{ m} = 14.10 \text{ t}$$

On trouve au total **G = 178 tonnes** soit **G = 9.45 t/ml**

#### b) Action des terres

Masse volumique :  $2 \text{ t/m}^3$

Angle de frottement interne :  $\phi = 30^\circ$

Coefficient de poussée active :  $K_a = 0.33$

**c) Charges d'exploitation**

❖ **Système de charge A (charges réparties)**

Les charges de type A sont des charges routières résultant d'un effet général

**Surcharge A(l)** : charge uniformément répartie

- Largeur roulable :  $L_r = 7.00$  m

$L_r \geq 7.00$  m  $\implies$  **le pont est de classe 1**

- Largeur chargeable : 7.00 m

- Nombre de voies par chaussée : 2 voies de 3.50 m de large

- coefficient  $a_1 = 1$  (pont de classe 1)

- coefficient  $a_2 = 1$

$$A = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

$$A(l) = \left(230 + \frac{36000}{L+12}\right) \quad L \text{ étant la longueur en m du tablier considérée}$$

$$A = 1 \times 1 \times \left(230 + \frac{36000}{18.80+12}\right) = 1399 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Soit } A = 1399 \text{ kg/m}^2 \times 7.00 \text{ m} \times 18.80 = 184 \text{ t/ml}$$

$$\text{Soit } A(l) = 9.8 \text{ t/ml et } A = 184 \text{ tonnes}$$

**Effort de freinage F(l)**

$$f = \frac{1}{20 + 0.0035.S} \quad \text{avec } S = \text{surface de la chaussée considérée en m}^2.$$

$$S = 7.00 \text{ m} \times 18.80 \text{ m} = 131.6 \text{ m}^2 \text{ et } f = 0.049$$

$$F = f \times A = 0.049 \times 184 = 9$$

$$\mathbf{F = 9 \text{ tonnes}}$$

❖ **Système de charge B (charges ponctuelles)**

Les charges de type B sont des charges routières résultant d'un effet local.

**Charge Bc**

Nous considérons le système Bc qui est le plus défavorable pour la stabilité des appuis.

Ainsi nous avons à disposer : (2 camions de 30 tonnes par voies x 2 voies) par chaussée.

(Voir Annexes 4.2)

- Coefficient de majoration  $bc_1$  et  $\delta$ :

$bc_1 = 1.1$  pour chaussée à 2 voies et pont de classe 1

$$\delta = \left( 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}} \right) \text{ (majoration dynamique)}$$

$L = 18.80 \text{ m} = \text{portée du pont}$

$G = \text{Charges permanentes} = 178 \text{ t}$

$S = 1.1 \times 4 \times 30 \text{ t} = 132 \text{ t} = \text{surcharges maximales Bc majorée par } bc_1$

D'où  $\delta = 1.177$

Le coefficient de pondération total pour les charges Bc vaut :  $bc = bc_1 \times \delta = 1.295$

### Effort de freinage F(b)

L'effort de freinage est une force horizontale de 30 t correspondant au freinage d'un seul camion qui est le plus défavorable.  $F(b) = 30 \text{ t}$  sans majoration dynamique répartie sur les appuis.

#### d) Surcharge des trottoirs (Tr)

Charge locales :  $450 \text{ kg/m}^2$

#### e) Surcharge due au garde corps

$q = 500(1+b) = 500(1+1.55) = 1275 \text{ N/ml}$  ( $b = \text{largeur du trottoir}$ )

$q = 0.13 \text{ t/ml}$

#### f) Surcharge des remblais

On considère une charge de densité uniforme de  $1 \text{ t/m}^2$ .

#### Remarque :

Les efforts de freinage n'intéressent pas la stabilité du tablier mais celle des fondations (piles et culées).

### 3. Déterminations des réactions maximales sur les appuis

#### 3.1 Charges permanentes

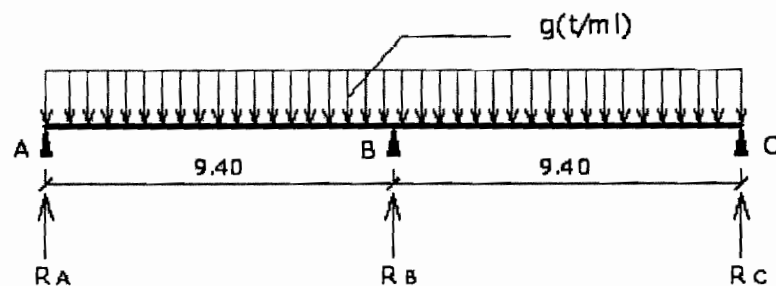


Figure 4.2 : Chargement du pont sous les charges réparties

$G_{max} = 9.45 \text{ t/ml}$  = (Voir descente de charge du tablier ci-dessus)

d'où  $R_A = R_C = 0.375 q \times l = 0.375 \times 9.45 \times 9.40 = 33.3 \text{ t}$

$R_A = R_C = 33.3 \text{ tonnes}$

$R_B = 1.250 \times q \times l = 111 \text{ t}$

$R_B = 111 \text{ tonnes}$

### 3.2 Surcharges sur trottoir (Tr)

$q = 450 \text{ kg/m}^2 = 450 \times 1.55 = 0.697 \text{ t/ml}$

D'où  $R_A = R_C = 0.375 q \times l = 0.375 \times 0.697 \times 9.40 = 2.46 \text{ t}$

$R_A = R_C = 2.46 \text{ tonnes}$

$R_B = 1.250 \times q \times l = 8.19 \text{ t}$

$R_B = 8.19 \text{ tonnes}$

### 3.3 Surcharges routières

#### ❖ Surcharge A(l)

$A = 9.8 \text{ t/ml}$

D'où  $R_A = R_C = 0.375 q \times l = 0.375 \times 9.8 \times 9.40 = 34.55 \text{ t}$

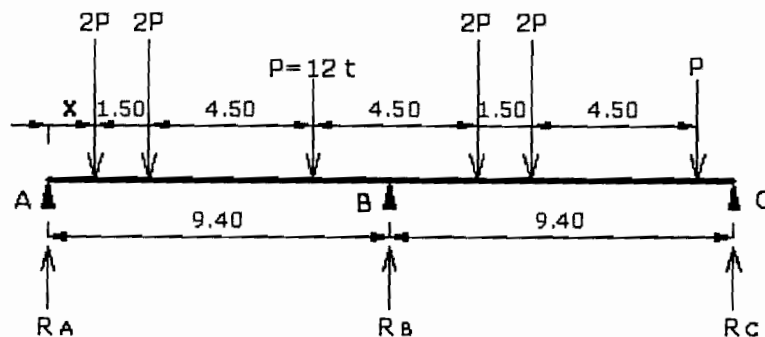
$R_A = R_C = 34.55 \text{ tonnes}$

$R_B = 1.250 \times q \times l = 115 \text{ t}$

$R_B = 115 \text{ tonnes}$

#### ❖ Surcharge Bc

Il s'agit ici de considérer la position du convoi (2 camions de 30 T par voies x 2 voies) qui donne la réaction maximale sur les appuis.



**Figure 4.3 : Chargement du pont sous les charges Bc**

Après une simulation sur le logiciel RobotBAT, on trouve :

- Pour les culées :  $R_{Amax} = 43 \text{ t}$  à l'abscisse  $X = 0 \text{ m}$  (le dernier essieu du convoi se trouve sur l'appui A, X étant l'abscisse du dernier essieu par rapport à l'origine de l'appui A)

- Pour la pile :  $R_{Bmax} = 71 \text{ t}$  à l'abscisse  $X = 3.40 \text{ m}$

Mentionnons que ces réactions ne sont pas pondérées des coefficients  $bc_1$  et  $\delta$  car pas de majoration dynamique pour le calcul des fondations.

- En majorant de  $bc_1 = 1.1$  on a :

$$R_{Amax} = 47.3 \text{ t}, \quad R_{Bmax} = 78.1 \text{ t}$$

- En majorant de  $bc = bc_1 \times \delta = 1.295$  on a :

$$R_{Amax} = 56 \text{ t}, \quad R_{Bmax} = 92 \text{ t}$$

**Conclusion :**

❖ **Charges permanentes G**

Sur culées :  $G_{max} = R_A = R_C = 33.3 \text{ tonnes}$

Sur pile :  $R_B = 1.250 \times q \times l = 111 \text{ t}$ ,  $G_{max} = R_B = 111 \text{ tonnes}$

❖ **Surcharge routière Qr**

**A(l)** :  $R_A = R_C = 34.55 \text{ t}$ ,  $R_B = 115 \text{ t}$

**B(c)** :  $R_{Amax} = 47.3 \text{ t}$ ,  $R_{Bmax} = 78 \text{ t}$

**Tr** :  $R_A = R_C = 2.46 \text{ t}$ ,  $R_B = 8.19 \text{ t}$

❖ **Combinaison à retenir**

**ELS** :  $P_{els} = G_{max} + Tr + \max(Bc, A(l))$

**ELU** :  $P_{elu} = 1.35G_{max} + 1.5 \{Tr + \max(Bc, A(l))\}$

### III- DIMENSIONNEMENT DES APPUIS

#### 1. Introduction

Les appuis sont constitués des deux culées extrêmes et de la pile centrale.

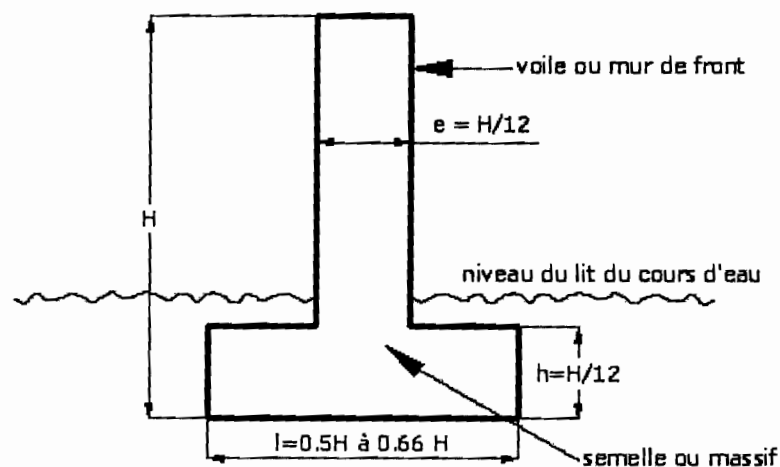
Les appuis sont soumis en général :

- aux charges permanentes : leur poids propre, la réaction transmise par le tablier, la réaction des poutres principales, la poussée des terres.
- aux surcharges : l'effort de freinage, le poids de surcharges des remblais, la pression de l'eau.

Les appuis sont en béton armé et reposent sur les pieux par l'intermédiaire d'une semelle de liaison appelée massif. Elles ont une largeur totale de 17.80 m.

#### 2. Dimensionnement de la pile (Annexes 4.3, 4.4 et 4.5)

##### 2.1 – Prédimensionnement de la pile



**Figure 4.4 : Prédimensionnement des appuis**

Par hypothèses,  $H = 3.80 \text{ m}$

On retient donc pour la pile :

$e = 0.60 \text{ m}$ ,  $h = 0.80 \text{ m}$  et  $l = 2.00 \text{ m}$

**NB :** Pour la culée, on retient pour  $H = 3.80 \text{ m}$  :

$e = 0.80 \text{ m}$ ,  $h = 0.80 \text{ m}$  et  $l = 2.00 \text{ m}$

## 2.2- Descente de charges à l'ELS

### ❖ Forces verticales V

#### ▪ Charges permanentes G

- Réaction de la superstructure (tablier + accessoires)

$$R_{B_{\max}} = 111 \text{ t} / 9.00 \text{ m} = \mathbf{12.33 \text{ t/ml}}$$
 (par mètre linéaire de pile)

- Réaction de la retombée des poutres principales (60 x 35)

$$(2.5 \text{ t/m}^3 \times 0.60 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} \times 9.40 \times 7) / 17.80 \text{ m} = \mathbf{1.94 \text{ t/ml}}$$

- Poids propre de la pile (ép = 0.60 m, H = 3.00 m)

$$2.5 \text{ t/m}^3 \times 0.60 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} = \mathbf{4.50 \text{ t/ml}}$$

- Poids propre massif (semelle de liaison : ép = 0.80 m, l = 1.80 m)

$$2.5 \text{ t/m}^3 \times 0.80 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} = \mathbf{4.00 \text{ t/ml}}$$

$$G = 12.33 + 1.94 + 4.50 + 4 = 22.77 \text{ t/ml} = 405 \text{ t}$$

#### ▪ Charges variables Q

- Réaction surcharge de type A(l)

$$115 \text{ t} / 9.00 \text{ m} = \mathbf{12.77 \text{ t/ml}}$$

- Réaction surcharge trottoir (Tr)

$$8.19 \text{ t} / 9.00 \text{ m} = 0.91 \text{ t/ml}$$

$$Q = 12.77 + 0.91 = 13.68 \text{ t/ml} = 244 \text{ t}$$

$$V = 12.33 + 1.91 + 12.77 + 4.50 + 4.00 + 0.91 = 36.45 \text{ t/ml}$$

soit une charge verticale de :  $V = 36.45 \text{ t/ml} \times 17.80 \text{ m} = 649$

$$\mathbf{V = 36.50 \text{ t/ml} = 650 \text{ tonnes}}$$

Avec  $G = 405 \text{ tonnes}$  et  $Q = 245 \text{ tonnes}$

### ❖ Forces horizontales H

- Effort force de freinage A(l)

$$9 \text{ t} / 9.00 \text{ m} = 1 \text{ t/ml}$$

- Poussée horizontale de l'eau : PHE = 1.70 m (niveau des plus hautes eaux)

$$(1 \text{ t/m}^3 \times 1.70^2 \text{ m}) / 2 = 1.44 \text{ t/ml}$$

$$\mathbf{H = 2.44 \text{ t/ml} = 43.43 \text{ tonnes}}$$

#### Remarques :

Les efforts horizontaux sont équilibrés par la stabilité des appuis.

Les pieux sont donc supposés chargés axialement.

### 2.3- Stabilité de la pile au renversement (Annexe 4.3)

Les charges verticales ( $R_v$ ) exercées sont toutes axées dans l'axe du voile porteur.

$R_v = 650$  tonnes

Les moments seront calculés par rapport au point O, coin inférieur aval, côté vide de la base de la semelle.

N°	Désignation Forces	Forces Horizontales (t)	Forces Verticales (t)	Bras de Levier (m)	Moments (t.m)
	Réaction verticale axée $R_v$		650	1	650
	TOTAL : $M = 650$ t.m				650

**Tableau 4.1 : Bilan des Moments des forces favorables autour de O**

N°	Désignation Forces	Forces Horizontales (t)	Forces Verticales (t)	Bras de Levier (m)	Moments (t.m)
	Effort de freinage $F$ $1\text{t/ml} \times 17.80\text{ m}$	17.8		3.80	67.64
	Pression de l'eau sur une face, $P$ $\{(1\text{ t/m}^3 \times 1.70^2\text{ m}) / 2\} \times 17.80\text{ m}$	25.72		1.37	35.24
	TOTAL : $M = 103$ t.m				103

**Tableau 4.2 : Bilan des Moments de forces défavorables autour de O**

Nous avons un moment de renversement  $M_r = 103$  t.m

et un moment stabilisateur de  $M_s = 650$  t.m

Soit un coefficient de sécurité de  $F_s = \frac{M_s}{M_r} = \frac{650}{103} = 6.3$

On doit avoir  $F_s > 1.5 \implies$  **La stabilité au renversement de la pile est donc assurée.**

### 2.4 Ferrailage de la pile (Annexes 4.4 et 4.5)

La pile est sollicitée par un effort normal centré  $N$  et une force horizontale  $F$  comme effort de freinage.

Nous retenons de calculer la pile suivant les hypothèses suivantes :

- L'effort normal et la force de freinage sollicitent la pile en flexion composée.
- Nous considérons la pile sur une bande de 1 m de large ( $h = 0.60$  m,  $b = 1.00$  m)



- La pile est encastree à la base de la semelle et articulée en tête ( $H = 3.00$  m,  $\text{ép} = 0.60$  m)
- Nous considérons le moment le plus défavorable au pied de la pile, par rapport au centre de gravité de la section.

Les calculs seront menés à l'ELS.

#### 2.4.1 Mode de sollicitation de la section (Voir Figure 4.5)

##### -Effort normal $N_s$ :

L'effort normal est déduit de la descente de charge en retranchant le poids du massif de 4 t/ml

$$N_s = G + Q = 18.77 + 13.68 = 32.45, \quad N_s = 32.45 \text{ t/ml}$$

-Moment au pied de la culée par rapport à G, centre de gravité de la section.

$$M_s = 1 \text{ t/ml} \times 3 \text{ m} = 3, \quad M_s = 3 \text{ t.m (moment dû à l'effort de freinage)}$$

Le moment dû aux forces verticales, qui sont axées dans l'axe de la pile est nul

##### -Excentricité $e$ :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{3}{32.45} = 0.092$$

$$e = 0.092 \text{ m (excentricité)}$$

$$e = 0.09 \leq \frac{h}{6} = \frac{0.60}{6} = 0.1,$$

**Conclusion :** La force est appliquée dans le noyau central. La section est donc entièrement comprimée.

##### Section homogène $B_0$ :

$$B_0 = B + 15 (A_1 + A_2) = b_0 \times h_0$$

$$B = b \times h = 0.60 \times 1.00 = 0.60 \text{ m}^2$$

Supposons  $B = 0.65 \text{ m}^2$  soit  $A_1 = A_2 = 17 \text{ cm}^2$  et  $h_0 = 0.65 \text{ m}$  et  $b_0 = 1.00 \text{ m}$

##### Contrainte maximale dans le béton :

$$(\sigma_{bc})_{\max} = \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_{sG.v}}{I_0} \leq \sigma_{bc}$$

$$I_0 = \frac{bh_0^3}{12} = \frac{1 \times 0.65^3}{12} = 0.023 \text{ m}^4 \quad \text{et } v = v' = \frac{h_0}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ m (section rectangulaire)}$$

$$(\sigma_{bc})_{\max} = \frac{0.32}{0.65} + \frac{0.03 \times 0.32}{0.023} = 0.91 \leq \sigma_{bc} = 16.2 \text{ MPa}$$

##### Vérifions que la force est toujours appliquée dans le noyau central :

$$-\frac{I_0}{B_0 v} < e < \frac{I_0}{B_0 v}$$

$$\frac{I_0}{B_0 v} = 0.11 \text{ m}, \quad e = 0.092 \text{ m} < 0.11 \text{ m} \implies \text{condition satisfaite.}$$

### 2.4.2 Calcul des armatures

Armatures inférieures  $A_1$  :

$$A_1 = \frac{M_{ser} + (N_{ser} - bh\sigma_{bc})(d - h/2)}{n\sigma_{bc}(d - d')}$$

$$A_1 = \frac{0.03 + (0.32 - 1 \times 0.60 \times 16.2)(0.54 - 0.60/2)}{15 \times 16.2(0.54 - 0.06)} = -0.019 \text{ r}$$

$$A_1 < 0 \text{ d'où } A_1 = A_{\min} = \text{Max} \begin{cases} 4 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0.2 \frac{B}{100} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \max(4 \times (0.60 + 1) \times 2, 0.2 \times 60 \times 100 / 100)$$

$$A_{\min} = \max(12.8, 12) = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_1 = 12.8 \text{ cm}^2}$$

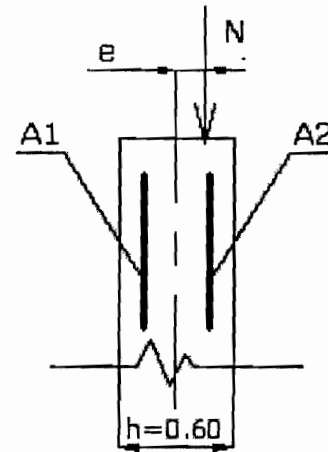


Figure 4.5 : Sollicitation de la section

Armatures supérieures  $A_2$  :

$$A_2 = \frac{N_{ser} - bh\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc}} - A_1 = \frac{0.32 - 1 \times 0.60 \times 16.2}{15 \times 16.2} + 0.019 = -0.0197 \text{ m}^2$$

$$A_2 < 0 \text{ d'où } A_2 = A_{\min} = 12.8 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$\underline{A_1 = A_2 = A_{\min} = 12.8 \text{ cm}^2}$$

On vérifie que  $A_1$  et  $A_2$  sont inférieures aux valeurs fixées d'avance ( $A_1 = A_2 = 17 \text{ cm}^2$ )

#### Choix des armatures

-Diamètre des armatures longitudinales (principales)  $\phi_1$  :

$$12.8 / 7 = 1.83 \text{ cm}^2 \text{ soit } \phi_1 = \text{HA } 16 (2.01 \text{ cm}^2)$$

$$St = 1.00 / 6 = 15 \text{ cm (espacement des armatures)}$$

-Armatures de répartition

$$\phi_t = \phi_1 / 3 = 0.67 \text{ cm}^2$$

Prenons des HA 14 comme armatures de répartition d'espacement  $St = 18 \text{ cm}$

Conclusion :  $\phi_1 = \text{HA } 16$  avec  $St = 17 \text{ cm}$  et  $\phi_t = \text{HA } 14$  avec  $St = 20 \text{ cm}$ .

(Voir Annexe 4.5 pour schéma de ferrailage)

Mentionnons que sur les plans d'exécution, nous avons pour :

- armatures principales, des HA 16 avec  $St = 20$  cm
- armatures de répartition, des HA 14 avec  $St = 20$  cm.

### 3. Dimensionnement de la culée (voir Annexes 4.3, 4.4 et 4.5)

#### 3.1 – Prédimensionnement des culées

De façon analogue à la pile, on retient :

$e = 0.80$  m,  $h = 0.80$  m et  $l = 2.00$  m

#### 3.2- Descente de charges à l'ELS

##### ❖ Forces verticales V

##### ▪ Charges permanentes G

- Réaction de la superstructure (tablier + accessoires)

$$R_{A_{\max}} = 33.3 \text{ t} / 9.00 \text{ m} = \mathbf{3.7 \text{ t/ml}}$$

- Réaction retombée des poutres principales (60cm x 35cm)

$$(2.5 \text{ t/m}^3 \times 0.60 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} \times 4.70 \times 7) / 17.80 \text{ m} = \mathbf{0.97 \text{ t/m}}$$

- Poids propre du mur de front ou voile porteur : (ép = 0.80 m, H = 3.00 m)

$$2.5 \text{ t/m}^3 \times 0.80 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} = \mathbf{6.00 \text{ t/ml}}$$

- Poids propre des murs en aile : (ép = 0.40 à 0.80 m, H = 1.50 à 3.00 m)

$$(2.5 \text{ t/m}^3 \times (6.45 \times 2) \text{ m}^3) / 17.80 \text{ m} = \mathbf{1.81 \text{ t/ml}}$$

- Poids propre massif (semelle de liaison : ép = 0.80 m, l = 2.00 m)

$$2.5 \text{ t/m}^3 \times 0.80 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} = \mathbf{4.00 \text{ t/ml}}$$

- Réaction de la dalle de transition (ép = 0.30 m, L = 4.00 m)

La dalle de transition située à 40 cm sous la chaussée reprend en charges permanentes le poids des terres et de la chaussée au dessus et son propre poids. On suppose qu'elle s'appuie en partie sur le corbeau arrière de la culée et de l'autre sur le terrain.

$$(2.5 \text{ t/m}^3 \times 0.30 \times 4.0 \text{ m} + 2.0 \text{ t/m}^3 \times 0.40 \text{ m} \times 4 \text{ m}) / 2 = \mathbf{3.1 \text{ t/ml}}$$

- Contrainte verticales des terres au dessus de la semelle côté remblai

$$2 \text{ t/m}^3 \times 2.60 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} = \mathbf{3.12 \text{ t/ml}}$$

$$\mathbf{G = 3.7 + 0.97 + 6 + 1.81 + 4.0 + 3.1 + 3.12 = 22.70 \text{ t/ml}}$$

##### ▪ Charges variables Q

- Réaction surcharge de type Bc

$$47.3 \text{ t} / 9.00 \text{ m} = \mathbf{5.25 \text{ t/ml}}$$

- Réaction surcharge trottoir

$$2.46 \text{ t}/9.00 \text{ m} = 0.27 \text{ t/ml}$$

- Réaction de la dalle de transition due à la surcharge remblai

$$(1 \text{ t/m}^2 \times 4 \text{ m})/2 = 2 \text{ t/ml}$$

$$Q = 5.25 + 0.27 + 2 = 7.52 \text{ t/ml}$$

$$V = 22.70 + 7.52 = 30.22 \text{ t/ml}$$

soit une charge de  $V = 30.22 \text{ t/ml} \times 17.80 \text{ m} = 538 \text{ t}$

$$V = 30.22 \text{ t/ml} = 538 \text{ tonnes}$$

Avec  $G = 404 \text{ tonnes}$  et  $Q = 134 \text{ tonnes}$

#### ❖ Forces horizontales H (Annexe 4.3)

- Effort force de freinage de type A(l)

$$9 \text{ t}/(9.00) \text{ m} = 1 \text{ t/ml}$$

Soit  $1 \text{ t/ml} \times 17.80 \text{ m} = 17.80 \text{ t}$

- Poussée horizontale de l'eau, PHE = 1.70 m

$$(1 \text{ t/m}^3 \times 1.70^2 \text{ m})/2 = 1.44 \text{ t/ml}$$

- Composante horizontale des poussées de remblais ( $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$  et  $H = 3.80 \text{ m}$ ,  $K_a = 0.33$ )

Nous supposons que le talus est horizontal et une répartition trapézoïdale des poussées.

La surcharge verticale des remblais de  $1 \text{ t/m}^2$  développe en tête de la culée une poussée  $P_1$ .

Au pied de la culée nous avons une poussée  $P_2$  développée par les terres et la surcharge.

$$P_1 = K_a \times (\gamma \cdot h) = 0.33 \times 1 \text{ t/m}^2 = 0.33 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = K_a \cdot \Sigma (\gamma_i h_i) = 0.33 \times (1 \text{ t/m}^2 + 2 \text{ t/m}^3 \times 3.80 \text{ m}) = 2.84 \text{ t/m}^2$$

$$R = (P_1 + P_2) \times h/2 = (0.33 + 2.84) \times 3.80 / 2 = 6.02 \text{ t/ml} = 155 \text{ tonnes}$$

La poussée résultante R est appliquée à 1.40 m au dessus de la base de la semelle

Soit au total  $H = 11.25 \text{ t/ml} = 200 \text{ tonnes}$

### 3.3- Stabilité de la culée au renversement (voir Annexe 4.3)

Les moments seront calculés par rapport au point O, coin inférieur aval, côté vide de la base de la semelle.

Déterminons la somme des réactions notée  $R_v$  (charges permanentes et variables) qui sont appliquées dans l'axe de la semelle.

D'après la descente des charges, nous avons pour  $R_v$  : la réaction du tablier, des poutres principales, du voile porteur, de la semelle, de la surcharge du trottoir et de la surcharge Bc.

$$R_v = 3.7 + 0.97 + 6 + 4 + 0.27 + 5.25 = 20.19 \text{ t/ml} = 360 \text{ tonnes} \text{ (voir descente de charges)}$$

Nous resterons dans le cas le plus défavorable en supposant que pas de pression d'eau.

N°	Désignation Forces	Forces Horizontales (t)	Forces Verticales (t)	Bras de Levier (m)	Moments (t.m)
1	Réaction verticale axée $R_v =$		360	1.	360
2	Réaction de la dalle de transition $D = (3.1 \text{ t/ml} + 2\text{t/ml}) \times 17.80 \text{ m}$		91	1.55	141
3	Poids des murs en ailes $W$ $W = 1.81 \text{ t/ml} \times 17.80 \text{ m}$		32	3.67	117
4	Contraintes verticales terres $\sigma_v$ $\sigma_v = 3.12 \text{ t/ml} \times 17.80 \text{ m}$		56	1.70	95
<b>TOTAL : <math>M_s = 713 \text{ t.m}</math></b>					<b>713</b>

**Tableau 4.3 : Bilan des Moments de forces favorables autour de O**

N°	Désignation Forces	Forces Horizontales (t)	Forces Verticales (t)	Bras de Levier (m)	Moments (t.m)
1	Effort de freinage $F$	17.80		3.80	67.64
2	Poussée des remblais $R$	155		1.40	217
<b>TOTAL : <math>M_r = 285 \text{ t.m}</math></b>					<b>285</b>

**Tableau 4.4: Bilan des Moments de forces défavorables autour de O**

Nous avons un moment de renversement  $M_r = 285 \text{ t.m}$

et un moment stabilisateur de  $M_s = 713 \text{ t.m}$

Soit un coefficient de sécurité de  $F_s = \frac{M_s}{M_r} = \frac{713}{285} = 2.50$

On doit avoir  $F_s > 1.50 \implies$  **La stabilité au renversement de la culée est donc assurée.**

### 3.4 Ferrailage de la culée

La culée est sollicitée par un effort normal centré N et des forces horizontales (effort de freinage et poussée des remblais)

Nous retenons de calculer la culée de façon analogue à la pile.

H = 3.00 m, h = ép = 0.80 m , b = 1.00 m

Les calculs seront menés en flexion composée et à l'ELS

#### 3.4.1 Mode de sollicitation de la section

##### - Effort normal :

La somme des forces verticales (charges permanentes et variables) appliquée à la culée vaut :

G = 18.70 t/ml , Q = 7.52 t/ml (voir descente de charges)

Nser = G + Q = 18.70 + 7.52 = 26.22, Ns = 26.22 t/ml

##### - Moment au pied de la culée G :

N°	Désignation Forces	Forces Horizontales (t)	Forces Verticales (t)	Bras de Levier (m)	Moments (t.m)
1	Réaction verticale axée <b>Rv</b>		289	0	0
2	Réaction de la dalle de transition D = (3.1 t/ml + 2t/ml) x 17.80 m		91	0.55	50
3	Poids des murs en ailes <b>W</b> 1.81 t/ml x 17.80 m		32	2.67	86
4	Contraintes verticales terres $\sigma_v$		56	0.70	39
5	Effort de freinage <b>F</b>	17.80		-3	-53.4
6	Poussée des remblais <b>R</b> R = (0.33 t/m <sup>2</sup> + 2.31 t/m <sup>2</sup> ) x (3m /2)x17.80	71		-0.89	-63
	<b>TOTAL</b>	91	468		59

**Tableau 4.5: Bilan des Moments de forces au pied de la culée par rapport à G**

Nous avons donc un moment résiduel de : Mser = 59 t.m

Soit Mser = Ms = 3.3 t.m par mètre linéaire de culée

##### - Excentricité e :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{3.3}{26.22} = 0.126$$

$e = 0.126 \text{ m}$  (excentricité)

$$e = 0.126 \leq \frac{h}{6} = \frac{0.80}{6} = 0.13 ,$$

**Conclusion :** La force est appliquée dans le noyau central et la section est entièrement comprimée.

**Section homogène  $B_0$ :**

$$B_0 = B + 15 (A_1 + A_2) = b_0 \times h_0$$

$$B = b \times h = 0.80 \times 1.00 = 0.80 \text{ m}^2$$

Supposons  $B = 0.85 \text{ m}^2$  soit  $A_1 = A_2 = 17 \text{ cm}^2$  et  $h_0 = 0.85 \text{ m}$  et  $b_0 = 1.00 \text{ m}$

**Contrainte maximale dans le béton :**

$$(\sigma_{bc})_{\max} = \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_{sG} \cdot v}{I_0} \leq \sigma_{bc}$$

$$I_0 = \frac{bh_0^3}{12} = \frac{1 \times 0.85^3}{12} = 0.051 \text{ m}^4 \quad \text{et } v = v' = \frac{h_0}{2} = \frac{0.85}{2} = 0.425 \text{ m (section rectangulaire)}$$

$$(\sigma_{bc})_{\max} = \frac{0.26}{0.85} + \frac{0.033 \times 0.43}{0.051} = 0.58 \leq \sigma_{bc} = 16.2$$

**Vérifions que la force est toujours appliquée dans le noyau central :**

$$-\frac{I_0}{B_0 v} < e < \frac{I_0}{B_0 v} , \quad e = 0.13 < \frac{I_0}{B_0 v} = 0.14 \text{ m d'où la condition est satisfaite.}$$

### 3.4.2 Calcul des armatures

**Armatures inférieures  $A_1$  :**

$$A_1 = \frac{M_{ser} + (N_{ser} - bh\sigma_{bc})(d-h/2)}{n\sigma_{bc}(d-d')}$$

$$A_1 = \frac{0.033 + (0.26 - 1 \times 0.80 \times 16.2)(0.72 - 0.80/2)}{15 \times 16.2 (0.72 - 0.08)} = -0.0259 \text{ m}^2$$

$$A_1 < 0 \text{ d'où } A_1 = A_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0.2 \frac{B}{100} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = \max (4 \times (0.80 + 1) \times 2 , 0.2 \times 80 \times 100 / 100) = \max (14.4 , 16) = 16 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_1 = 16 \text{ cm}^2}$$

**Armatures supérieures  $A_2$  :**

$$A_2 = \frac{N_{ser} - b h \sigma_{bc}}{n \sigma_{bc}} - A_1 = \frac{0.26 - 1 \times 0.80 \times 16.2}{15 \times 16.2} + 0.0259 = -0.0264 \text{ m}^2$$

$$A_2 < 0 \text{ d'où } A_2 = A_{\min} = 16 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$\underline{A_1 = A_2 = A_{\min} = 16 \text{ cm}^2}$$

On vérifie que  $A_1$  et  $A_2$  sont inférieures aux valeurs fixées d'avance ( $A_1 = A_2 = 17 \text{ cm}^2$ )

**Choix des armatures**

-Diamètre des armatures longitudinales (principales)  $\phi_1$  :

$$16 / 6 = 2.66 \text{ cm}^2 \text{ soit } \phi_1 = \text{HA } 20 \text{ (3.14 cm}^2\text{)}$$

$$St = 1.00 / 5 = 20 \text{ cm (espacement des armatures)}$$

-Armatures de répartition

$$\phi_t = \phi_1 / 3 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Prenons des  $\phi_t = \text{HA } 14$  comme armatures de répartition d'espacement  $St = 20 \text{ cm}$

Conclusion :  $\phi_1 = \text{HA } 20$  avec  $St = 20 \text{ cm}$  et  $\phi_t = \text{HA } 14$  avec  $St = 20 \text{ cm}$

(Voir Annexe 4.5 pour schéma de ferrailage)



## IV- DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS

### 1 – Introduction

Les charges transmises par les appuis sont reprises par une fondation sur micros-pieux coiffés par un chevêtre en béton armé appelé semelle de liaison ou massif. Les micros-pieux sont de type II de diamètre  $\phi = 20$  cm et disposés en groupe.

Compte tenu des valeurs des contraintes de sols obtenues au premier mètre et pour des raisons de sécurité, nous négligeons la contrainte du sol sous le massif

La réaction transmise par les appuis sera essentiellement reprise par la capacité portante des micros-pieux disposés en groupe de deux rangées.

L'effet des efforts horizontaux est entièrement repris par la stabilité au renversement des appuis. La semelle comme les pieux sont donc chargés axialement.

Le calcul sera mené à l'état limite de service (ELS).

D'après la descente de charge sur les appuis, nous avons comme réaction sur la semelle:

**Culée** : Pels = 404 tonnes,

**Pile** : Pels = 650 tonnes

### 2- Dimensionnement des micros-pieux

#### 2.1- Capacité portante des micros-pieux et nombre de pieux

La force portante d'une fondation profonde est donnée à l'ELS par :

$$Q_{adm} = \frac{1}{2.8} Aq_u + \frac{1}{1.99} \sum A_s q_s$$

A = section de base du pieu

$q_u$  = résistante à la pointe du pieu

$A_s$  = surface latérale d'un tronçon de pieu

$q_s$  = frottement latéral unitaire entre un tronçon de pieu et de sol

2.8 et 1.99 sont des coefficients de sécurité à l'ELS

Comme les micros-pieux ont un diamètre de 20 cm, la résistante en pointe sera négligée et la

force portante est égale aux frottements latéraux :  $Q_{ad} = \frac{1}{1.99} \sum A_s q_s$

Les résultats des essais pressiométriques fournis par le CEREEQ nous donnent en fonction des couches rencontrées, les pressions limites suivantes : (voir tableau ci-dessous)

Les sondages ont été effectués sur une profondeur de 20 m.

## II-DESCENTE DE CHARGES

### 1. Introduction

Compte tenu des objectifs fixés à savoir le dimensionnement des éléments de fondations, nous nous contenterons d'une descente de charge sommaire en considérant directement les cas les plus défavorables pour le calcul des sollicitations.

Le tablier supportant deux chaussées distinctes séparées par un terre-plein infranchissable, solidaire des éléments de la structure, la détermination du nombre et de la largeur de voies doit être conduite séparément pour chaque chaussée à partir de la largeur chargeable.

Ainsi nous considérerons juste la demie largeur du pont sur toute la portée pour le dimensionnement. Les résultats obtenus pour une chaussée pourront être reconduits pour la seconde moitié de la voie. (Voir Annexes 4.2)

### 2. Hypothèses générales de calculs

#### 2.1 Règlements et textes

- ❖ Fascicule spécial n° 72-21 bis cahier des prescriptions communes spéciales 61, titre II : conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art.
- ❖ Cahier des clauses techniques générales : fascicule 62, titre 1, section 1, règles dénommées BAEL 91.
- ❖ Fascicule N°62 titre V, règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

#### 2.2 Hypothèses de justification

Le tablier sera calculé en classe I suivant les règles BAEL 91 ouvrages d'art.

#### 2.3 Hypothèses de justification

##### 2.3.1 Béton

$$f_{cj} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.22 \text{ MPa}$$

**Etats limites ultimes : ELU**

Justification sans sollicitations de flexion

$$\sigma_{bc} = 0.85 f_{cj} / \theta \gamma_b$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 * 27 / 1 * 1.5 = 15.3 \text{ MPa}$$

**Etats limites de service : ELS**

Justification sous sollicitations de flexion

Profondeur en m	Epaisseur (h) des couches (m)	Nature du sol	Pression limite $P_1$ (bars)
0 à 1.5 m	1.5	Sable limoneux brun	-
1.5 à 3 m	1.5	Limon sableux noir	4.5
3 à 7.5 m	4.5	Latérite jaunâtre	14
7.5 à 16.5 m	9	Marno-calcaire	15.5
16.5 à 20 m	3.5	Calcaire marneux	23

**Tableau 4.6: Résultats des essais pressiométriques**

**Remarques :**

Les premières couches étant en général souillées et de faible résistance, nous convenons de ne pas prendre en compte le frottement latéral sur les trois premiers mètres du pieu et de protéger le pieu par du PVC. Ceci permet également de prévenir les risques d'affouillement autour du pieu. (Figure 4.5)

A partir de ces résultats, nous pouvons déduire la capacité portante d'un pieu isolé :

Profondeur en m	h	$P_1$ (MPa)	Type de sol	$q_s$ (kPa)	$Q_s$ (kN/ml)	$Q_s$ (kN)	$Q_{ad}$ (kN)	$Q_{adcum}$ (kN)	n (culée)	n (pile)
0 à 1.5 m	1.5	-		-	-	-	-	-		
1.5 à 3 m	1.5	0.45	Abis	20	13	20	-	-		
3 à 7.5 m	4.5	1.4	A	80	50	226	113	113	36	57
7.5 à 16.5 m	9	1.55	C	145	91	820	410	523	8	13
16.5 à 20 m	3.5	2.3	C	150	94	329	165	688	6	10

**Tableau 4.7: Capacité portante d'un pieu et nombre de pieux**

$q_s$  = frottement latéral unitaire lu sur Abaques en fonction de  $P_1$  ( Figure 4.5 Courbe A)

$Q_s = q_s \times A_f = q_s \times \pi \cdot \phi$  (kN/ml), force portante du pieu par mètre linéaire de pieu

$Q_s = q_s \times A_f \times h = q_s \times \pi \cdot \phi \times h$  (kN), force portante du pieu

$\phi = 0.20$  m = diamètre du pieu et  $h$  = épaisseur de la couche en m

$Q_{ad} = \frac{Q_s}{1.99}$ , force portante admissible d'un pieu au-delà de 3 m

$Q_{adcum} = Q_{cum}$  = force portante d'un pieu cumulée sur les profondeurs

$$n = \frac{Q}{Q_{cum}} = \text{nombre de pieux}$$

Q = charge transmise par l'appui : (4040 kN pour la culée et 6500 kN pour la pile)

**Conclusion :**

Après une analyse des résultats du tableau, nous retenons de forer les pieux à **une profondeur de 18 m** afin d'avoir une moyenne de 10 pieux par appui. A cette profondeur, la capacité admissible d'un pieu isolé vaut :

$$Q_{ad} = (0 \text{ kN} \times 3 \text{ m} + 50 \text{ kN} \times 4.5 \text{ m} + 91 \text{ kN} \times 9 \text{ m} + 94 \text{ kN} \times 1.5 \text{ m}) / 2 = 592 \text{ kN}$$

**Q<sub>ad</sub> = 592 kN = 59 tonnes**

**Vérification de la profondeur choisie :**

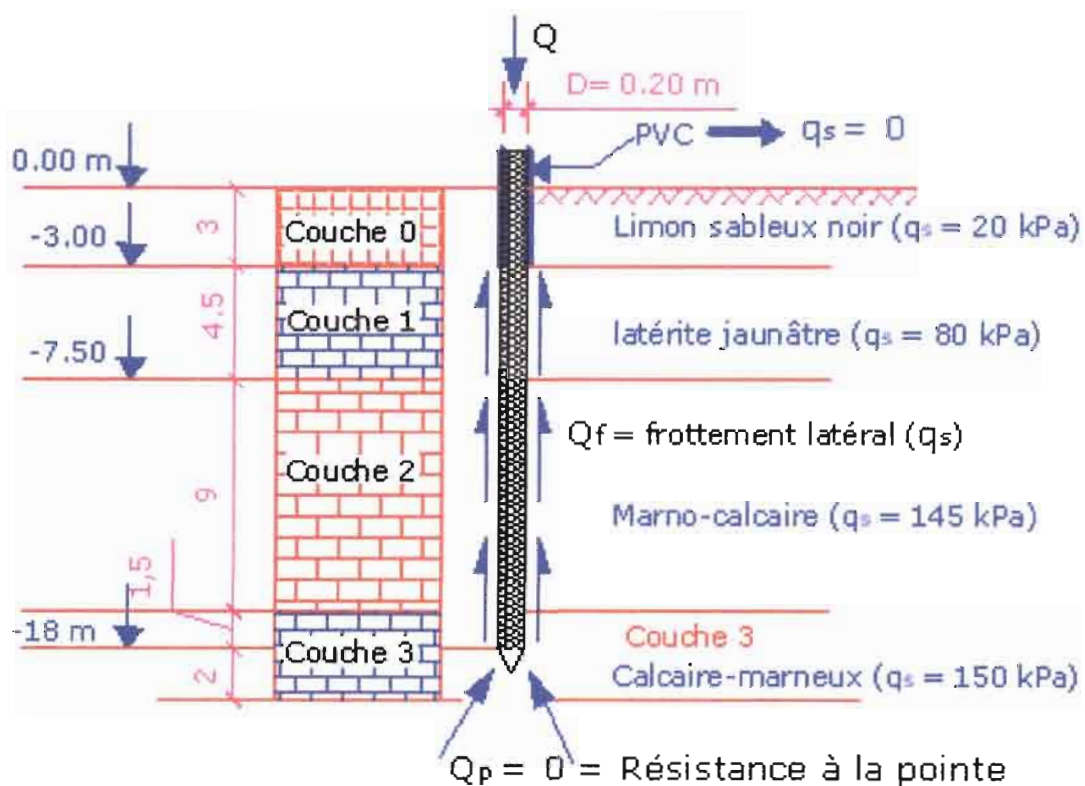
▪ **Culée :**

- nombre de pieu : n = 8 d'où  $Q_{ad\text{groupe}} = 8 \times 59 = 472 \text{ tonnes} > Q = 404 \text{ tonnes}$ , **Ok !**

▪ **pile :**

- nombre de pieu : n = 12 d'où  $Q_{ad\text{groupe}} = 12 \times 59 = 708 \text{ tonnes} > Q = 650 \text{ tonnes}$ , **Ok !**

**NB : La disposition des micros-pieux est schématisée à l'Annexe 4.7**



**Figure 4.5 : Coupe schématique des couches le long d'un micro-pieu**

En tenant compte de l'effet de groupe, on calcule le coefficient d'efficacité f, d'un pieu.

$$f = 1 - \frac{B}{L} * \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} \left[ m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2} \cdot (m-1)(n-1) \right] \text{ (Formule de Los Angeles)}$$

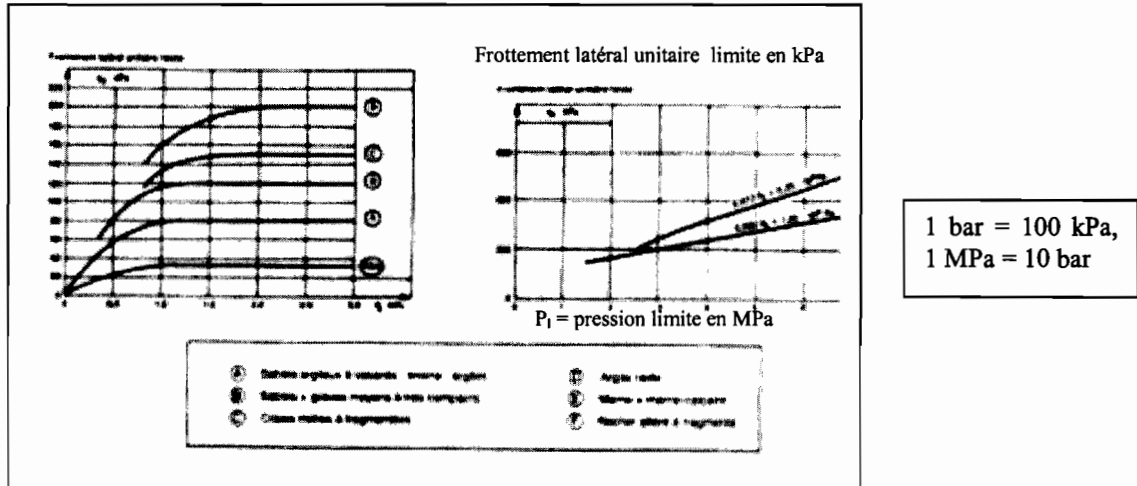
(Voir chapitre 3, II-4 Comportement d'un groupe de pieux pour le calcul de f)

**Pile :** Pour les 12 pieux : n = 2, m = 6, B = 0.20 m, L = 3.00 m

f = 0.95, soit  $Q_1 = 12 \cdot f \cdot Q_{ad} = 12 \times 0.96 \times 59 = 680$  tonnes  $\geq Q = 650$  t, **Ok!**

**Culée :** Pour les 8 pieux : n = 2, m = 4, B = 0.20 m, L = 4.40 m

f = 0.97, soit  $Q_1 = 8 \times 0.97 \times 59 = 458$  t  $\geq Q = 404$  t, **Ok!**



**Figure 4.6 :** Abaque de détermination du frottement latéral unitaire  $q_s$

### Remarques :

Le Bureau d'étude a proposé pour les plans d'exécution de fondation, des micros-pieux de 0.20 m de diamètre fichés à une profondeur de 18 m. Mais le nombre de micros-pieux a été uniformisé à huit (8) pieux sur tous les appuis.

Ceci s'expliquerait par une minimisation du coefficient de sécurité à 1.5 au lieu de 1.99.

$$Q_{ad} = \frac{1}{1.99} \sum A_s q_s$$

### 2.3- Capacité portante de l'armature $Q_a$ d'un micro-pieu

L'armature utilisée est un tube métallique en acier M 80 de caractéristiques suivantes :

$f_e$  = limite élastique = 550 MPa

$\phi_{int} = d_1$  = diamètre intérieur = 113 mm

$\phi_{ext} = d_2$  = diamètre extérieur = 127 mm

épaisseur = 7 mm

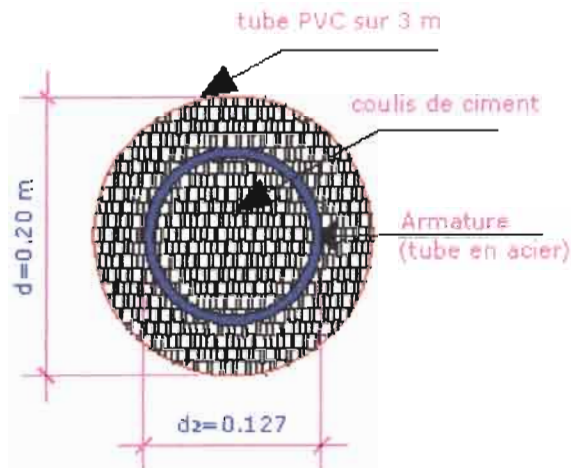
$$S = \text{section annulaire} = \frac{\pi}{4} (d_2^2 - d_1^2) = 2640 \text{ mm}^2$$

Pour les tubes en acier, on prend un coefficient de sécurité égal à 2 à l'ELS soit :

$$Q_a = \frac{1}{2} f_c \cdot S = \frac{1}{2} 550 \times 10^3 \times 2640 \cdot 10^{-6} = 726 \text{ kN} = 73 \text{ tonnes}$$

$$Q_{\text{acier}} = 73 \text{ t} > Q_{\text{ad}} = Q_{\text{pieu}} = 59 \text{ tonnes, \quad Ok !}$$

$d = 0.20 \text{ m} = \text{diamètre du pieu}$



**Figure 4.7 : Vue en plan d'un micro-pieu isolé**

### 3 – Dimensionnement du massif sous la pile

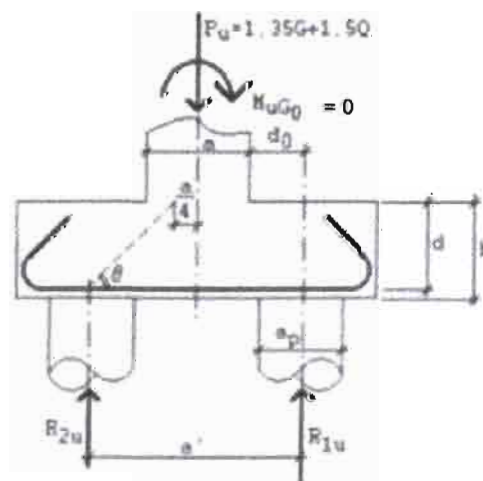
#### 3.1- Réaction sur une rangée de pieu $R_u$

Le dimensionnement des armatures se fait à l'état limite ultime :  $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$P_u = 1.35 \times 405 + 1.5 \times 245 = 914 \text{ tonnes, } P_u = 9140 \text{ kN (} P_{\text{ser}} = 6500 \text{ kN)}$$

Soit  $R_u = 457 \text{ tonnes}$ , réaction sur chaque rangée de pieux

#### 3.2- Dimensions de la semelle



**Figure 4.8 : Schéma d'une semelle sur deux file de pieux**

Nous supposons que le massif est une semelle superficielle suffisamment rigide qui repose sur deux rangées de pieux. La cote d'arasement du massif est à ras le sol, à au moins un demie de largeur de l'appui ou poteau par rapport au niveau moyen du lit de cours d'eau, soit 0.30 m.

Le diamètre choisi pour les pieux est :  $a_p = 0.20$  m

Entraxe des micro-pieux :  $a' \geq (2.5 \text{ à } 3) a_p$  soit  $a' \geq 0.75$  m

Nous retenons comme entraxe des micro-pieux sur la largeur :  $a' = 1.30$  m

La pile a une épaisseur de :  $a = 0.60$  m et une longueur de  $L = 17.80$  m

La largeur du massif est donnée par :  $l \geq (a' + a_p + 2 \times 0.15) = (1.30 + 0.20 + 0.30) = 1.80$  m

Soit  $l = 2.00$  m, ce qui est conforme au prédimensionnement de la pile.

La hauteur utile (d) du massif est donnée par :  $0.5 \left(a' - \frac{a}{2}\right) \leq d < 0.7 \left(a' - \frac{a}{2}\right)$

Soit  $0.50$  m  $< d < 0.70$  m, nous retenons  $d = 70$  cm et  $h = d + 5 = 75$  cm

Lors du prédimensionnement des appuis, nous avons choisi  $h = 80$  cm, **Ok !**

### 3.3 Armatures de la semelle (voir Annexes 4.6)

#### a) Armatures transversales $A_t$

La méthode utilisée est celle des bielles :  $P_u = 9140$  kN ,  $M_{uG0} = 0$

D'après les règles BAEL la section d'armature est donnée par :

$$A_t = 1.10 \frac{P_u}{4d} \left(a' - \frac{a}{2}\right) \frac{1}{f_{ed}} = 1.10 \frac{9140 \cdot 10^3}{4 \times 0.70} \left(1.30 - \frac{0.60}{2}\right) \frac{1}{435} = 82.5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$A_t = 83 \text{ cm}^2$  (armatures inférieures)

Pour un espacement :  $St = 0.20$  m, nous avons comme nombre de barres  $n = 17.80 / 0.20 = 90$ .

Comme section d'armatures minimales :  $A_{min} = 83 \text{ cm}^2 / 90 = 0.92 \text{ cm}^2$

Nous retenons des **HA 12** ( $1.12 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de : **St = 20 cm**

Comme armatures transversales supérieures, nous avons  $A_t' = A_t / 10 = 0.11 \text{ cm}^2$

Nous retenons comme armatures supérieures, cadres, étriers et épingles des HA 10 avec un espacement de : **St = 20 cm**

On vérifie que la compression des bielles n'est pas dépassée et que la contrainte tangente n'atteint pas sa limite.

#### b) Armatures longitudinales $A_l$

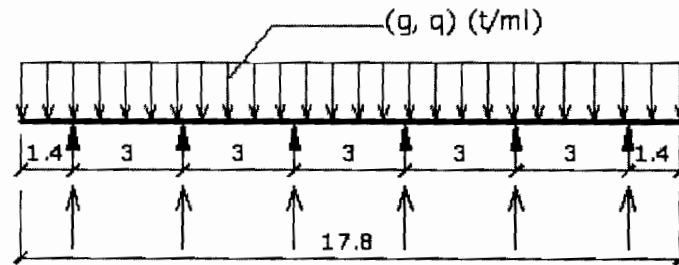
Pour ce faire, nous considérons le massif comme une poutre continue reposant sur six appuis de 40 cm. Chaque appui étant constitué par une paire de pieux en face.

Section de la poutre : largeur =  $b = 2.00$  m, hauteur =  $H = 0.75$  m, longueur =  $L = 17.80$  m

Nous avons une charge répartie au mètre linéaire  $p_s$  de :

$$\text{ELS : } p_s = 6500/17.80 = 365, \quad p_s = 365 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Avec } g = 228 \text{ kN/ml et } q = 137 \text{ kN/ml}$$



**Figure 4.9 : Schéma statique du massif sur pieux**

Le calcul avec le logiciel RobotBAT, nous permet d'avoir comme sollicitations maximales :

- **En travée :**  $M_s = 151 \text{ kN.m}$  et  $M_u = 217 \text{ kN.m}$  comme moment

Un calcul semi - automatique nous donne pour le ferrailage en flexion simple :

$$M_{rb} = 3.27 \text{ kN.m} > M_s = 0.151 \text{ d'où } A' = 0$$

$$A = 10.3 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{min} = 14.30 \text{ cm}^2 \text{ d'où } A_s = 14.30 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : **9 HA 16** soit  $18 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis :**

$$M_s = -240 \text{ kN.m}, \quad M_u = -340 \text{ kN.m} \text{ et } V_s = 519 \text{ kN}, \quad V_u = 733 \text{ kN} \text{ comme effort tranchant.}$$

$$M_{rb} = 3.3 \text{ kN.m} > M_s = 0.240 \text{ d'où } A' = 0$$

$$A = 16.41 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{min} = 14.30 \text{ cm}^2 \text{ d'où } A_s = 16.40 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : **9 HA 16** totalisant  $18 \text{ cm}^2$

## 4 - Dimensionnement des tirants

Les tirants sont des éléments ancrés dans les massifs sur la longueur du pont et qui servent de butée pour les appuis en cas de renversement. Ils seront calculés en traction simple de façon à assurer l'équilibre des forces horizontales (freinage et poussée des terres)

### 4.1 Armatures

D'après la descente de charge sur les culées :  $H = 175 \text{ t} / 2 = 88 \text{ tonnes}$

H étant l'effort résultant du freinage et de la poussée des remblai.

Au total, nous avons 4 rangées de tirants entre les appuis soit une charge de  $N = 22 \text{ tonnes}$

$N_{ser} = 220 \text{ kN}$  à l'ELS et  $N_u = 300 \text{ kN}$  à l'ELU

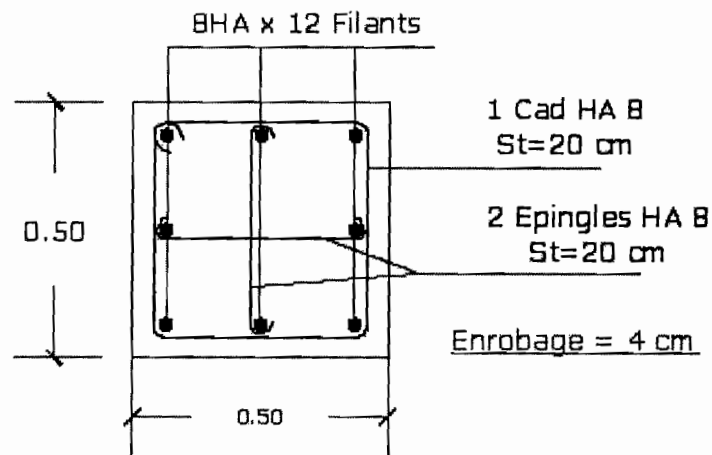


$$A_{ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{0.200}{250} = 8.10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_u = \frac{N_u}{f_{su}} = \frac{0.300}{435} = 7.10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = \max (A_u, A_{ser}) = A_{ser} = 8 \text{ cm}^2$$

Soit (8 HA12 ) totalisant 8.96 cm<sup>2</sup>



**Figure 4.10 : Ferrailage des tirants**

#### 4.2 Section de béton

La section de béton B, choisie doit satisfaire à la condition de non fragilité :  $B \leq \frac{A \cdot f_e}{f_{t28}}$

Soit  $B \leq 8.96 \cdot 10^{-4} \times 500 / 2.22 = 0.20 \text{ m}^2 = 2018 \text{ cm}^2$

En choisissant une section carré, nous avons :  $B = 50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 2500 \text{ cm}^2$

## 5 - Dimensionnement des chevêtres de pieux

Les chevêtres sont des poutres au droit de chaque pair de pieux en face. Ils permettent de relier les deux pieux en tête et constituent un appui pour les massifs.

Nous les dimensionnons comme une poutre en flexion simple de dimensions :  $b = 0.50$  m et  $h = 0.75$  m. La longueur de la poutre est de  $L = 1.50$  m (distance au nu, entre deux pieux)

### Sollicitation et Armatures :

La charge transmise par la pile à l'ELS étant 650 tonnes, chaque chevêtre reprend une charge de  $650 \text{ tonnes} / 3.00 \text{ m} = 217 \text{ t} = 2167 \text{ kN}$ , soit une charge linéaire sur la poutre de :  
 $q = 2167 / 1.50 \text{ m} = 1444 \text{ kN/ml}$

Moment :  $M_{ser} = ql^2 / 8 = 406 \text{ kN.m}$

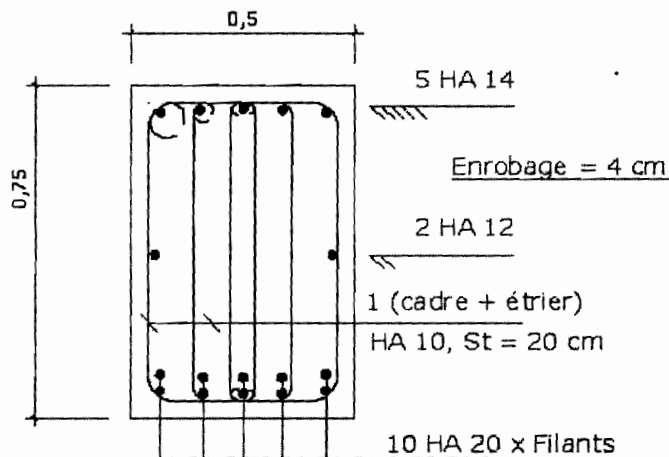
$M_{rb} = 0.76 \text{ MN.m}$  et  $M_{ser} < M_{rb}$  d'où  $A' = 0$

$A = 29 \text{ cm}^2$  et  $A_{min} = 3.45 \text{ cm}^2$ , d'où  $A_{ser} = 2 \text{ cm}^2$

### Choix des armatures :

En choisissant des HA 20 de section  $3.14 \text{ cm}^2$ , nous avons au total comme armature de traction : 10 HA 20 totalisant  $31.4 \text{ cm}^2$ .

Nous choisissons comme armatures supérieures des HA 14 et comme cadres des HA 10 espacées de 20 cm.



**Figure 4.11 : Ferrailage du chevêtre des pieux**

## V- EXECUTION DES MICROS PIEUX

### 1- Définition

Par définition, les pieux sont des pièces longues (en béton, acier, bois...) cylindriques ou prismatiques, enfoncées (battus ou forés) à travers un sol de faible capacité portante, afin de transmettre dans les meilleures conditions les charges de la superstructure à une ou des couches de capacité portante plus élevée. Les pieux sont classés suivant le mode d'enfoncement ou la sollicitation.

Les micros-pieux sont des pieux de petit diamètre ( $\phi \leq 250$  mm). Ils sont exécutés par excavation du sol : ce sont des pieux forés. De part leur mode de sollicitation, ce sont des pieux flottants, résistant essentiellement par effet latéral car la résistance de pointe est très faible. Leur résistance à la flexion est également faible.

Il existe 4 types de micros-pieux, Type I, II, III et IV suivant le mode d'exécution.

- Le micro-pieu de type I est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armature et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier.

- Le micro-pieu de type II est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une faible pression au moyen d'un tube plongeur.

- Le micro-pieu de type III est un pieu foré de diamètre à 250 mm. Le forage est équipé d'armature et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire (IGU)

- Le micro-pieu de type IV est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armature et d'un système d'injection qui est un tube à manchette mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection.

On procède à l'injection simple à l'obturateur ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective.

Pour ce qui nous concerne, il a été choisi des micros-pieux de Type II relativement simple à l'exécution et dont la technique est mieux maîtrisée dans la région.

## **2- Exécution des micros-pieux de type II** (voir Annexe 4.8 et 4.9)

### **2-1 Introduction**

C'est l'une des étapes de l'exécution des fondations des ponts sur micros-pieux de la V.C.N de Thiès que nous avons eu à suivre. Elle a été exécutée par l'entreprise INFRA TP de Monsieur Bernard NIDA.

Nous avons choisi de subdiviser les différentes parties de l'exécution en quatre (4) grandes étapes à savoir : le forage proprement dit, la mise en place de l'armature, l'injection du coulis et le recépage du pieu.

Des études préliminaires sont nécessaires et consistent à faire des sondages de terrains pour déterminer les caractéristiques géotechniques du terrain afin de déduire la profondeur d'ancrage des pieux et le matériel de forage le mieux adapté. Pour ce qui nous concerne, le diamètre des micros-pieux est de 20 cm et ils sont fichés à 18 m.

La technique de foration pratiquée est le Rotary à la boue.

Avant exécution, il est utile également de faire implanter les pieux suivant les plans.

### **2-2 Méthode de forage**

Les techniques de foration usuelles sont : la percussion – battage, la méthode au Rotary à la boue ou à l'air. Pour ce qui nous concerne, nous étudierons la méthode Rotary.

#### **2.2.1 La méthode Rotary à la boue**

##### **a) Principe**

La méthode consiste à faire enfoncer dans le sol un outil de coupe par rotation et pression. Cette pénétration de l'outil s'effectue par abrasion et broyage du terrain. Les particules détachés du sol (cuttings) sont remontés à la surface par l'action d'un liquide visqueux : la boue de forage.

La méthode à la boue s'applique dans les sols sableux ou à argile humide comme les marnes calcaires.

##### **b) Description et fonctionnement de la machine** (Annexe 4.8)

Tous les appareils sont d'abord des engins de levage, ils comportent tous, un mât, un trépied, un derrick muni de poulies, de treuil, de câbles, d'une pompe électrogène, d'un groupe électrogène ou un moteur thermique et d'une tête d'injection.

Pour le forage au rotary, l'outil de coupe est fixé à la base de la ligne de sonde, composée de bas en haut, des éléments suivants :

- outils de coupe,
- masses-tiges

- train de tiges
- tige carré (ou Kelly)
- tête d'injection.

La machine utilisée est de type SM 103 FIAT équipée d'un groupe électrogène.

L'outil reçoit de la ligne de sonde, le mouvement de rotation et une partie de son poids. Le mouvement de rotation est assuré par la table de rotation et la tige carrée. De larges événements sont pratiqués sur les outils pour permettre la circulation de la boue.

On distingue comme outils de forage les outils à lames (à deux lames, Trilames, à trois ailes...) et les outils à molettes (Tricônes ou Quadricones...)

Les outils à lames sont employés dans les formations sédimentaires compactes, à structure fine et de dureté peu élevée (argile, sable)

Les outils à molettes munis de dents sont utilisés pour écraser ou éclater les roches dures rencontrées en cours de forage

Le train de tiges est constitué de plusieurs tiges emboîtées les unes des autres suivant la profondeur. Il constitue l'arbre de transmission du mouvement de rotation de l'outil ainsi que la canalisation qui amène la boue au fond du trou.

En fonction du poids de l'outil et de la nature du terrain, la vitesse de rotation varie de 40 à 150 tours/min. L'outil de coupe pèse davantage pour les terrains durs mais de vitesse faible. Il doit avoir un diamètre égal au diamètre du micro-pieu.

La tige carrée ou Kelly est une pièce unique dans la ligne de sonde, creuse pour laisser passer la boue par la tête d'injection.

### **c) Circuit de la boue**

En rotary, le problème de la boue est fondamental. Elle doit avoir des caractéristiques bien déterminées pour faire remonter les particules : (vitesse de 50 à 56 mètre /minute, pression de refoulement jusqu'à 200kg/cm<sup>2</sup>, composition et additifs...).

Elle a pour rôle de faire remonter les particules par l'espace annulaire entre la tige et la paroi des fouilles et d'assurer le soutènement des parois du forage (formation de cake), ce qui permet de forer sans tubage. En général on utilise comme boue de la bentonite.

Le circuit de la boue nécessite une pompe à boue avec des tuyaux flexibles ou tube plongeur, un bassin à boue, un camion citerne, un tamis vibrant qui retient les cuttings et laisse passer la boue vers le bassin ou bac à boue. La boue est recyclée dans le bassin et refoulée dans le circuit.

La méthode classique que nous présentons est la circulation directe où la boue est introduite à l'intérieur des tiges et remonte sous pression par l'espace annulaire entre tiges et paroi du

forage. Mais il existe également une autre méthode dite de Rotary à circulation inverse où la pompe refoule la boue dans l'espace annulaire. La boue chargée des cuttings est alors aspirée à l'intérieur des tiges

### 2.2.2 La méthode Rotary à l'air

La méthode à l'air s'applique dans les roches dures fissurées.

La technique de foration reste pratiquement la même.

Le forage s'effectue à l'air comprimé, ce qui remplace la boue. Dans cette solution, un compresseur remplace la pompe à boue. L'outil de coupe est un « marteau fond de trou » qui s'enfonce par percussion sous son poids et par rotation dans le sol.

### 2-3 Mise en place de l'armature (voir Annexe 4.10)

L'armature est soit un tube en acier à paroi épaisse ou des barres d'acier raccordées bout à bout. Sur ce chantier il a été utilisé des tubes M 80 en aciers de caractéristiques suivantes :

$f_e = \text{limite élastique} = 550 \text{ MPa}$

$\phi_{\text{int}} = d_1 = \text{diamètre intérieur} = 113 \text{ mm}$

$\phi_{\text{ext}} = d_2 = \text{diamètre extérieur} = 127 \text{ mm}$

épaisseur = 7 mm

Juste après la foration, elles sont introduites dans le trou par une grue ou un treuil à l'eau claire.

Au préalable, ils sont soudés bout à bout à une hauteur dépassant la profondeur du forage.

### 2-4 Injection du coulis de ciment

L'intérieur et l'espace annulaire entre le tube et la paroi sont remplis d'un coulis de mortier.

Le ciment utilisé est de type CHF – CEM III /B 32.5 (Ciment de Haut Fourneau). Il est dosé en respectant le rapport Eau / Ciment = 0.5.

Le coulis est confectionné in-situ et injecté sous pression avec un tube flexible raccordé au forage par l'extrémité supérieure du tube en acier. Le coulis fait remonter à la surface de la boue par l'espace annulaire. Le coulage est arrêté à l'apparition d'une eau ou boue grisâtre ou blanchâtre, indiquant la couleur du ciment.

Juste après le coulage, on introduit un PVC de trois mètres de même diamètre que le pieu centrée à l'intérieur du forage pour servir de chemise et de protection au pieu en surface.

### **2-5 Recépage des micro-pieux (Annexe 4.9)**

Le recépage consiste à retraiter la partie supérieure du pieu sur l'épaisseur du massif. Tous les pieux seront recépés au même niveau de fouille pour permettre de réaliser la fouille des massifs. L'armature est donc mise à nu, ce qui permet de souder les connecteurs et de réaliser les massifs.

Ces étapes mettent fin à l'exécution proprement dite des micros-pieux.

Les phases qui suivent sont : les fouilles pour massifs, la soudure des connecteurs, le ferrailage et le coulage des massifs, des butoirs et des attentes des voiles ou murs.

Mentionnons que le forage d'un pieu peut durer de 1 h à 3 h de temps et l'injection de l'armature et du coulis dure à peine 30 min lorsqu'il n'y a pas de contraintes.

## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Cette étude avait comme objectif de proposer une méthodologie de dimensionnement des fondations d'art et d'élaborer un programme de calcul.

Pour atteindre ces objectifs, il était utile pour nous de recourir d'une part à une documentation bien fournie mais aussi d'avoir des entretiens avec des ingénieurs spécialistes ou expérimentés en fondation.

En somme, nous avons passé en revue les différentes méthodes en nous basant sur la détermination de la pression limite qui constitue une méthode fiable de calcul des fondations. Le programme de calcul élaboré permet désormais de connaître automatiquement sans aucun calcul manuel la capacité portante et le tassement d'un sol supposé homogène, à une profondeur donnée, à partir des paramètres du sol d'ancrage et des caractéristiques des couches traversées qui sont saisis au clavier.

Avec ce programme qui s'exécute sous l'interface DOS, nous pouvons désormais vérifier les exercices de calculs de portance et de tassement du cours de Mécanique des Sols II.

La partie application nous a permis de présenter toute la méthodologie nécessaire, du point de vue géotechnique et béton armé, pour le dimensionnement des fondations d'un pont (la descente de charges du tablier, le dimensionnement des murs de soutènement et de voiles, le dimensionnement des massifs et des pieux d'une fondation profonde) et de suivre l'exécution.

Cependant, le dimensionnement d'une fondation ne se limite pas aux aspects géotechniques de calcul de la capacité portante et du tassement que nous avons abordés. Ainsi le dimensionnement des murs, des rideaux de palplanches, des tranchées blindées, les études d'affouillement, la stabilité des pentes et talus, les études hydrologique et hydraulique constituent entre autre des chapitres lors du dimensionnement des fondations d'ouvrages d'art.

Par ailleurs, l'étude des pieux inclinés soumis à des poussées latérales, le tassement des pieux par la théorie de l'élasticité, l'étude des frottements négatifs sur les pieux, les fondations en milieux stratifié et hétérogène, le flambement des pieux, les fondations à base oblique et excentrée et à talus incliné constituent également des cas lors de l'étude d'une fondation.

Notons aussi qu'il existe également d'autres méthodes plus élaborées de dimensionnement basées sur la théorie de l'élasticité comme celle des différences finies.



Ainsi le dimensionnement des fondations est plus complexe et plus vaste et on ne saurait aborder tous les aspects au cours d'un seul projet de fin d'étude.

Le programme élaboré n'est qu'un début de conception de logiciel de dimensionnement des fondations d'ouvrages d'art et ne saurait être bien utilisé que par des professionnels du métier. On gagnerait ainsi à poursuivre ce travail à travers d'autres projets de fin d'étude.

Pour terminer, nous formulons des recommandations dans le souci de parfaire et de compléter ce travail :

✚ Nous tenons à la poursuite de ce programme de calcul de capacité portante et du tassement d'un sol en un véritable logiciel de dimensionnement des fondations d'ouvrages d'art qui fonctionne sous une interface plus conviviale comme Windows pour en faire un Label Polytechnique de Thiès. Plusieurs variantes telles que le calcul à long terme et à court terme, le ferrailage des fondations, la possibilité de faire varier les paramètres de calculs sans pour autant sortir du programme, l'impression automatique des résultats peuvent être ajoutés à ce programme pour une meilleure convivialité et aussi pour sa pertinence.

✚ Les difficultés rencontrées lors de la descente de charge du pont nous amène à demander l'introduction d'un cours de dimensionnement des ponts et de calculs d'ouvrages types à l'ESP.

✚ Vu toute la connaissance nécessaire à la conception d'un programme ou d'un logiciel, il est nécessaire de renforcer le niveau informatique des élèves ingénieurs et de créer des pôles de travail pour élaborer des labels Polytechnique de Thiès, dans les autres domaines du génie.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] **Elément de Mécanique des sols**  
Par François SCHLOSSER, Presse de l'ENPC (1988 – 276 pages)
- [2] **Calcul des fondations superficielles et profondes**  
Par Roger FRANK, Edition Techniques de l'Ingénieur (2003 – 141 pages)
- [3] **Géotechnique et Calcul des ouvrages, Exercices résolus**  
Par Eric GERVREAU, Gaëtan Morin Editeur, (2000 – 164 pages)
- [4] **Cours pratiques de mécanique des sols Tome 1 : Plasticité et calcul des tassement**  
Par Jean COSTET et Guy SANGLERAT, 3<sup>e</sup> édition, Dunod, (1975 – 283 Pages)
- [5] **Cours pratiques de mécanique des sols Tome 2 : Calcul des ouvrages**  
Par Jean COSTET et Guy SANGLERAT, 2<sup>e</sup> édition, Dunod, (1975 – 351 Pages)
- [6] **Fondations profondes pour le bâtiment, DTU 13.2**  
Par la commission de normalisation Française, Edition AFNOR , (Septembre 1992 – 72 pages)
- [7] **Géotechnique – Mécanique des sols Tome C2 : Compressibilité – Consolidation – Tassement et Résistance au cisaillement.**  
Par Jean Pierre MAGNAN et Bertrand SOYEZ, Edition Techniques de l'Ingénieur (1991 – C214, C 216 et C 220)
- [8] **Pieux et fondations sur pieux**  
Par ZAVEN DAVIDIAN, Edition Eyrolles, (1969 – 190 pages)
- [9] **Le forage de l'eau, Guide pratique**  
Par Albert MABILLOT, Editions Johnson Filtration System (1986 – 237 pages)
- [10] **Projet et Construction des ponts : Généralités. Fondations. Ouvrages courants**  
Par J.A. CALGARO & M ; VIRLOGEUX, 2<sup>e</sup> édition ENPC, (1991 – 256 pages)
- [11] **Hydraulique Routière**  
Par Nguyen VAN TUU, Imprimerie JOUVE, Paris (1981 – 340 pages)
- [12] **Le livre du C, Premier langage**  
Par Claude Delannoy, Editions Eyrolles (2002, 251 pages)
- [13] **Indispensable pour C++**  
Par Bernard Frala, Collection Marabout (1999, 509 pages)

**[14] Fascicule 62 - Titre V : Règles techniques de conception des fondations des ouvrages de génie civil.**

Par le Ministère de l'Équipement et du logement et du Ministère des Transports de la France (1993 – 182 pages)

**[15] Fascicule spécial n° 72-21 bis Cahier des Prescriptions Communes , Fascicule 61, Titre II : Conception, Calcul et Epreuves des Ouvrages d'Art.**

Par le Ministère de l'Équipement et du logement et du Ministère des Transports de la France (1971 – 70 pages)

**[16] Maîtrise du BAEL 91 et des DTU associés**

Par Jean PERCHAT et Jean ROUX, 2<sup>ème</sup> édition, Eyrolles, (1999 – 401 pages)

**[17] Pratique du BAEL 91. Cours et exercices corrigés.**

Par Jean PERCHAT et Jean ROUX, 4<sup>ème</sup> édition, Eyrolles, (2002 – 466 pages)

**[18] Projet de Fin d'étude ESP : Conception d'un pont à trois voies avec un tablier raidi en béton armé sur le fleuve Sénégal.**

Par Yankhoba TRAORE sous la direction de Moustapha NDIAYE, (Aout 1993 - 137 pages)

**[19] Projet de Fin d'étude ESP : Fondations sur sols compressibles de machines vibrantes.**

Par Abdoulaye LY sous la direction de Ismaïla GUEYE et Bernard NIDA, (Juin 1995 – 120 pages)

**[20] Rapport géotechnique sur les études de sols pour le dimensionnement des fondations de (04) ponts situés sur la VCN de Thiès.**

Elaboré par le C.E.RE.EQ, (29 Septembre 2003, Page 1-12)

**[21] Rapport technique sur l'étude des travaux de la voirie de Thiès. Programme Spécial Indépendance 2004.**

Elaboré par le Bureau d'étude GIC (2003, Page 1-14)



---

# ANNEXE A

---

**PROGRAMME DE CALCUL**

# ANNEXE A1

## Programme de calcul de la capacité portante et du tassement d'une fondation superficielle en langage C

```
//Bibliothèque
#include<stdio.h>
#include<iostream.h>
#include<conio.h>
#include<math.h>
#define J 10

int main()

{
double log10(double);
double tan(double); double exp(double);
double pow(double ,double);
int met,sem,ch,cha,ti,tass,odo,cou,nbr,top,top1; int i,j,N,T,k,P,choix ,F,rec;
float g,c,e,e1,b,l,f,u,v,w,a,ponc,fi; float f1,F1;
float R,H,m,m1,m2,mt,E,A,ep,pd,pt,som,cons;
float Vr,pe,p0,p1,pg,K,V0 ,in,cs,cc,vi,sp,pro,pre,inf; float g1,d1,q1,q2;
float cp,re,lc,ld,al;float r1,z1,Em;
double h2,h3,r2,Em1; double qt1,qad1,ponc1;
double nc,nq,ng,pat,del,de,di,po;
double qd,qt,tas,qad,mat[1][J],sc,sd,prem;
double pi=3.14159;double h4=1.5;

/*clrscr();*/
R=20;f=3;f1=2;F=3;F1=2;

puts(" \n");
puts("\t\t*****");
puts("\t\t*****");
puts("\t\t**");
puts("\t\t**      BIENVENUE DANS LE PROGRAMME SUPBLAIS      **");
puts("\t\t**");
puts("\t\t** PFE-ESP THIES 2004. Auteur : Blaise KOGNONSA **");
puts("\t *****   Directeur : Prof. Ibrahima K. CISSE   *****");
puts("\t *****   Co-Directeur : M. Moulaye Assane SEYDI   *****");
puts("\t *****   *****");
puts("\t\t** DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES **");
puts("\t\t**");
puts("\t\t**      CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE      **");
puts("\t\t**      ET DU TASSEMENT D'UN SOL      **");
puts("\t\t**");
puts("\t\t*****");
puts("\t\t*****\n");
puts("\t\t Appuyer sur un caractere pour commencer ? \n\n ");
getch();
mami:
puts(" \nSaisir le nombre correspondant A votre choix : \n\n");
puts(" 1 = Pour Calcul de la capacite portante et du tassement ");
```

```

puts(" 2 = Pour Calcul de tassement seul.");
puts(" 3 = Pour Quitter le programme");
scanf("%d",&choix);
if(choix==1) goto sortie;
if(choix==2) goto tasse;
if(choix == 3) goto fin;
if((choix!=1)&&(choix!=2)&&(choix!=3))
{puts("\nLe numeros n'est pas pris en compte, REPRENEZ ! "); goto mami;
}
sortie:

puts("\nFaites le choix de votre methode pour le calcul de qd : \n");
puts(" 1 = Methode (C-fi) A partir d'essai au labo: ");
puts(" 2 = Methode au pressiometre Menard ");
puts(" 3 = Methode au penetrometre dynamique ");
scanf ("%d",&met);
puts(" ");

if(met == 1)

{puts(" \t\tMethode (C-fi) \n");

puts(" Hypotheses d'une fondation A base horizontale sur un sol homogene horizontal.\n");
printf("Le facteur de securite F est pris egal A: F =3 A L'ELS et F =2 A L'ELU\n\n");
//printf(" Remarques: Qelu = 1.40*Qels \n\n");
debut:
puts("\n\t\tSaisir les parametres du sol de fondation :\n");
printf("Le poids volumique du sol sous la base de la semelle en KN/m3 ? ");scanf("%f",&g);
printf("La cohesion du sol C = en kPa ? ");scanf("%f",&c);
printf("L'angle de frottement (positif) en degre ? ");scanf("%f",&fi);
if (fi == 0)
{nq =1; nc= 5.14;ng=0;
}
else
{
nq=pow(tan(pi/4+pi*fi/360),2)*exp(pi*tan(pi*fi/180));nc= (nq-1)/tan(pi*fi/180);
ng=2*(nq+1)*tan(pi*fi/180);
}
puts("\n\t***** RESULTATS INTERMEDIARES *****");
printf("\n\t\tLe facteur Nc vaut : %f\n",nc);
printf("\t\tLe facteur Nq vaut : %f\n",nq);
printf("\t\tLe facteur Ng vaut : %f\n",ng);
puts("\n\t***** FIN DE CES RESULTATS *****\n");
puts(" \n");

puts("Calcul des pressions des terres au dessus de la base de la semell sur la hteur D");
puts("\nEntrer le nombre de couches ou sols A considerer sur la profondeur d'ancrage
D");scanf ("%d",&nbr);
q2=0;
for(i= 1; i<= nbr;i=i+1)
{

```

```
/*Fin semelle filante*/
}

if(sem == 2)
{puts("\nCas de S.isolee rectanglaire (B*L) ou circulaire ou radier\n ");
puts("Saisir la largeur B de la semelle en m ??");
puts(" B = L = Cote (pour un carre) ");
puts(" B = L = Diametre pour une semelle circulaire? ");
scanf("%f",&b);
puts("\nSaisir la longueur L de la semelle en m ?? ");
puts(" B = L = Cote (pour un carre) ");
puts(" B = L = Diametre pour une semelle circulaire");
scanf("%f",&l);
puts(" ");
charge:
puts("Faites votre choix sur le chargement");
puts(" 1 : Charge verticale centree ");
puts(" 2 : Charge verticale excentree de e ou/et e1 ");
puts(" 3 : Charge inclinee et centree ");
puts(" 4 : Charge inclinee et excentree de e ou/et e1 ");
scanf ("%d",&cha);
switch(cha)
{
case 1: puts(" \nCas de Charge verticale centree ");
qd=(1-0.2*b/l)*(0.5*g*b*ng) + q2*nq + (1+0.2*b/l)*c*nc;
break;
case 2: puts(" \nCas de Charge verticale excentree de e ou/et e1\n ");
puts("Saisir l'excentricite (e) en mesure algebrique suivant B (en m) ? : "); scanf ("%f",&e);
puts("Saisir l'excentricite (e1) en mesure algebrique suivant L (en m) ? : "); scanf ("%f",&e1);
u=(1-2*e/b)*(1-2*e1/l); v=u;w=u*u;
qd=w*(1-0.2*b/l)*(0.5*g*b*ng) + v*q2*nq + u*(1+0.2*b/l)*c*nc;
break;
case 3:puts(" \nCas de Charge inclinee et centree\n");
puts("Saisir l'angle d'inclinaison en degre ? ");scanf ("%f",&a);
u=(1-a/90)*(1-a/90); v=u;w=(1-a/fi)*(1-a/fi);
qd=w*(1-0.2*b/l)*(0.5*g*b*ng) + v*q2*nq + u*(1+0.2*b/l)*c*nc;
break;
case 4: puts(" \nCas de charge inclinee et excentree de e ou/et e1 ? ");
puts("Saisir l'angle d'inclinaison en degre ? ");scanf ("%f",&a);
puts("Saisir l'excentricite algebrique (e) suivant B ? ");scanf ("%f",&e);
puts("Saisir l'excentricite (e1) en mesure algebrique suivant L (en m) ? "); scanf ("%f",&e1);
u=(1-2*e/b)*(1-2*e1/l)*(1-a/90)*(1-a/90);v=u;
w=(1-2*e/b)*(1-2*e/b)*(1-2*e1/l)*(1-2*e1/l)*(1-a/fi)*(1-a/fi);
qd=w*(1-0.2*b/l)*(0.5*g*b*ng) + v*q2*nq + u*(1+0.2*b/l)*c*nc;
break;
default:puts("Le nombre saisi ne convient pas, Reprenez !\n");goto charge;
}
qad= q2 + (qd-q2)/f;qad1= q2 + (qd-q2)/f1;
type:
puts("\nSpecifiez la forme de la semelle ? ");
puts("1 = Semelle isolees rectangulaire, carre ou radier : ");
```



```

printf("\n\nCouche No %d :\n",i);
printf("Saisir l'epaisseur de la couche en m ? ");scanf("%f",&d1);
printf(" \nSaisir Le poids volumique de la couche consideree en KN/m3 ?
");scanf("%f",&g1);
q1=d1*g1;
q2=q2+q1;
}
sort:
puts("\nSpecifiez le type de semelle:");
puts(" 1 = Semelle filante de largeur B ? ");
puts(" 2 = Semelle isolee rectangulaire ou carree ou circulaire ou radier ");
scanf ("%d",&sem);
puts(" ");

if(sem == 1)
{puts("Semelle filante de largeur B ? \n");puts("Entrer la largeur B en m :
");scanf("%f",&b);
puts(" ");
charg:
puts("Faites votre choix sur le chargement");
puts(" 1 = Charge verticale centree : ");
puts(" 2 = Charge verticale excentree de e : ");
puts(" 3 = Charge inclinee et centree : ");
puts(" 4 = Charge inclinee et excentree de e : ");
scanf ("%d",&ch);
switch(ch)
{
case 1: puts(" \nCas de Charge verticale centree ");
qd=g*b*ng/2 +q2*nq + c*nc ;
break;
case 2: puts(" \nCas de Charge verticale excentree de e");
puts("Saisir l'excentricite en mesure algebrique e, suivant B (en m) : "); scanf("%f",&e);
u=(1-2*e/b); v=u;w=u*u;
qd=w*g*b*ng/2 +v*q2*nq + u*c*nc ;
break;
case 3: puts(" \nCas de Charge inclinee et centree\n");
puts("Saisir l'angle d'inclinaison en degre ? ");scanf ("%f",&a);
u=(1-a/90)*(1-a/90); v=u;w=(1-a/fi)*(1-a/fi);
qd=w*g*b*ng/2 +v*q2*nq + u*c*nc ;
break;
case 4: puts(" \nCas de charge inclinee et excentree de e \n");
puts("Saisir l'angle d'inclinaison en degre ? ");scanf("%f",&a);
puts("Saisir l'excentricite algebrique (e) suivant B en m ? ");scanf("%f",&e);
u=(1-2*e/b)*(1-a/90)*(1-a/90);v=u;
w=(1-2*e/b)*(1-2*e/b)*(1-a/fi)*(1-a/fi);
qd=w*g*b*ng/2 +v*q2*nq + u*c*nc ;
break;
default:puts("Le nombre saisi ne convient pas, Reprenez !");goto charg;
}
qad= q2 + (qd-q2)/f;qt= qad*b; qad1= q2 + (qd-q2)/f1;qt1= qad1*b;

```

```

puts("2 = Semelle circulaire          : ");
scanf ("%d",&ti);
switch(ti)
{
case 1: qt=qad*b*1;qt1=qad1*b*1;
break;
case 2: qt= qad*3.141593*b*b/4;qt1= qad1*3.141593*b*b/4;break;
default:puts("Le nombre saisi ne convient pas, Reprenez !");goto type;
}
/*Fin des semelles isolées*/
}
if((sem!=1)&&(sem!=2))
{puts("Le numero n'est pas pris en compte, reprenez!");goto sort;
}

puts(" ");
puts("\n\t***** AFFICHAGE DE RESULTATS *****\n");
printf(" Contrainte de rupture qd en (kPa) = %f\n",qd);
printf("Contrainte admissible brute qadm en kPa A l'ELS = %f\n",qad);
printf("Contrainte admissible brute qadm en kPa A l'ELU = %f\n",qad1);
printf("Charge Qadm admissible A l'ELS en kN est = %f\n",qt);
printf("Charge Qadm admissible A l'ELU en kN est = %f\n",qt1);
puts("\n\t***** FIN DE CES RESULTATS *****");

puts(" ");puts("VERIFICATION DE LA CHARGE Q\n");
printf("Saisir la charge appliquee Q A la semelle A l'ELS (en KN ) ? ");scanf ("%f",&ponc);
ponc1=1.40*ponc;
if( qt< ponc)
{puts(" \n\nLE DIMENSIONNEMENT EST MAUVAIS A l'ELS !!! Reprenez SVP!");
if( qt1< ponc1)
{puts(" \n\nLE DIMENSIONNEMENT EST MAUVAIS A l'ELU !!! Reprenez SVP!");}
puts(" \n");
//getch();
goto debut;
}
if( qt>= ponc)
{puts("\n\nLE DIMENSIONNEMENT EST BON A l'ELS \n");
if( qt1>= ponc1)
{puts("LE DIMENSIONNEMENT EST BON A l'ELU \n");}

puts("\n\nVOULEZ VOUS CALCULER LE TASSEMENT DE LA SEMELLE ? ");
puts(" 1 = Oui ");
puts(" 2 = Non ");scanf ("%d",&tass);
}
if(tass == 1)
goto tasse;
if(tass != 1)
goto ali3;
/* FIN METHODE (c-fi) */
}

```

```
if( met ==2)
debut:
{puts("\n\n\t\tMethode au pressiometre Menard \n\n");

printf("Le facteur de securite F est pris egal A: F=3 A L'ELS et F=2 A L'ELU \n\n");
//printf("Remarques: Qelu = 1.40*Qels \n\n");
puts("\nSaisir ls differents parametres de l'essai ??\n");
puts("\nEntrer le volume Vo de la sonde au repos en cm3 : ");scanf("%f",&V0);
puts("Entrer le volume Vr d'eau injecte au point d'inflexion en cm3: ");scanf("%f",&Vr);
puts("Entrer la pente de la droite en zone pseudo-élastique : ");scanf("%f",&pe);
puts("Entrer la pression Po au debut de la phase pseudo-élastique en kPa: ");scanf("%f",&p0);
puts("Entrer la pression limite Pl en kPa : ");scanf("%f",&p1);
puts("Entrer le coefficient Kp fonction des dimensions de la semelle ");scanf("%f",&K);
puts("\n\nCalcul des pressions des terres qo au dessus de la base de la semelle, sur la
hauteur D : \n");
puts("Entrer le nombre de couches ou sols A considerer sur la profondeur d'ancrage D");scanf
("%d",&nbr);
pg=0;

for(i= 1; i<= nbr;i=i+1)
{
printf("\nCouche No %d : \n",i);
printf("Saisir l'épaisseur de la couche ? ");scanf("%f",&d1);
printf("Saisir Le poids volumique de la couche consideree en KN/m3 ? ");scanf("%f",&g1);
q1=d1*g1;
pg=pg+q1;
}
Em1=2.66*(V0+Vr)*pe; qd=pg + K*(p1-p0);
qd=K*(p1-p0) + pg;
qad=pg +(K*(p1-p0))/F;qad1=pg +(K*(p1-p0))/F1;
puts(" ");
puts("\n\t***** RESULTATS INTERMEDIARES *****\n");
printf("Le module de deformation pressiometrique Em = %f\n",Em1);
printf("La contrainte de rupture qd en KPa = %f\n",qd);
printf("La capacite admissible qad A l'ELS en KN vaut = %f\n",qad);
printf("La capacite admissible qad A l'ELU en KN vaut = %f\n",qad1);
puts("\n\t***** FIN DE CES RESULTATS *****\n");
puts("\nSaisir la contrainte appliquee q par la semelle A l'ELS en kPa = ");scanf
("%f",&ponc);
ponc1=1.40*ponc;
//getch();
if( qad< ponc)
{puts(" \n LE DIMENSIONNEMENT EST MAUVAIS A l'ELS !!! Reprenez SVP!");
if( qad1< ponc1)
{puts(" \n LE DIMENSIONNEMENT EST MAUVAIS A l'ELU !!! Reprenez SVP!");}
puts(" \n");
goto debut;
}
if( qad>= ponc)
{puts("\nLE DIMENSIONNEMENT EST BON A l'ELS !!! ");
if( qad1>= ponc1)
```

```

{puts("LE DIMENSIONNEMENT EST BON A l'ELU !!!\n");}
puts("\n\nVOULEZ VOUS CALCULER LE TASSEMENT DE LA SEMELLE ? ");
puts(" 1 = Oui ");puts(" 2 = Non ");scanf ("%d",&tass);
}
if(tass == 1)
goto tasse;
if(tass!= 1)
goto ali3;
//getch();
/* FIN METHODE pressiometre Menard */
}

if( met ==3)
{puts(" \n\t\tMethode au penetrometre dynamique \n");

puts("\nLe coefficient de reduction de qd est pris egal A : F = 20 \n ");
puts("Saisir les parametres suivants :\n");
puts("Hauteur de chute H en cm ? ");scanf("%f",&H);
puts("Enfoncement e correspondant au nombre de coups, en cm");scanf("%f",&E);
puts("Section droite de la pointe en cm2 ? ");scanf("%f",&A);
puts("Masse du mouton m en kg ? ");scanf("%f",&m);
puts("Masse du l'enclume m1 en kg ? ");scanf("%f",&m1);
puts("Poids mort au bout du train de tiges (pointe + goujon) en kg ? ");scanf("%f",&m2);
puts("Masse d'une tige mt en kg ? ");scanf("%f",&mt);
puts(" ");
debutss:
puts("\nEntrer le nombre de points sondes sur le terrain ");scanf("%d",&P);
puts("\nSaisir les parametres suivants A tous les Points PDi de l'essai");
puts(" ");
for(j=1; j<=P; j=j+1)
{
printf(" \nPoint No %d \n\n",j);
puts("Saisir le nombre de tiges A cette profondeur ?"); scanf("%d",&T);
puts("Saisir le nombre de coups correspondant A l'enfoncement e ?"); scanf("%d",&N);
qd= m*m*H*N/(A*E*(m+m2+m1+mt*T));
puts(" \n ");
puts("\n\t***** AFFICHAGE DE RESULTATS *****\n");
printf("Capacite portante qd A l'ELS (en bar) au point No %d = %f\n ",j,qd);
printf("Capacite portante admissible qad A l'ELS (en bar) = %f \n\n",qd/R);
mat[1][j]=qd/R;
}
prem=mat[1][1];
for(k=2;k<=P;k=k+1)
if(mat[1][k] < prem) prem=mat[1][k];
printf(" La valeur minimale de qad (en bar) A cette profondeur est = %f\n",prem);
puts("\n\t***** FIN DE CES RESULTATS *****\n");
puts(" \n");
puts("Saisir la contrainte appliquee (q) A la semelle A l'ELS (en bar) ? ");scanf
("%f",&ponc);
//getch();
if( prem < ponc)

```

```
{puts("LE DIMENSIONNEMENT EST MAUVAIS ! Reprenez SVP!");
//getch();
puts(" \n");
goto debutss;
}
else
{puts("LE DIMENSIONNEMENT EST BON !!!! ");
//getch();
ali:
puts("\n\nVOULEZ VOUS CALCULER LE TASSEMENT DE LA SEMELLE ? \n");
puts(" 1 = Oui");
puts(" 2 = NON");
scanf ("%d",&tass);
}
if(tass == 1)
goto tasse;
if(tass== 2)
goto ali3;
if((tass!=1)&&(tass!=2))
{puts("Entrer le bon numeros! Reprenez SVP! ");goto ali;
}
/* FIN METHODE PENETROMETRIQUE */
goto fin;
}
if((met!=1)&&(met!=2)&&(met!=3))
{
puts("Le numero n'est pas pris en compte !! Reprendre!");
//getch();
goto sortie;
}
tasse:

puts("\n\n\tCALCUL DU TASSEMENT SOUS LA BASE D'UNE SEMELLE (Cas de terrain homogene)");

puts("\nSpecifiez la methode\n");
puts("1 = Methode oedométrique ");
puts("2 = Methode pressiométrique ");scanf("%d",&odo);
if(odo== 1)

{puts("\n\n\t\tMETHODE OEDOMETRIQUE\n\n");
sorte:
puts("Entrer le cas de consolidation :\n") ;
puts(" 1 = Sol normalement consolide (jamais charge), q0 =Sp : ");
puts(" 2 = Sol sous ou sur consolide (excave ou surcharge) : ");
scanf ("%f",&cons);
if ((cons !=2)&&(cons !=1))
{puts("Le numero n'est pas pris en compte, reprenez!");goto sorte;
}
puts("\n\nEntrer les caracteristiques de la couche de tassement consideree ??\n");
puts("\nEntrer l'epaisseur initiale de la couche qui tasse (en m) ? ");scanf("%f",&in);
```

```
puts("Entrer l'indice de compression Cc");scanf("%f",&cc);
puts("Entrer l'indice de vide initial de la couche tassée ");scanf("%f",&vi);
if (cons==2)
{
puts("Entrer l'indice de gonflement Cs ? ");scanf("%f",&cs);
puts("Entrer la pression de consolidation en kPa ");scanf("%f",&sp);
}
puts("\n\nCalcul des pressions q0 des terres au dessus de la couche qui tasse ? ");
puts("\nIndiquer le nombre de couches A considérer suivant z");scanf("%d",&cou);
som=0;
for(i= 1; i<= cou;i=i+1)
{
printf("\nEntrer l'épaisseur Z (en m) de la couche %d \n",i);scanf("%f",&ep);
puts("Entrer le poids volumique de la couche en (kN/m3)"); scanf("%f",&pd);
pt=ep*pd;
som=som+pt;
}
printf("\nLa pression des terres au dessus en (KPa) vaut : %f\n\n",som);
puts("\n\nCalcul des suppléments de contraintes sigmaZ sous la semelle\n");
puts("\nEntrer la contrainte uniforme transmise (q) par la semelle en KPa sur le sol???");
scanf("%f",&pre);
tac:
puts("\nSaisir le nombre correspondant ?\n");
puts(" 1 = Si cas d'un tassement dans l'axe d'une semelle isolée B*L ???");
puts(" 2 = Si cas d'un tassement dans l'axe d'une semelle circulaire ???");
puts(" 3 = Si Autre cas ???");
scanf("%d",&rec);
if ((rec !=1)&&(rec !=2)&&(rec!=3))
{puts("\nLe numéro n'est pas pris en compte, reprenez!!");goto tac;
}
if(rec==1)
{
puts("\n\nCas d'une semelle isolée B*L :");
puts("\nEntrer la profondeur z sous la base de la semelle, de la couche qui tasse (en m)?");
puts("Remarque: z=0 lorsque la couche est A la base de la semelle : ");
scanf("%f",&pro);
puts("Entrer la Largeur = B de la semelle en m ?"); scanf("%f",&b);
puts("Entrer la Longueur = L de la semelle en m ?"); scanf("%f",&l);
del=pre*b*l/((b+pro)*(l+pro));
printf("\nLa contrainte supplémentaire vaut: %f\n\n",del);
}
if (rec==3)
{puts("\nEntrer le coefficient d'influence I (voir Abaques)");scanf("%f",&inf);
del=pre*inf;
printf("\nLa contrainte supplémentaire vaut Sz: %f\n\n",del);
}
if(rec==2)
{
puts("\n\nCas d'une semelle circulaire de rayon r::");
puts("\nEntrer la profondeur z (en m) sous la base de la semelle, de la couche qui tasse ");
puts(" Remarque: z=0 lorsque la couche est A la base de la semelle:");
```

```
scanf("%f",&z1);
puts("Entrer le rayon de la semelle (en m) ? "); scanf("%f",&r1);
r2=r1*r1;h2=z1*z1; h3=1/(1+ r2/h2);
pat=pow(h3,h4);
del=pre*(1-pat);
printf("\nLa contrainte supplementaire Sz vaut: %f\n\n",del);
}
if (cons==2)
{
di=sp/som;
de=(som+del)/sp;
tas=in*(cs*log10(di)/(1+vi)+cc*log10(de)/(1+vi));
}
if (cons==1)
{
de=(som+del)/som;
tas=in*(cc*log10(de)/(1+vi));
}
puts("\n");
puts("\n\t***** AFFICHAGE DE RESULTATS *****\n");
printf("Le tassement total vaut de la couche consideree est (en m) = %f\n\n",tas);
//getch();
}
if(odo==2)

{puts("\n\n\t\tMETHODE PRESSIOMETRIQUE\n\n");

puts("\nEntrer les parametres de calcul de tassement");
puts("\nSaisir la contrainte verticale appliquee A la fondation en kPa");
scanf("%f",&cp);
puts("Saisir la distance de reference B0 en m, en general egal A 0.60 m ");
scanf("%f",&re);
puts("Saisir la largeur de la semelle B, en m");scanf("%f",&b);
puts("Entrer les coefficients de structures ds l'orde lamda_c et lamda-d");
scanf("%f%f",&lc,&ld);
puts("Entrer le coefficient rheologique alpha ? ");scanf("%f",&al);
puts("Entrer le module pressiometrique Em");scanf("%f",&Em);

puts("\nCalcul des pressions qo en kPa des terres au dessus du point de calcul de tassement au
TN\n");
puts("Indiquer le nombre de couches A considerer suivant z ??");scanf("%d",&cou);
som=0;
for(i= 1; i<= cou;i=i+1)
{
printf("\nEntrer l'epaisseur Z (en m) de la couche %d \n",i);scanf("%f",&ep);
puts("Entrer le poids volumique de la couche en (kN/m3)");
scanf("%f",&pd);
pt=ep*pd;
som=som+pt;
}
}
```

```
printf(" \nLa pression des terres au dessus de la couche de tassement (en kPa) est =
%f\n",som);
po=pow(ld*b/re,al);
sc=al*lc*b*(cp-som)/(9*Em);sd=2*(cp-som)*re*po/(9*Em);
tas=sd+sc;
//getch();
puts("\n\t***** AFFICHAGE DE RESULTATS *****\n");
printf(" Le tassement deviatorique Sd = %f\n",sd);
printf("Le tassement volumique Sc = %f\n",sc);
printf("\nLe tassement total (en m) est = %f\n\n",tas);
/*Fin calcul de tassement par pressiometrique*/
}
ali2:
puts("\n\nVOULEZ VOUS REPRENDRE LE CALCUL DU TASSEMENT ? \n");
puts(" 1 = Oui");
puts(" 2 = NON");
scanf ("%d",&top);
if(top == 2) goto matou;
if(top == 1) goto tasse;
if((top!=1)&&(top!=2))
{puts("Entrer le bon numeros! Reprenez SVP! ");goto ali2;
}
matou:
ali3:
puts("\n\nVOULEZ VOUS FAIRE LE CALCUL D'UNE AUTRE FONDATION ?
\n");
puts(" 1 = Oui");
puts(" 2 = NON");
scanf ("%d",&top1);
if(top1 == 2) goto fin;
if(top1 == 1) goto mami;
if((top1!=1)&&(top1!=2))
{puts("Entrer le bon numeros! Reprenez SVP! ");goto ali3;
}
fin:
puts(" ");
puts(" \n\t\t Merci de votre passage et A bientot\n\n");
puts(" \t BIEN VOULOIR NOUS SIGNALER DE TOUT DYSFONCTIONNEMENT
DE CE PROGRAMME \n\n");
puts(" \t\t !!!! BRAVO SUPBLAIS !!!!\n\n");
//getch();getch();
puts("\t\tAppuyer sur un caractere pour sortir !!!! \n\n ");

return(0); }
```



# ANNEXE A2

## Programme de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux en langage C++

```
//Bibliothèque
#include <iostream.h>
#include <math.h>
#include <conio.h>
#include <stdio.h>

//Fonction pour calcul de la contrainte des terres au dessus de la semelle
double presvert( float g1,float d1)
{
    int i;
    float q2,q1,nbr;
    cout<<("\n\n\tCalcul des pressions des terres au dessus de la base de la semelle :\n");
    cout<<("\nEntrer le nombre de couches ou sols A considerer sur D ? ");
    cin>>nbr;
    q2=0;
    for(i= 1; i<= nbr;i++)
    {
        cout<<("\nCouche No "<<i<<"\n";
        cout<<"Saisir l'epaisseur de la couche en m : ";cin>>d1;
        cout<<"Saisir Le poids volumique de cette couche en KN/m3 ? ";cin>>g1;
        q1=d1*g1;
        q2=q2+q1;
    }
    cout<<("\n\n\t***** RESULTATS INTERMEDIAIRES *****");
    cout<<("\n\nLa pression verticale des terres vaut: "<<q2<<" KPa"<<"\n\n";
    cout<<("\t***** FIN DE CES RESULTATS *****\n");
    return q2;
}

//Fonction pour calcul du frottement lateral
double frotte( float g1,float d1)
{
    int i,nat,typ;
    double q2,q1,q3,q4,nbr,g2,q5,Qf1,b,qs,peri;
    double pi=3.14159;
    cout<<("\n\tCalcul du frottement lateral unitaire sur D-Dc :");
    q2=0;q4=0;q3=0;q5=0,q1=0;

    cout<<("\n\nSpecifiez le type de la section du pieu ?\n";
    cout<< "\t 1 = Section circulaire\n";
    cout<< "\t 2 = Section carre\n";
    cout<< "\t 3 = Autre section\n";
    cin>> typ;
    if ( (typ != 1)&&(typ !=2))
    {
        cout<<("\nEntrer le perimetre du pieu en m ? ";cin>>peri;
    }
    cout<<("\nEntrer la largeur = Diametre du pieu (en m) ? ";cin>> b;
```

```

cout<<("\n\nEntrer le nombre de couches ou sols A considerer ? ");
cin>>nbr;
meth:
cout<<("\n\nIndiquer la methode de calcul du frottement unitaire qf ? \n\n";
cout<<" 1 =  $qf=K \cdot Cu$  Sol homogene coherent OU Abaques Pressiometrique \n";
cout<<" 2 =  $qf=K \cdot \tan S \cdot qv$  \n";
cin>> nat;
if((nat!=1)&&(nat!=2))
{cout<<("\n\nLe numeros n'est pas pris en compte, REPRENEZ ! \n");
goto meth;
}
if (nat ==1)
{

cout<<("\n\n\tMethode :  $qf = K \cdot Cu$  OU Abaques Pressiometrique \n\n";
cout<<("\tRemarque: qf est negatif si le frottement est negatif \n";
cout<<"!!!Entrer les couches dans l'ordre A partir du terrain naturel (du haut)!!! \n";
cout<<("\n\nEntrer la valeur de la surcharge P en kPa, sinon la valeur 0 ? ";cin>>q5;
for(i= 1; i<= nbr;i++)
{
cout<<("\n\n\t\tCouche No "<<i<<" \n";
cout<<"Saisir l'epaisseur de la couche en m ? ";cin>>d1;
cout<<("\nSaisir La valeur algebrique du frottement qf lateral unitaire en KPa ? ";
cin>>g1;
q1= q5+d1*g1;
q2=q2+q1;
cout<<("\n\nLe frottement lateral ( $qf \cdot h$ ) unitaire de cette couche vaut: "<<q1<<"
KN/perimetre";
if (typ == 1)
qs=q1*pi*b/d1;
else if (typ == 2)
qs=q1*4*b/d1;
else
{
qs=q1*peri/d1;
}
cout<<("\n\nLe frottement unitaire brut  $Qs=qf \cdot P$  de cette couche vaut: "<<qs<<" KN/ml de
pieu\n";
}}
if (nat == 2)
{

cout<<("\n\n\t Methode ( $qf = K \cdot \tan S \cdot qv$ ) : \n\n";
cout<<"Remarque:  $k \cdot \tan S$  est negatif si le frottement est negatif : \n";
cout<<("\n!!!Entrer les couches dans l'ordre A partir du terrain naturel (du haut)!!! \n";

cout<<("\n\nEntrer la valeur de la surcharge P en kPa, sinon la valeur 0 ? ";cin>>q5;
for(i= 1; i<= nbr;i++)
{
cout<<("\n\n\n\t\tCouche No "<<i<<"\n";
cout<<"Saisir l'epaisseur de la couche en m : ";cin>>d1;

```



```

cout<<("\t\t**  DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES      **\n");
cout<<("\t\t**                                  **\n");
cout<<("\t\t**  CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE QI D'UN PIEU      **\n");
cout<<("\t\t**          ET D'UN GROUPE DE PIEU          **\n");
cout<<("\t\t**                                  **\n");
cout<<("\t\t**                                  **\n");
cout<<("\t\t*****\n");
cout<<("\t\t*****\n\n");
cout<<("\t Remarque: La virgule des nombres decimaux corespond au point . (.) \n\n");
cout<<("\t Pour continuer, Appuyer sur un chiffre ou une lettre puis valider ! ");
cin>>rep;
cout<<endl<<endl;
mami:
cout<<"\nFaites votre choix ? \n";
cout<<" 1: Calcul de QI\n";
cout<<" 2: Quitter le programme"<<endl<<endl;
cin>>choix;
if(choix==1) goto Entree;
if(choix == 2) goto fin;
if((choix!=1)&&(choix!=2))
{puts("Le numeros n'est pas pris en compte, REPRENEZ ! "); goto mami;
}
Entree:
cout<<" 1: Methode statique C-fi \n";
cout<<" 2: Methode au pressiometre Menard\n";
cout<<" 3: Formule de battage\n";
puts("\tFaites le choix de votre Methode pour le calcul de QI ? ");
cin>>met;
puts(" ");
if(met == 1)
{
cout<<" \t\tMethode statique (C-fi) \n\n";

cout<<" ***Hypotheses d'un pieu charge axialement***\n";
cout<<("\t\nVoulez vous calculez la resistente A la pointe ? Saisir le chiffre ? \n";
reso:
cout<<" 1 = OUI\n";
cout<<" 2 = NON\n";
cin>>res;
if ( (res != 1)&&(res !=2))
{cout<<"Reprenez la saisie du chiffre !!!\n\n";
goto reso;
}
if (res ==2) goto comm;
if (res == 1)
{
cout<<("\t\tCalcul de la Resistance de pointe Qp en KN :\n\n");
cout<<("\tSaisir les parametres du sol de fondation (d'ancrage) :\n";
cout<<("\nLe diametre ou largeur du pieu en m ? ");cin>>b;
cout<<("La profondeur d'encatrement totale du pieu en m ? ");cin>> D;
}
}
}

```

```

cout<<("La cohésion du sol d'ancrage C en kpa = ? ");cin>>c;
cout<<("L'angle de frottement (positif) en degre ? ");cin>>fi;
nqm= exp(7*tan(pi*fi/180)); dc1=(b/4)*pow(nqm,2/3);
if (D>= dc1)
{
cout<<(" \n\n\t Nous sommes dans le cas D >= Dc");
if (fi == 0)
{nq =1; nc= 7;
}
else
{
nq= exp(7*tan(pi*fi/180));nc= (nq-1)/tan(pi*fi/180);
}
cout<<(" \n\n\t***** RESULTATS INTERMEDIAIRES *****");
cout<<("\n\n\t\tLa profondeur critique Dc (en m) = "<<dc1;
cout<<("\n\n\t\tLe facteur Nqmax vaut : "<<nq;
cout<<("\n\n\t\tLe facteur Ncmax vaut : "<<nc;
cout<<(" \n\n\t***** FIN DE CES RESULTATS *****");

//Appel de la fonction de calcul des CONTRAINTES VERTICALES pour D < Dc
q3= presvert(g1,d1);
qp= q3*nq+ 1.3*c*nc; qpt = qp-q3;
cout<<endl<<endl;
}
if (D < dc1)
{
cout<<("\n\n\tNous sommes dans le cas D < Dc");
cout<<("\n\n\t\tEntrer le poids volumique du sol sous la base du pieu en KN/m3 ? ");cin>>g3;
if (fi == 0)
{
nq =1; nc= 5.14;ng=0;
}
else
{
nq=pow(tan(pi/4+pi*fi/360),2)*exp(pi*tan(pi*fi/180));nc= (nq-1)/tan(pi*fi/180);
ng=2*(nq+1)*tan(pi*fi/180);
}
cout<<(" \n\n\t***** RESULTATS INTERMEDIAIRES *****");
cout<<("\n\n\t\tLa profondeur critique Dc (en m) = "<<dc1;
cout<<("\n\n\t\tLe facteur Nq vaut : "<<nq;
cout<<("\n\n\t\tLe facteur Nc vaut : "<<nc;
cout<<("\n\n\t\tLe facteur Ng vaut : "<<ng;
cout<<(" \n\n\t***** FIN DE CES RESULTATS *****");

//Appel de la fonction de calcul des CONTRAINTES VERTICALES pour D> dc
q3=presvert(g1,d1);
qp= q3*nq+ 1.3*c*nc + 0.3*g3*b*ng;
qpt= qp-q3;
cout<<endl;
}

```

```
cout<<"\nSpecifiez le type de la section du pieu ?\n";
cout<<"\t 1 = Section circulaire\n";
cout<<"\t 2 = Section carre\n";
cout<<"\t 3 = Autre section\n";
cin>> typ;
if (typ == 1)
{Qp=pi*(b*b/4)*qp; Qpt=pi*(b*b/4)*qpt;
}

else if (typ == 2)
{Qp=b*b*qp; Qpt=b*b*qpt;
}

else
{
cout<<"\nEntrez la section du pieu en m2 ? ";cin>>sect;
Qp=sect*qp; Qpt=sect*qpt;
}

cout<<("\n\n\t*****AFFICHAGE DE RESULTATS *****");
cout<<"\n\nLa capacite portante brute de pointe vaut : qp = "<<qp<<" KPa";
cout<<"\nLa capacite portante nette de pointe vaut : qp' = "<<qpt<<"
KPa"<<endl<<endl;
cout<<"La Force portante brute de pointe vaut : Qp = "<<Qp<<" KN";
cout<<"\nLa Force portante nette de pointe vaut : Qp' = "<<Qpt<<" KN"<<endl<<endl;
cout<<("\t***** FIN DE CES RESULTATS *****\n\n");
// Fin calcul de la résistance à la pointe
}

//Appel de la fonction de CALCUL DU FROTTEMENT LATERAL.
comm:
cout<<"\n\n\t\tCalcul du frottement lateral total Qf en KN ?\n\n";
cout<<"\nVoulez vous calculer Qf, Faites votre choix ? \n";
cout<<" 1 : Oui ?\n";
cout<<" 2 : Non ?\n";
cin>> choi;cout<<"\n";
if ((choi==2)&&(res==2))
{
cout<<"\n\nQue voulez vous faire ??? ?!!! Qad = 0 \n\n";
goto ali3;
}
if(choi==1) goto frot;
if(choi==2) goto frotis;
if((choi!=1)&&(choi!=2))
{cout<<("Le numeros n'est pas pris en compte, REPRENEZ ! \n"); goto comm;
}
frot:
//Appel de la fonction de calcul de Qf
Qf=frotte(g1,d1);
frotis:
```

```
cout<<"\nLes coefficients de securite F1 et F2 valent (Ql = Qp'/F1 + Qf/F2) :\n";
cout<<" ELS: F1 = 3 et F2 = 2\n";
cout<<" ELU: F1 = 2 et F2 = 4/3 \n";
//cout<<" Qelu = 1.40 Qels\n";
if((choi == 1)&&(res==1))
{Ql= Qpt/3 + Qf/2; Ql4=Qpt/2 + 0.75*Qf;
}
if((choi == 2)&&(res==1))
{Ql= Qpt/3; Ql4=Qpt/2;
}
if((res ==2)&&(choi==1))
{
Ql= Qf/2; Ql4= 0.75*Qf;
}
cout<<("\n\n\t*****AFFICHAGE DE RESULTATS *****");
cout<<"\n\nLa charge admissible nette Qadnette A l' ELS vaut : "<<Ql <<" .KN \n";
cout<<"La charge admissible nette Qadnette A l' ELU vaut : "<<Ql4 <<" KN \n\n";
cout<<("\t***** FIN DE CES RESULTATS *****\n\n");

//Fin Methode (C-fi) !!!!!!!!
}
```

#### //DEBUT PRESSIOMETRE MENARD

```
if( met ==2)
{

cout<<" \n\t\tMethode au pressiometre Menard \n\n";
cout<<"\t\t\nVoulez vous calculez la resistente A la pointe ? Saisir le chiffre ? \n";
resou:
cout<<" 1 = OUI\n";
cout<<" 2 = NON\n";
cin>>res;
if ( (res != 1)&&(res !=2))
{cout<<"Reprenez la saisie du chiffre !!!\n\n";
goto resou;
}
if (res ==2) goto comme;
if (res == 1)
{

cout<<"\t\tCalcul de la Resistance de pointe Qp !\n\n";
cout<<"\t\tSaisir les differents parametres suivant: \n\n";
cout<<"Entrer le volume Vo de la sonde au repos en cm3 ? ";cin>>V0;
cout<<"Entrer le volume Vr d'eau injecte au point d'inflexion en cm3 ? ";cin>>Vr;
cout<<"Entrer la pente de la droite en zone pseudo-elastique ? ";cin>>pe;
cout<<"\nLe diametre du pieu en m ? ";cin>>b;
cout<<"Entrer la pression limite Pl en kPa ? ";cin>>p1;
cout<<"Entrer le coefficient de portance Kp ? ";cin>>K;
Em = 2.66*pe*(V0+Vr) ;
qp = K*p1;
cout<<"\nSpecifiez le type de la section du pieu ?\n";
```



```

cout<< "\t 1 = Section circulaire\n";
cout<< "\t 2 = Section carre\n";
cout<< "\t 3 = Autre section\n";
cin>> typ;
if (typ == 1)
{Qp=pi*(b*b/4)*qp;
}
else if (typ == 2)
{Qp=b*b*qp;
}
else
{
cout<<"\nEntrer la section du pieu en m2 ? ";cin>>sect;
Qp=sect*qp;
}
Qp = pi*(b*b/4)*qp;
cout<<("\n\n\t*****AFFICHAGE DE RESULTATS *****");
cout<<"\n\nLe module de deformation pressiometrique Em vaut : "<<Em<<endl;
cout<<"\nLa Capacite portante de pointe (qp = K*Pl) vaut : "<<qp<<" kPa"<<endl;
cout<<"\nLa Force portante de pointe vaut : "<<Qp<<" KN"<<endl<<endl;
cout<<("\t***** FIN DE CES RESULTATS *****\n\n");

```

```

//FIN CALCUL DE Qp
}

```

**//Appel de la fonction de CALCUL DU FROTTEMENT LATERAL.**  
comme:

```

cout<<"\n\n\tCalcul du Frottement lateral total Qf en KN ?\n\n";
cout<<" 1 : Oui ?\n";
cout<<" 2 : Non ?\n";
cout<<" \nFaites votre choix ? ";cin>> choi;cout<<"\n";
if ((choi==2)&&(res==2))
{ cout<<"\n\nQue voulez vous faire !!!! ??? Qad = 0\n\n";
goto fin;
}
if(choi==1) goto frott;
if(choi==2)
goto frotiss;
if((choi!=1)&&(choi!=2))
{cout<<("Le numeros n'est pas pris en compte, REPRENEZ ! \n"); goto comme;
}
frott:
Qf=frotte(g1,d1);
frotiss:
cout<<"\n\nLes coefficients de securite F1 et F2 valent (Q1 = Qp'/F1 + Qf/F2) :\n";
cout<<" ELS: F1 = 3 et F2 = 2\n";
cout<<" ELU: F1 = 2 et F2 = 4/3 \n";
if ((choi == 1)&&(res==1))
{Q1= Qp/3 + Qf/2; Q14=Qp/2 + 0.75*Qf;

```



```
}
}
if((met!=1)&&(met!=2)&&(met!=3))
{cout<<("Le numeros n'est pas pris en compte, REPENEZ ! \n"); goto Entrée;
}

cout<<("\n\t\tLE CALCUL DU PIEU ISOLE EST TERMINE !! \n\n");

cout<<("\t\tCALCUL D'UN GROUPE DE PIEUX - LOS ANGELES \n\n");
com:
cout<<" 1 : Oui ?\n";
cout<<" 2 : Non ?\n";
cout<<" Faites votre choix ? ";cin>> grp;cout<<"\n\n";
mode:
if (grp == 1)
{
    cout<<("\t\tCalcul de la force portante Q d'un groupe de pieux !\n\n");
    cout<<"Entrer la charge totale Q appliquee au groupe de pieux A l'ELS (en KN) ? ";cin>>gr1;
    gr2=gr1*1.40;
    npi= ceil(gr1 / Q1);
    cout<<("\n\n\t*****AFFICHAGE DE RESULTATS *****");
    cout<<("\n\nLe nombre de pieux minimum est : "<<npi; cout<<endl;
    if (res == 2)
    {cout<<"\n\nEntrer le diametre du pieu en m ? ";cin>>b;
    }
    cout<<"\n\nEntrer le nombre de rangees de pieux ? ";cin>>n1;
    cout<<"\n\nEntrer le nombre de pieux par rangee ? ";cin>>m2;
    cout<<"\n\nEntrer l'entraxe des pieux d'une meme rangee ? ";cin>>L;
    N = n1*m2;
    fl=1-(b/L)*((m2*(n1-1)+n1*(m2-1)+pow(2,.5)*(m2-1)*(n1-1))/(pi*m2*n1));
    Q12=f1*Q1;Q13=N*f1*Q1;Q16=N*f1*Q14;
    cout<<("\n\n\t*****AFFICHAGE DE RESULTATS *****");
    cout<<"\n\nLe coefficient d'efficacite du groupe vaut f= "<< f1;
    cout<<"\n\nLa charge portante admissible Q11 d'un pieu du grpe A l'ELS = "<<Q12 <<" kN";
    cout<<"\n\nLa charge portante admissible Qad du groupe de pieux A l'ELS = "<<Q13 <<"
    kN";
    if (met!=3)
    {
        cout<<"\n\nLa charge portante admissible Qad du groupe de pieu A l'ELU = "<<Q16
        <<" kN\n\n";
    } //fin de grp =1
}
if (grp == 2)
{
    goto ali3; }
if ((grp!=1)&&(grp!=2))
{
    cout<<("\n\nLe numeros n'est pas pris en compte, REPENEZ ! \n\n"); goto com;
}
if(Q13>=gr1) cout<<("\n\nLe Dimensionnement est bon A l'ELS !!!!\n");
if (met!=3)
```

```
{
if(Ql6>=gr2) cout<<("\nLe Dimensionnement est bon A l'ELU !!!!\n");
}
if(Ql3 < gr1)
{
    cout<<("\nLe Dimensionnement n'est pas bon A l'ELS car Qels > Qad !! Reprenez
    !!!!\n");
    if (met!=3)
    {
if(Ql6 < gr2)
{cout<<("\nLe Dimensionnement n'est pas bon A l'ELU car Qelu > Qad !! Reprenez
!!!!\n\n\n");
}} goto mode;
} // Fin de if(Ql3 < gr1)

model:
cout<<("\n\nVOULEZ VOUS REPREDRE LE CALCUL DU GROUPE DE PIEU ?
\n");
cout<<(" 1 = Oui\n");
cout<<(" 2 = NON\n");
    cin>>toup;
    if(toup == 2) goto ali3;
    if(toup == 1) goto mode;
    if((toup!=1)&&(toup!=2))
{puts("Entrer le bon numeros! Reprenez SVP! \n\n");goto model;
}
ali3:
cout<<" Copier et coller avec clic droit de la souris avant de quitter le programme ";
cout<<"\t\t!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!! \n";

cout<<("\nVOULEZ VOUS FAIRE LE CALCUL D'UN AUTRE PIEU ? \n");
cout<<(" 1 = Oui\n");
cout<<(" 2 = NON\n");
    cin>>top1;
    if(top1 == 2) goto fin;
    if(top1 == 1) goto mami;
    if((top1!=1)&&(top1!=2))
{puts("Entrer le bon numeros! Reprenez SVP! \n");goto ali3;
}
fin:

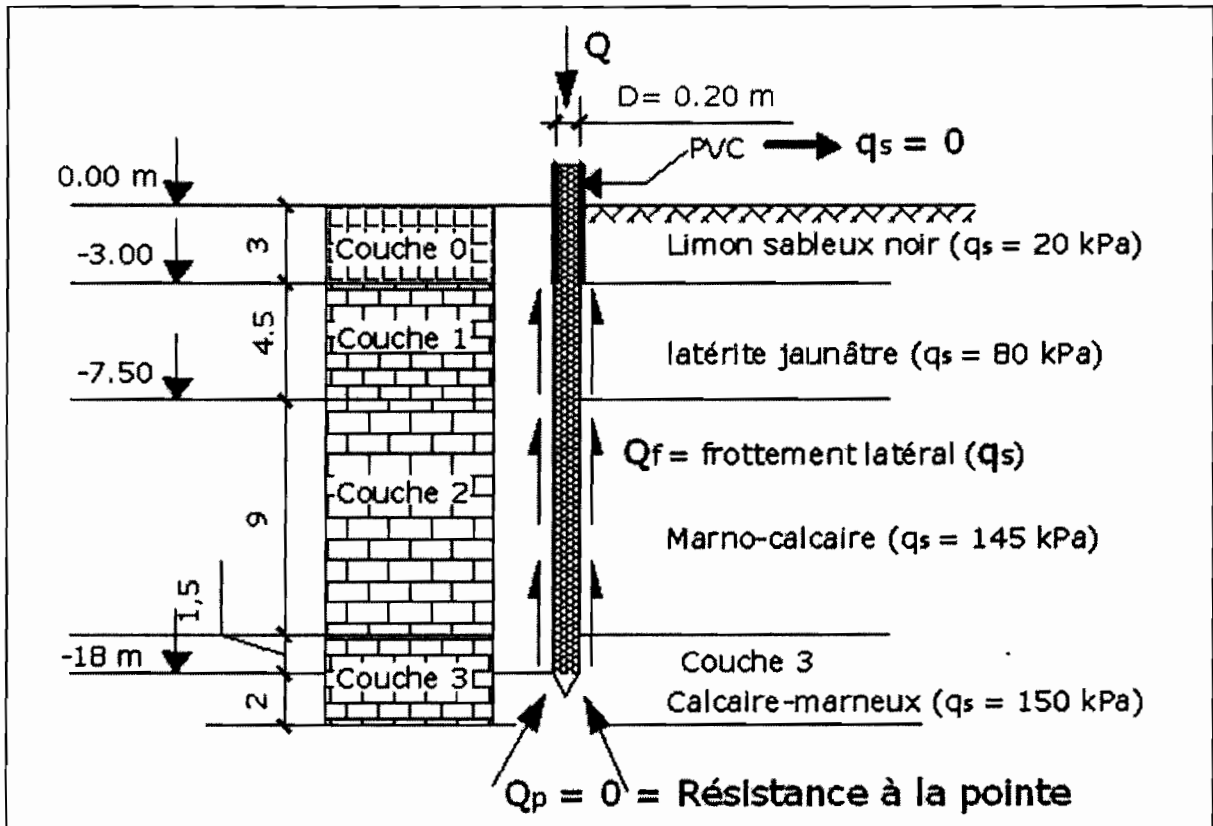
cout<<("\n\t\tMerci de votre passage et A bientot !!!!\n\n");

cout<<"\t BIEN VOULOIR NOUS SIGNALER TOUT DYSFONCTIONNEMENT DE CE
PROGRAMME\n\n";

cout<<"\t\t\tBravo PROBLAIS !!!!!!\n\n";
cout<<("\t\t\tAppuyer sur un caractere pour sortir !! \n\n ");
return(0);
}
```

# ANNEXE A3

**Exécution du programme PROBLAIS pour calcul des pieux sous la pile du pont étudié au chapitre 4**



**Coupe schématique des couches le long d'un pieu**

```

*****
*****
**
**
** BIENVENUE DANS LE PROGRAMME PROBLAIS **
**
** PFE-ESP THIES 2004. Auteur : Blaise KOGNONSA **
**
*****
***** Directeur : Prof. Ibrahima K. CISSE *****
***** Co-Directeur : M. Moulaye Assane SEYDI *****
*****
** DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES **
**
** CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE QI D'UN PIEU **
** ET D'UN GROUPE DE PIEU **
**
*****
*****

```

Remarque: La virgule des nombres décimaux correspond au point . (.)  
Pour continuer, Appuyer sur un chiffre ou une lettre puis valider ! 3

**Faites votre choix ?**

- 1: Calcul de Ql
- 2: Quitter le programme

1

**Faites le choix de votre Methode pour le calcul de Ql ?**

- 1: Methode statique C-fi
- 2: Methode au pressiometre Menard
- 3: Formule de battage

2

**Methode au pressiometre Menard**

Voulez vous calculez la resistente A la pointe ? Saisir le chiffre ?

- 1 = OUI
- 2 = NON

2

**Calcul du Frottement lateral total Qf en KN ?**

- 1 : Oui ?
- 2 : Non ?

Faites votre choix ? 1

Calcul du frottement lateral unitaire sur D-Dc :

Specifiez le type de la section du pieu ?

- 1 = Section circulaire
- 2 = Section carre
- 3 = Autre section

1

Entrer la largeur = Diametre du pieu (en m) ? .2

Entrer le nombre de couches ou sols A considerer ? 3

**Indiquer la methode de calcul du frottement unitaire qf ?**

- 1 =  $qf = K * C_u$  Sol homogene coherent OU Abaques Pressiometrique
- 2 =  $qf = K * \tan S * q_v$

1

**Methode :  $qf = K * C_u$  Ou Abaques Pressiometrique**

Remarque: qf est negatif si le frottement est negatif

!!!Entrer les couches dans l'ordre A partir du terrain naturel (du haut)!!!

Entrer la valeur de la surcharge P en kPa, sinon la valeur 0 ? 0

**Couche No 1**

Saisir l'epaisseur de la couche en m ? 4.5

Saisir La valeur algebrique du frottement qf lateral unitaire en KPa ? 80

Le frottement lateral ( $qf * h$ ) unitaire de cette couche vaut: 360 KN/perimetre

Le frottement unitaire brut  $Q_s = qf * P$  de cette couche vaut: 50.2654 KN/ml de pieu

**Couche No 2**

Saisir l'epaisseur de la couche en m ? 9

Saisir La valeur algebrique du frottement qf lateral unitaire en KPa ? 145

Le frottement lateral ( $qf * h$ ) unitaire de cette couche vaut: 1305 KN/perimetre

Le frottement unitaire brut  $Q_s = qf * P$  de cette couche vaut: 91.1061 KN/ml de pieu

### Couche No 3

Saisir l'épaisseur de la couche en m ? 1.5

Saisir La valeur algebrique du frottement  $q_f$  lateral unitaire en KPa ? 150

Le frottement lateral ( $q_f \cdot h$ ) unitaire de cette couche vaut: 225 KN/perimetre

Le frottement unitaire brut  $Q_s = q_f \cdot P$  de cette couche vaut: 94.2477 KN/ml de pieu

\*\*\*\*\*AFFICHAGE DE RESULTATS \*\*\*\*\*

Le frottement unitaire brut total vaut: 1890 KN/perimetre

**La force de frottement brute totale vaut: 1187.52 KN**

Les coefficients de securite F1 et F2 valent ( $Q_l = Q_p / F_1 + Q_f / F_2$ ) :

ELS: F1 = 3 et F2 = 2

ELU: F1 = 2 et F2 = 4/3

\*\*\*\*\*AFFICHAGE DES RESULTATS \*\*\*\*\*

**La charge admissible nette Qadnette A l'ELS vaut : 593.761 KN**

**La charge admissible nette Qadnette A l'ELU vaut : 890.641 KN**

\*\*\*\*\* FIN DE CES RESULTATS \*\*\*\*\*

**LE CALCUL DU PIEU ISOLE EST TERMINE !!**

### CALCUL D'UN GROUPE DE PIEUX - LOS ANGELES

1 : Oui ?

2 : Non ?

Faites votre choix ? 1

Calcul de la force portante Q d'un groupe de pieux !

Entrer la charge totale Q appliquee au groupe de pieux A l'ELS (en KN) ? 6500

\*\*\*\*\*AFFICHAGE DE RESULTATS \*\*\*\*\*

**Le nombre de pieux minimum est : 11**

Entrer le diametre du pieu en m ? .2

Entrer le nombre de rangees de pieux ? 2

Entrer le nombre de pieux par rangee ? 6

Entrer l'entraxe des pieux d'une meme rangee ? 3

\*\*\*\*\*AFFICHAGE DE RESULTATS \*\*\*\*\*

Le coefficient d'efficacite du groupe vaut  $f = 0.959201$

La charge portante admissible  $Q_{ll}$  d'un pieu du grpe A l'ELS = 569.536 kN

La charge portante admissible  $Q_{ad}$  du groupe de pieux A l'ELS = 6834.43 kN

La charge portante admissible  $Q_{ad}$  du groupe de pieu A l'ELU = 10251.6 kN

**Le Dimensionnement est bon A l'ELS !!!!**

**Le Dimensionnement est bon A l'ELU !!!!**



VOULEZ VOUS REPRENDRE LE CALCUL DU GROUPE DE PIEU ?

1 = Oui

2 = NON

2

VOULEZ VOUS FAIRE LE CALCUL D'UN AUTRE PIEU ?

1 = Oui

2 = NON

2

Merci de votre passage et A bientôt !!!!!

BIEN VOULOIR NOUS SIGNALER TOUT DYSFONCTIONNEMENT DE CE  
PROGRAMME

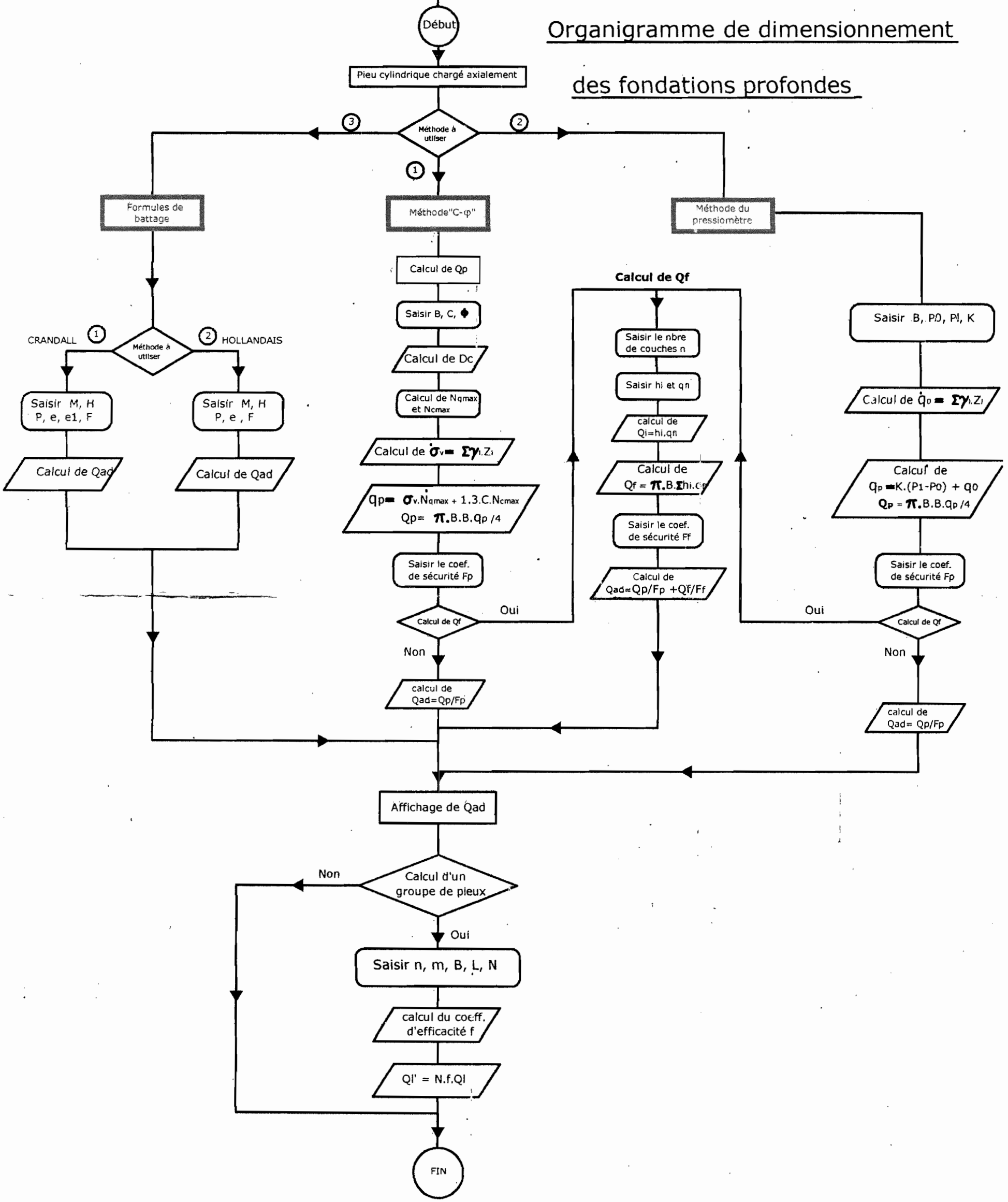
**Bravo PROBLAIS !!!!!!!**

Appuyer sur un caractere pour sortir !!

**Press any key to continue**

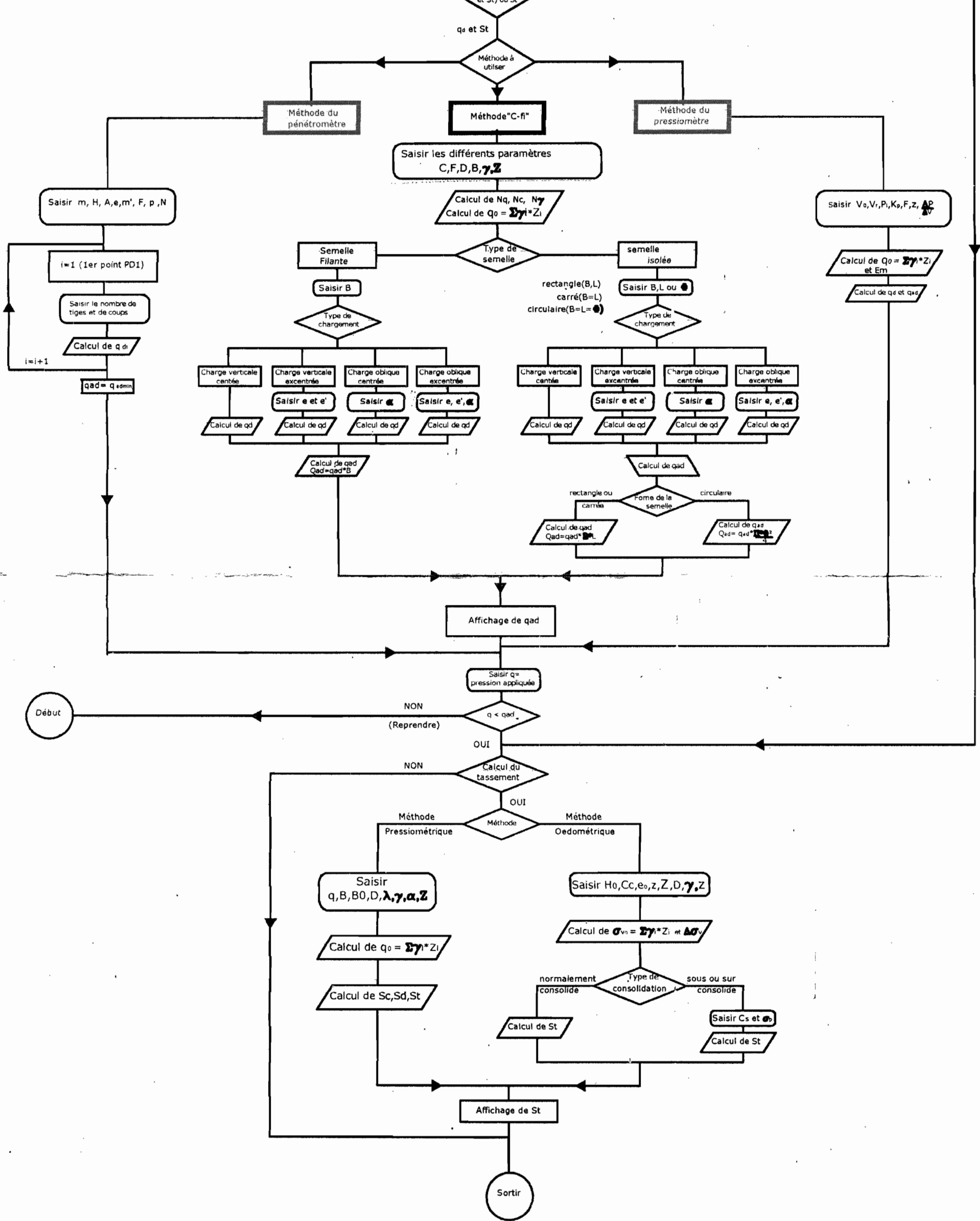
Calcul de la capacité portante admissible Qad d'une fondation profonde

Organigramme de dimensionnement des fondations profondes



vérification de la capacité portante  $q_d$  d'une fondation superficielle et calcul de tassement

Organigramme de dimensionnement  
des fondations superficielles





---

# ANNEXE B

---

**FIGURES ET ABAQUES DES CHAPITRES 2-3-4**

## ANNEXE 2.1

Les valeurs de  $N_\gamma$  sont tabulées, de même pour  $N_q$  et  $N_c$  :

$\varphi'$	$N_\gamma$	$N_c$	$N_q$
0	0.0	5.14	1.0
5	0.1	6.5	1.6
10	0.5	8.4	2.5
15	1.4	11.0	4.0
20	3.5	14.8	6.4
25	8.1	20.7	10.7
30	18.1	30.0	18.4
35	41.1	46.0	33.3
40	100.0	75.3	64.2
45	254.0	134.0	135.0

### Valeur des facteurs de portances pour les fondations superficielles

TABLEAU II

Type de sol	Nature	Pression limite (en bars)
I	Argile .....	0-12
	Limon .....	0-7
II	Argile raide et marne .....	18-40
	Limon compact .....	12-30
	Sable compressible .....	4-8
	Roche tendre .....	10-30
III	Sable et gravier .....	10-20
	Roche .....	40-100
III bis	Sable et gravier très compact .....	30-60

TABLEAU III

Valeurs de  $k$  (pour les terrains homogènes)

$\frac{D}{B}$	Semelle carrée				Semelle filante			
	I	II	III	III bis	I	II	III	III bis
0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
0,5	1,3	1,5	1,9	2,1	1,0	1,1	1,2	1,3
1,0	1,6	1,8	2,5	2,8	1,2	1,3	1,4	1,6
1,5	1,8	2,1	3,0	3,3	1,2	1,4	1,6	1,8

(D'après L. Ménard)

### Valeur du facteur de portance $K_p$ pour l'essai pressiomètre

**Valeurs des facteurs de portance  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $K_p$  pour les fondations superficielles**

# ANNEXE 2.2

**Tableau VI. – Valeurs typiques des caractéristiques de résistance au cisaillement des sols.**

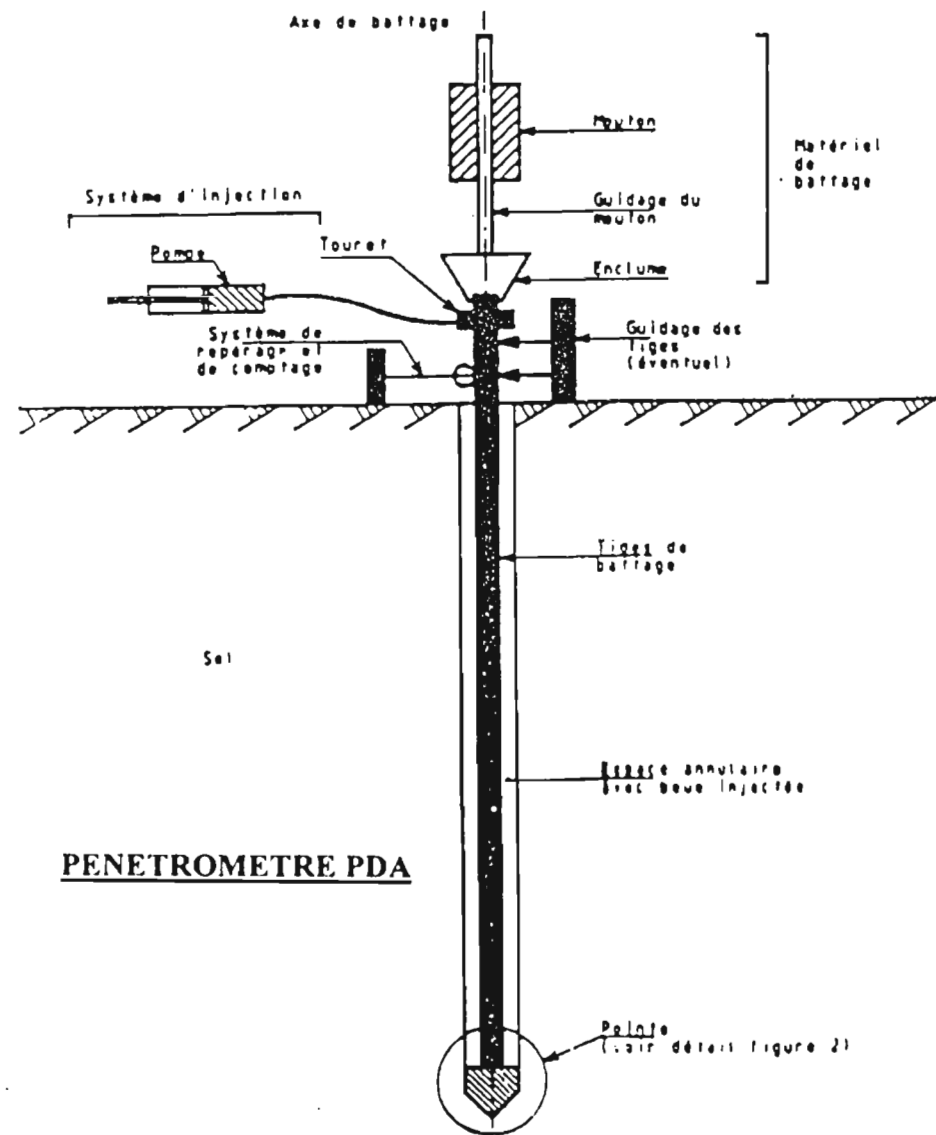
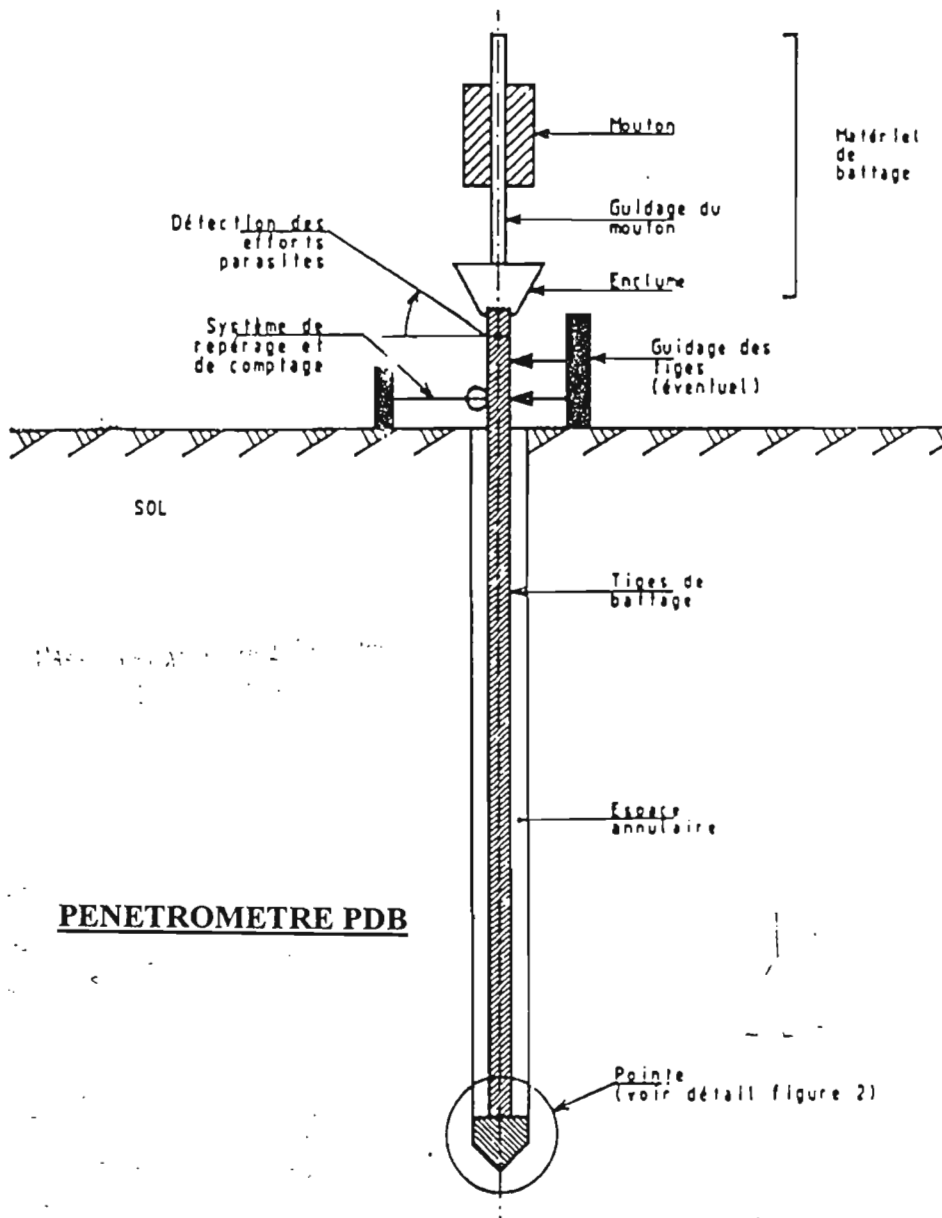
Type de sol (provenance)	$c_{sw}$ kPa	$\varphi_{sw}$ degré	$c'$ kPa	$\varphi'$ degré	$\lambda_{sw}$	$c'_s$ kPa	$\varphi'_s$ degré
<b>Argiles et vases</b>							
– normalement consolidées (faiblement surconsolidées)							
Argile grise (Narbonne)	30	0	0	34			
Argile organique (Narbonne)	50	0	11	31			
Vase (Martrou)	18	0	13	28			
Argile organique (Lanester)	18	0	7	31	0,29		
Argile organique (Cubzac)	20	0	10	29	0,35		
Argile molle (Cran)	39	0	0	34	0,26		
– surconsolidées							
Argile verte (Romainville)	120 à 170	0	19	20		0 à 5	10 à 15
Argile du Toarcien (Ville au Val)			10	27			
Argile du Spémacien (Provins)	100	0	16	14			
Argile des Flandres	200 à 300	0	24	22			
Argile de l'Oligocène (Sallèles)			16	23		0	10
Argile de l'Albien (Vallon des Bontentuits)			30	21		20	21
<b>Marnes</b>							
Marne (Argenteuil)			75	30			
Marne (Clermont-Ferrand)	117	0	25	28			
<b>Limons</b>							
Limon (Orly)	50	0	0	39			
Limon (Orly)	70	0	40	25			
Limon (Jossigny)	70	0	12	32			
Limon fin (Plancoët)	46	13	0	34			
<b>Sables</b>							
Sable fin (Fontainebleau)			0	30 à 40			
Sable de Loire (Angers)			0	33			
Sable (Dunkerque)			0	42			
Sable (Asnières)			0	36			
Sable de Cuisse (Oise)			0	35			
Sable lâche (Le Verdon)			0	32			
Sable coquillier (Le Verdon)			0	34			
Sable et galets (Le Verdon)			0	38			
Sable fin argileux (Le Verdon)			10	40			
Sable fin (Saint-Malo)			0	37			
Sable argileux (Narbonne)	47	0	0	39			
<b>Graviers</b>							
Ballast			0	45			
Grave non traitée 0/14			30	54			
<b>Tourbe</b>							
Tourbe (Montreuil-sur-Mer)	50	0	10	30			
Tourbe (Bourgoin)	14	0	5	39			
Tourbe (Caen)	20	0			0,36		
Tourbe (Vallée de la Dives)	20	0			0,50		

**Tableau V. – Choix des caractéristiques de cisaillement des sols.**

Type de sol	Type de calcul	Type de comportement	Caractéristiques	Type d'essai	Paramètres	Formule	Appareillage
Cohérent saturé	Court terme	Non drainé	Non drainées	UU CU	$c_u$ $\lambda_{sw}$	$\tau = c_u$ $\Delta c_u = \lambda_{sw} \Delta \sigma'_v$	Appareil triaxial (Boîte de cisaillement) Scissomètre, pressiomètre autoforeur
Cohérent non saturé	Court terme	Non drainé	Non drainées	UU	$c_{sw}$ $\varphi_{sw}$	$\tau = c_{sw} + \sigma \tan \varphi_{sw}$	Appareil triaxial (Boîte de cisaillement)
Cohérent	Long terme	Drainé	Drainées	CD CU avec mesure de $u$	$c'$ $\varphi'$	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement pour les essais CD Appareil triaxial seul pour les essais CU avec mesure de $u$
Pulvéulent	Long terme ou court terme	Drainé	Drainées	CD	$c'$ $\varphi'$	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement

**Valeurs de c et  $\varphi$  en fonction du type de sol**

# ANNEXES 2.3



**Différents types de Pénétrromètre dynamique**

## ANNEXE 2.4

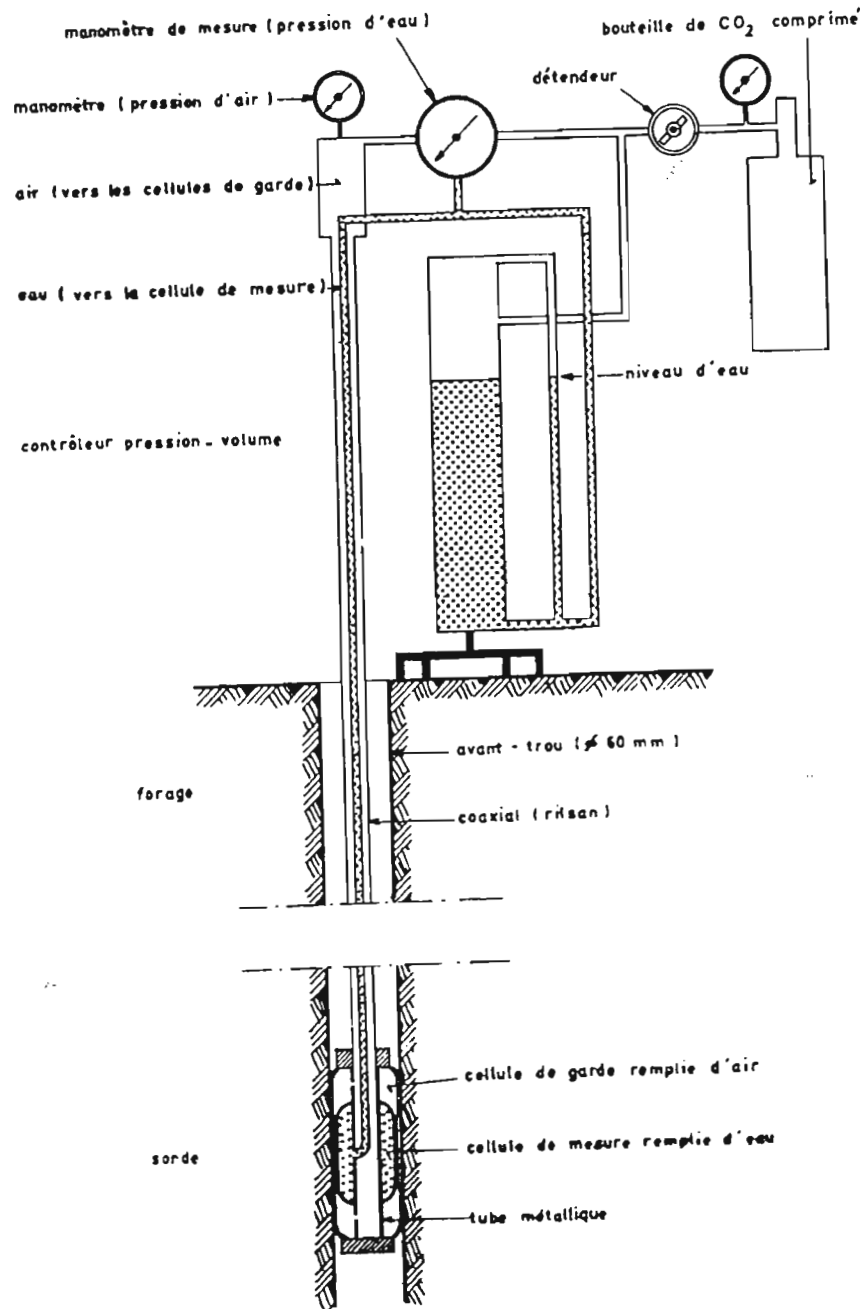


FIG. XII-8. — Pressiomètre et sonde du type G.

Pressiomètre et Sonde du type G



## ANNEXES 2.5

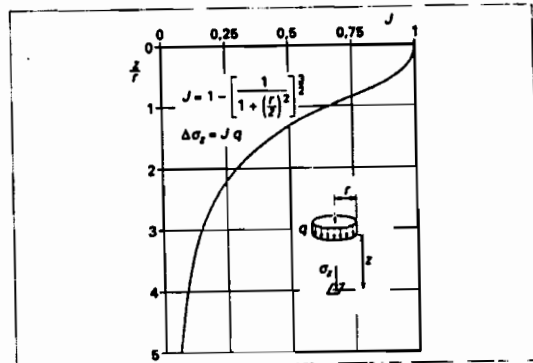


Figure 27 - Accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$  sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (par la contrainte  $q$ )

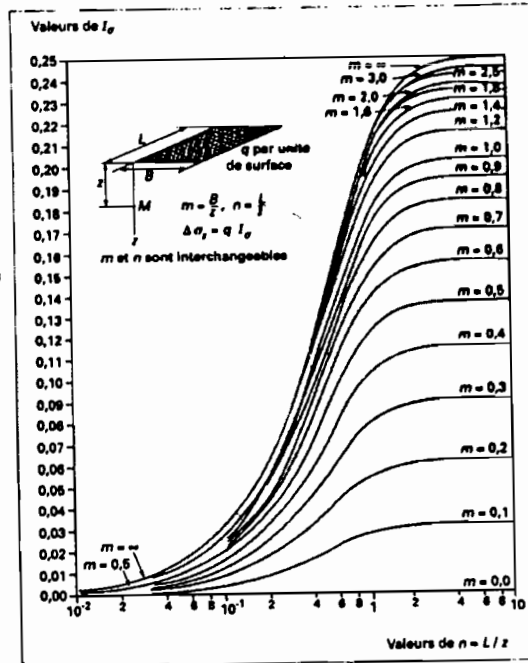


Figure 28 - Accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$  sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte  $q$ )

Tableau I : Valeurs du coefficient  $\alpha$ .

Type de matériau	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	$E/\rho l$	$\alpha$	$E/\rho l$	$\alpha$	$E/\rho l$	$\alpha$	$E/\rho l$	$\alpha$	$E/\rho l$	$\alpha$
Surconsolidé			> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé		1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4
Altéré et remanié			7 à 9	1/2		1/2		1/3		1/4

Tableau II : Valeurs des coefficients de forme  $\lambda_d$  et  $\lambda_c$ .

L/2 R	1		2	3	5	20
	cercle	carré				
$\lambda_d$	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
$\lambda_c$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Paramètres de calculs des tassements  
(Coefficient d'influence I et  $\alpha$ ,  $\lambda_c$ ,  $\lambda_d$ ),

# ANNEXES 3.1

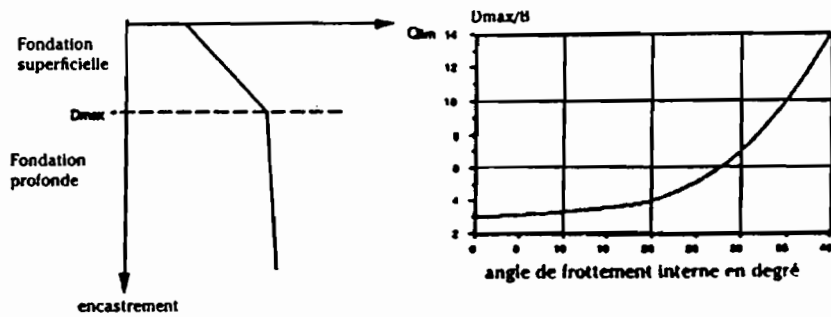


Figure 46 - capacité portante limite d'une fondation en fonction de son encastrement

Figure 47 - Abaque de détermination de la valeur de  $D_{max}$

$\phi$	$N_q$	$N_c$
0°	1	7
5°	1,8	9,6
10°	3,4	13,8
15°	6,5	20,6
20°	13	32
25°	26	54
30°	57	97
35°	134	190
40°	355	421

**Valeur Des facteurs de portances  $N_{qmax}$  et  $N_{cmax}$  des fondations profondes en fonction de l'angle de frottement  $\phi$**

<b>Tableau 17 - Valeurs du terme <math>K \tan \delta</math> pour l'évaluation du frottement négatif [1]</b>				
<b>Type de pieu</b>		<b>Pieux forés tubés</b>	<b>Pieux forés</b>	<b>Pieux battus</b>
<b>Tourbes</b>	soils organiques	0,10	0,15	0,20
<b>Argiles Limons</b>	mous	0,10	0,15	0,20
	fermes à durs	0,15	0,20	0,30
<b>Sables Graves</b>	très lâches	0,35		
	lâches	0,45		
	autres	1,00		

**Paramètres de calculs des fondations profondes :  $D_{max}$ ,  $N_{qmax}$ ,  $N_{cmax}$ ,  $K \tan \delta$**

# ANNEXES 3.2

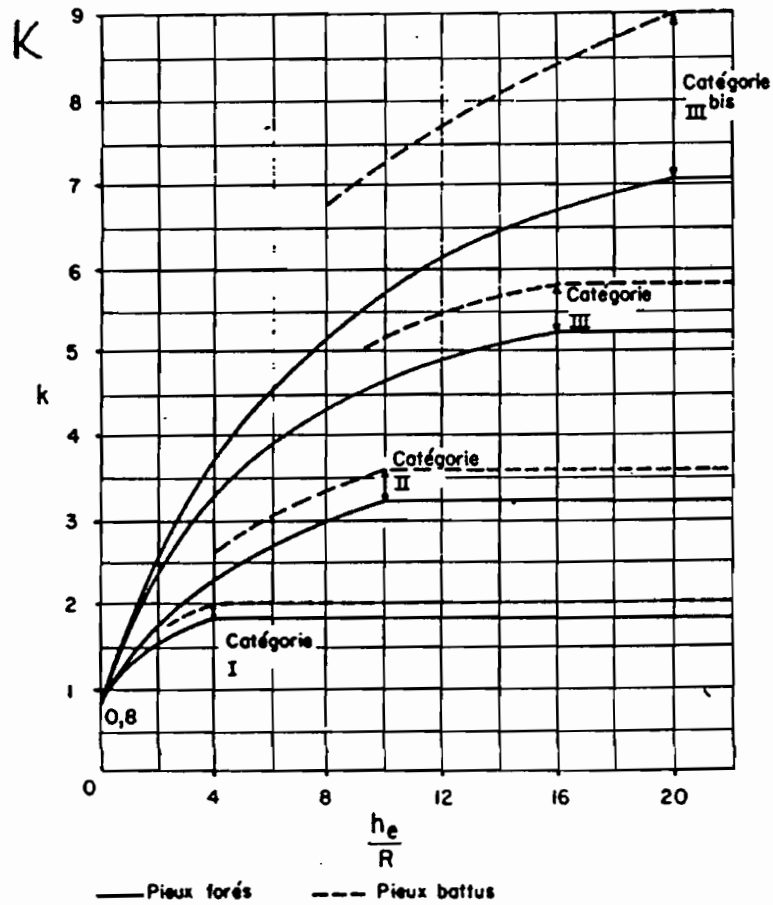


Figure 8.

Tableau II.

$p_r$ (kPa)	Sol	Catégorie
< 1 200 < 700	Argile Limon	I
1 800 à 4 000 1 200 à 3 000 400 à 800 1 000 à 3 000	Argile raide et marne Limons compacts Sable compressible Roche tendre altérée	II
1 000 à 2 000 4 000 à 10 000	Sable et gravier Roche	III
3 000 à 6 000	Sable et gravier très compact	III bis

**Valeur du coefficient de portance  $K_p$  pour l'essai pressiométrique par Ménard**

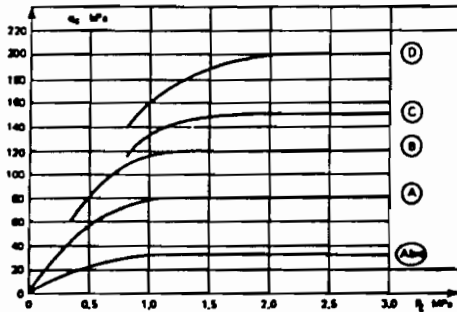
# ANNEXES 3.3

Tableau VI Courbe de frottement latéral à considérer (d'après M. Bustamante et L. Gianeselli)

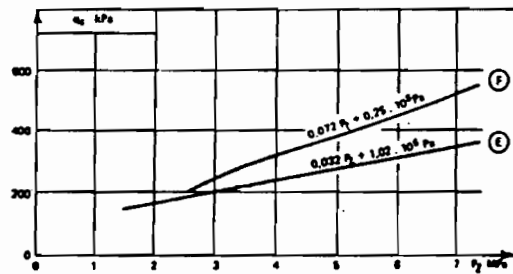
Nature du sol	Pression limite $P_1$ (MPa)	Mise en œuvre et nature du pieu					Injectés	
		Foré Béton	Foré-Tubé Béton	Battu Métal	Béton	Métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle, limon et sable lâche, craie molle	0 à 0,7	Abis	Abis	Abis	Abis	Abis	A	-
Argile moyennement consistante et limon	1,2 à 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	Abis	A	D**
Argile raide à très raide	> 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	A Abis	A	D
Sable et grave moyennement compacts	1 à 2	(B)* A	(A)* Abis	Abis	(B)* A	A	B	≥ D
Sable et grave compacts à très compacts	> 2,5	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	≥ D
Craie altérée à fragmentée	> 1	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	≥ D
Marne et marno-calcaire	1,5 à 4	(E)* C	(C)* B	B	E***	E***	E	F
Marne très compacte	> 4,5	E	-	-	-	-	F	> F
Roche altérée	2,5 à 4	F	F	-	F***	F***	≥ F	> F
Roche fragmentée	> 4,5	F	-	-	-	-	≥ F	> F

\* Les valeurs entre parenthèses ( ) correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de remonter au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, à un tassement du sol sur le pieu après battage.  
 \*\* Préconisé pour des sols dont  $P_1 \geq 1,5$  MPa.  
 \*\*\* Seulement pour les cas où le battage est possible.

Frottement latéral unitaire limite



Frottement latéral unitaire limite



- |   |   |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>(A) Sables argileux à vaseurs - limons - argiles</li> <li>(B) Sables + graves moyens à très compacts</li> <li>(C) Craies molles à fragmentées</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>(D) Argile raide</li> <li>(E) Marne + marno-calcaire</li> <li>(F) Rocher altéré à fragmenté</li> </ul> |
|---|---|

**Détermination du frottement latéral unitaire  $q_f = q_s$  en fonction de la pression limite  $P_1$  et du type de sol**

# ANNEXES 3.4

Tableau IV Valeurs des coefficients  $k_c$  et  $\alpha$  (d'après M. Bustamania et L. Ganesek)

Nature du sol	Facteur de portance $k_c$ $q_s = k_c \cdot q_c$		Coefficient $\alpha$ $q_s = q_c / \alpha$				Valeur maximale*** de $q_s$ (kPa)						
	$q_c$ (kPa)	Pieu foré	Pieu battu	Pieu foré		Pieu battu		Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
				Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle et vase	≤ 2000	0,2	0,5	30	30	30	30	15	15	15	15	35	
Argile moyennement consistante	2000 à 5000	0,25	0,45	40	80	40	80	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35	80	≥ 120
Argile dure à très dure	> 5000	0,45	0,55	60	120	60	120	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35	80	≥ 200
Limon et sables fins	0 à 2500	0,4	0,5	(60)** 120	150	(60) 80	(120) 160	35	35	35	35	80	
Sable moyennement compact	2500 à 10000	0,4	0,5	(100) 180	(200) 250	100	(200) 250	(120) 80	(80) 35	(120) 80	80	120	≥ 200
Sable compact à très compact	> 10000	0,3	0,4	150	300 (200)	150	300 (200)	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120	150	≥ 200
Craie dure	≤ 5000	0,2	0,3	100	120	100	120	35	35	35	35	80	
Craie altérée fragmentée	> 5000	0,2	0,4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120	150	≥ 200

\* Il faut être extrêmement prudent pour la prise en compte du tassement latéral des argiles molles et des vases. En effet, les multiples tassements du sol même sous son poids propre peut provoquer une inversion du frottement qui se transforme en frottement négatif.  
 \*\* Les valeurs sont approximatives, correspondant pour les pieux forés, à une réduction jusqu'à 50% du puits et une réduction de 20% du puits en cas de remblai au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, les coefficients correspondent à un tassement du sol sur le pieu après battage.  
 \*\*\* Pour les pieux forés > 1,50 m les puits coulés à pleine tige, les barreaux et y a lieu de faire un ajustement de 15% sur ces valeurs en l'absence de résultats expérimentaux.

Tableau IV bis Méthode pénétrométrique

Valeurs des coefficients  $k_c$  et  $\alpha$  et de  $q_s$  d'après la commission de concertation des bureaux de contrôle (1).

Nature du sol		Fût en béton			Fût métallique		
Mode de mise en place		battu ou injecté	foré	foré en " grand diamètre	Profile** H battu	battu	foré
Valeur maximale de $q_s$ (kPa)		120	100 120 dans la craie	80 100 dans la craie	120	50	25
Nature du sol	Facteur de portance $k_c$ $q_s = k_c \cdot q_c$	Coefficient $\alpha$ $q_s = q_c / \alpha$					
Argile et craie	0,50	40	60	70	45	80	160
Limon et sols intermédiaires	0,45	50	70	80	55	100	200
Sable fin $q_c < 5$ MPa	0,40	60	120	140	90	160	330
Sable moyen $5 \leq q_c < 20$ MPa	0,40	120	180	200	140	250	500
Sable dense $q_c > 20$ MPa	0,40	160	240	270	180	330	660
Graves	0,35	160	240	270	180	330	660

(1) Cette table concerne les pieux forés de diamètre > 1,50 m, les barreaux et les puits coulés à pleine tige en l'absence de résultats expérimentaux sur le site.  
 \*\* Pour le cas de pieux à coefficient  $\alpha$  est mal connu et doit être utilisé dans l'argile et le limon.

**Détermination des coefficients  $k$  et  $\alpha$  pour l'essai pénétrométrique**  
 $(q_1 = k \cdot q_c \text{ et } q_s = q_c / \alpha)$

## ANNEXE 4.1

### SYSTEME Bc

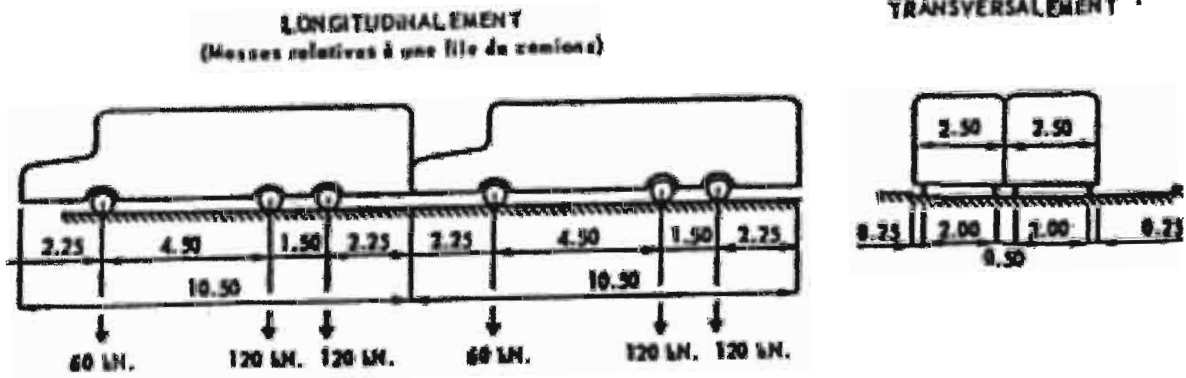
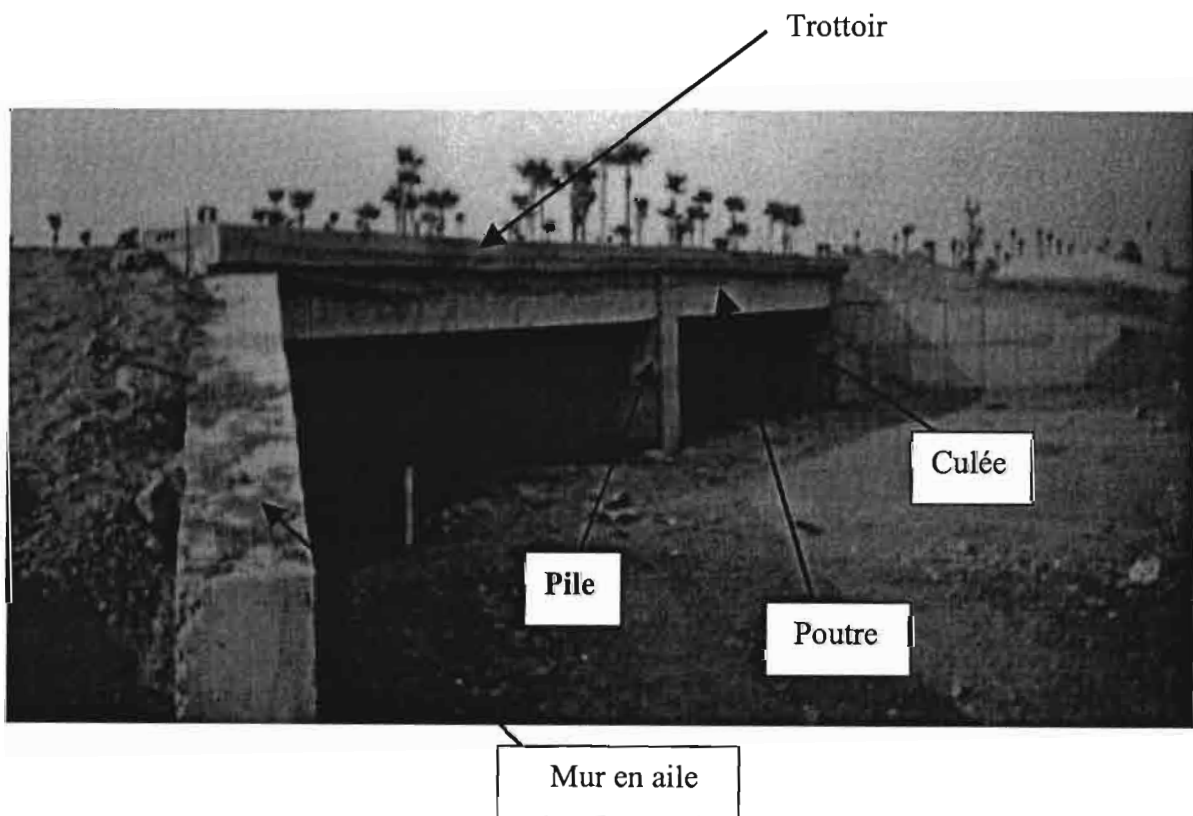
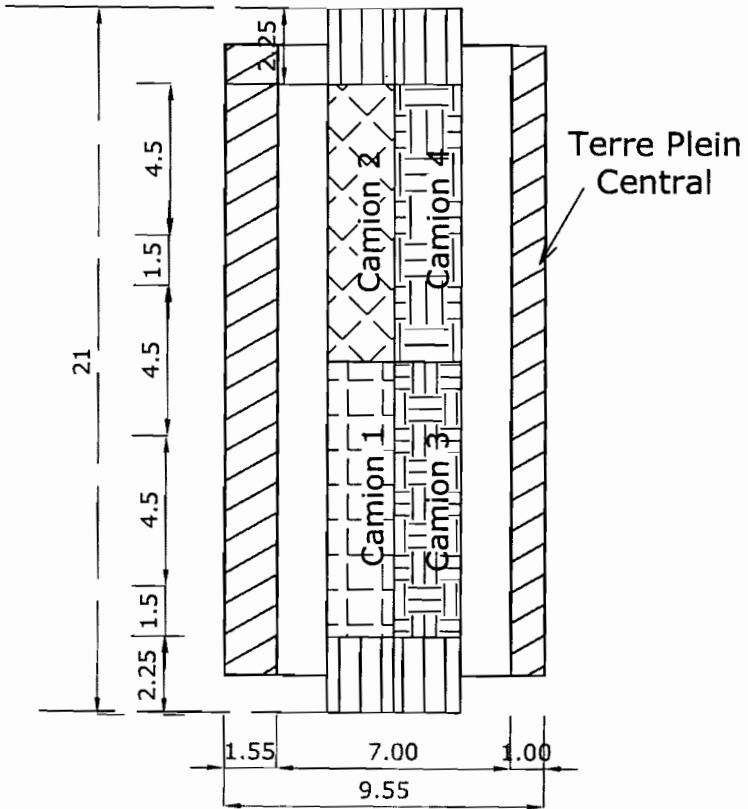


Schéma du Système de charge Bc (1 convoi de 2 camions de 30 tonnes)

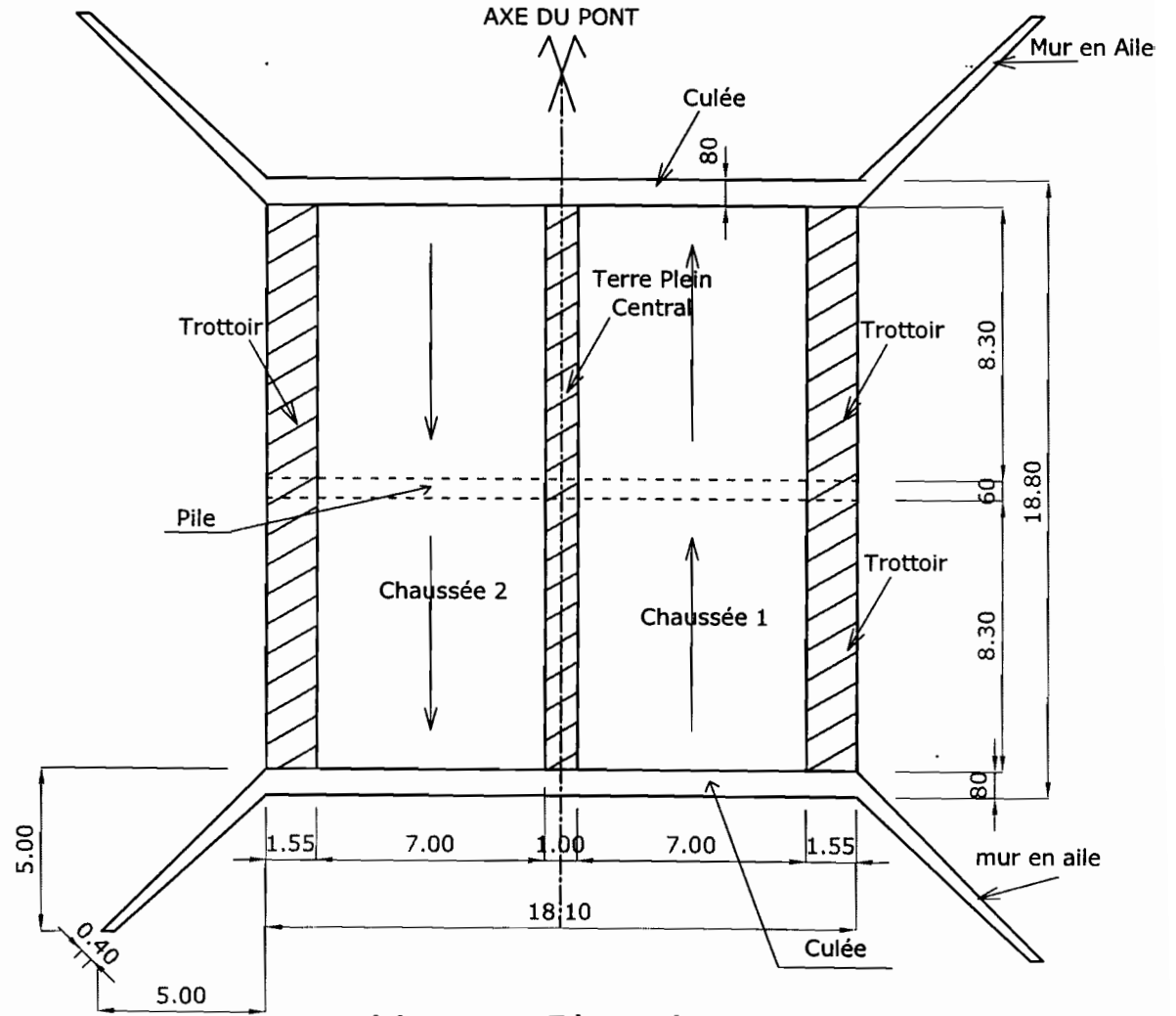


Vue latérale du pont

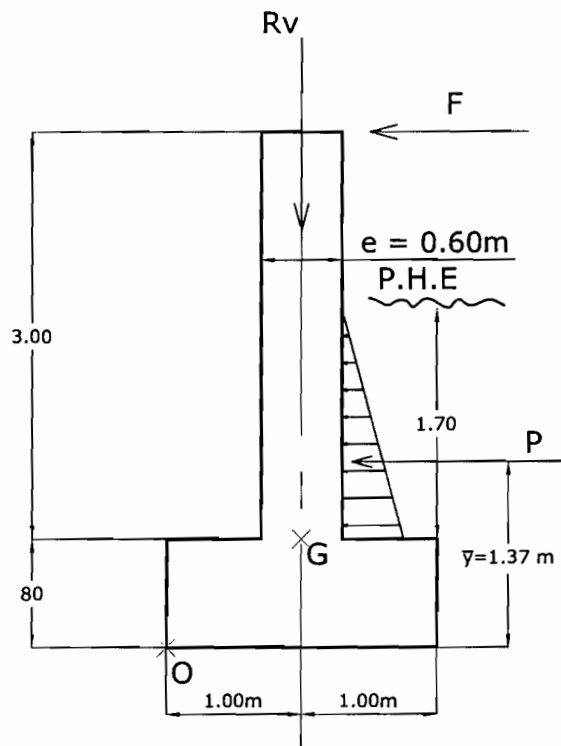
# ANNEXE 4.2



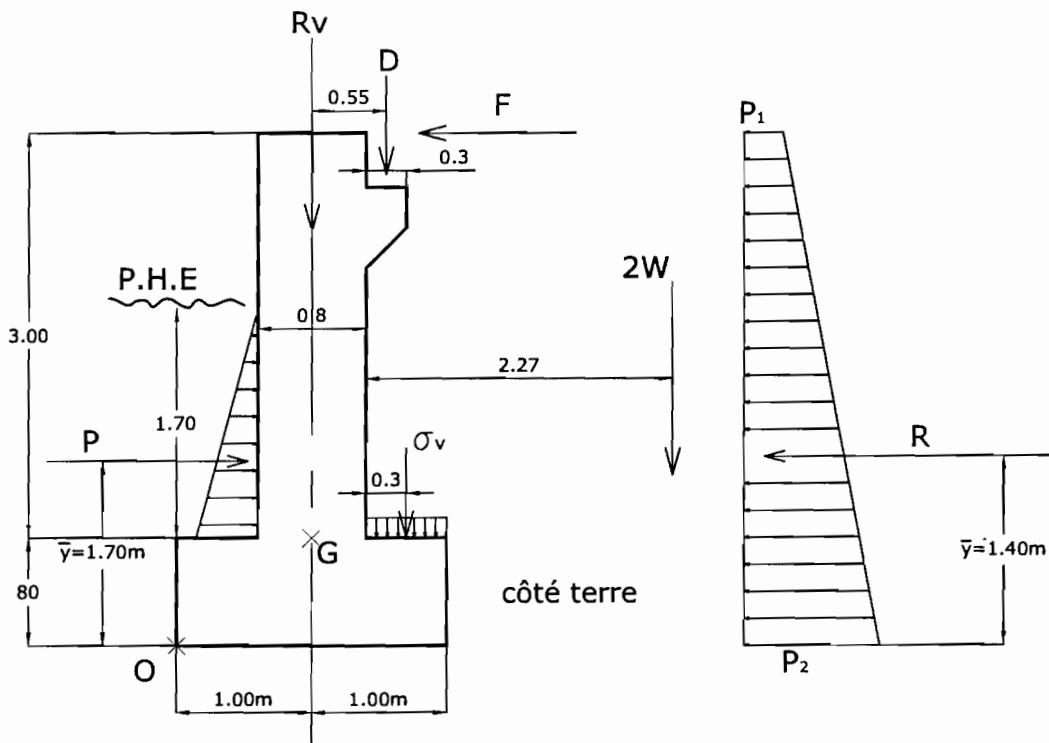
Chargement d'une chaussée



Vue en Plan du pont



**Stabilité de la pile**

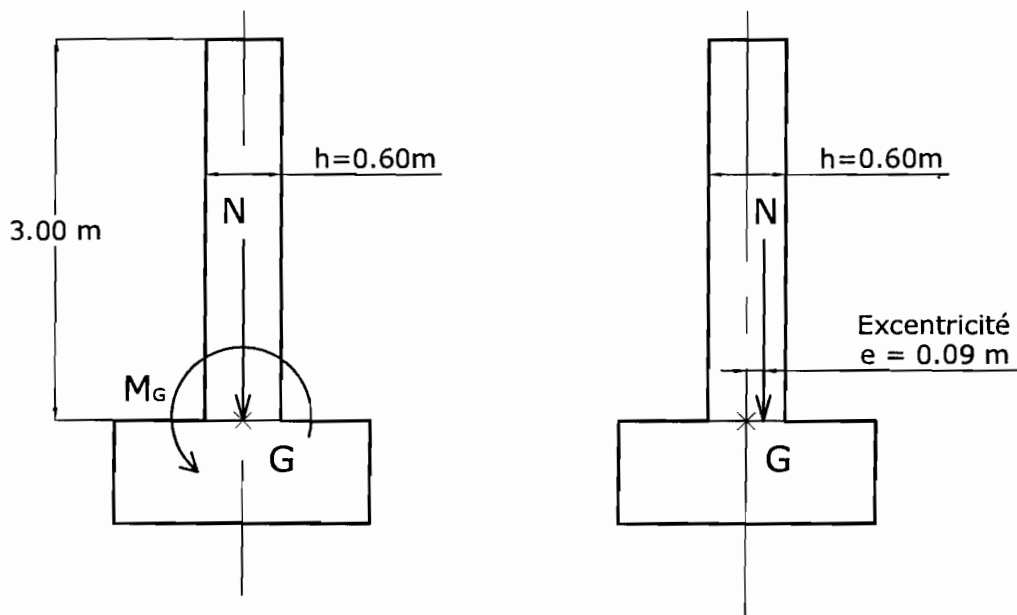
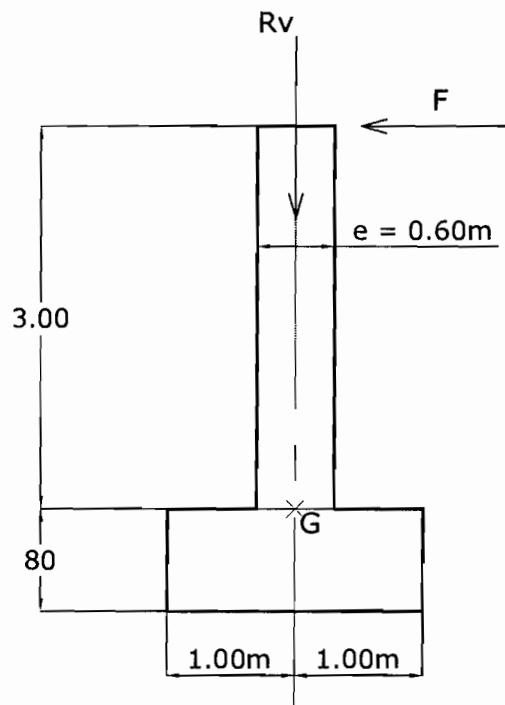


**Stabilité de la culée**

## **ANNEXE 4.3**



# ANNEXE 4.4



**Réduction des forces**  
**au pied de la pile G**

# ANNEXES 4.5

122

Pile

Culée

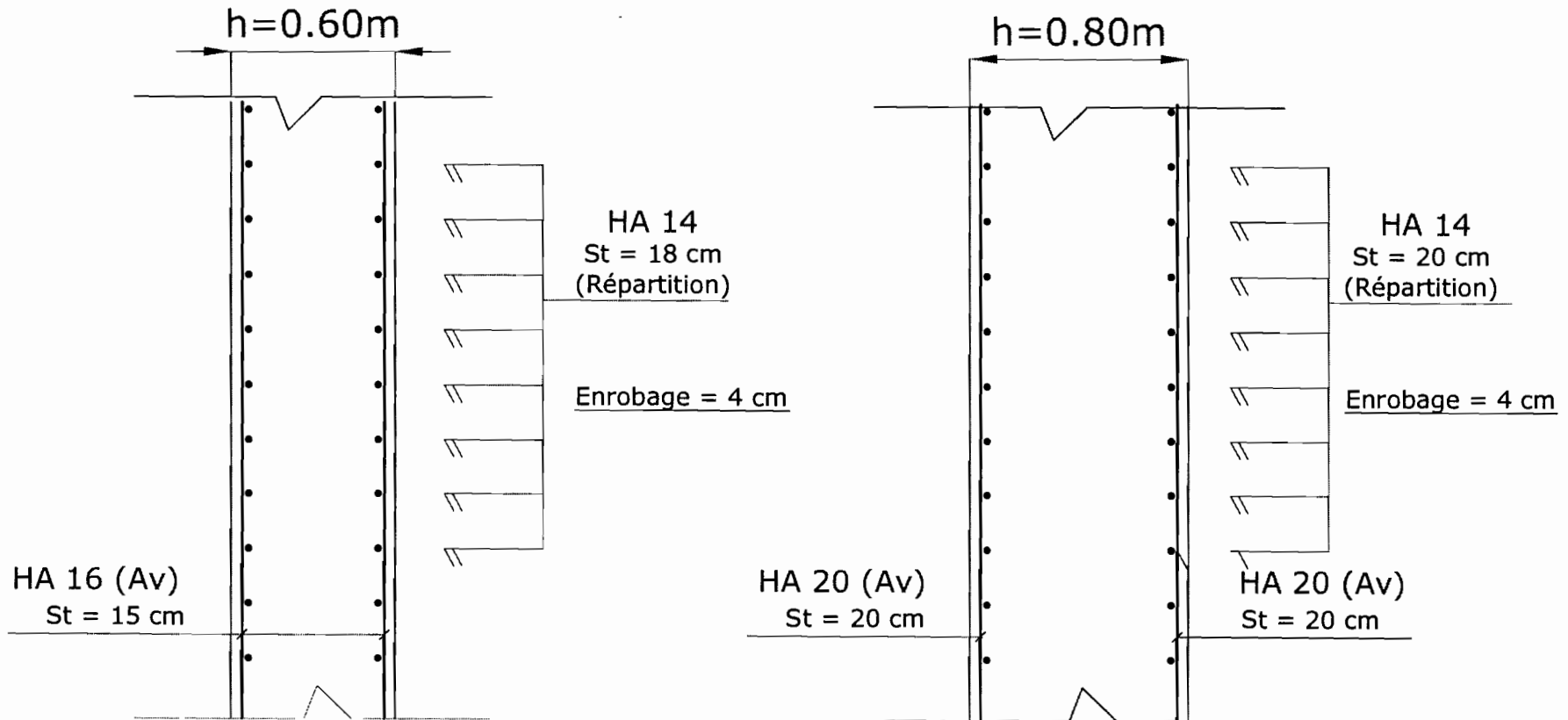
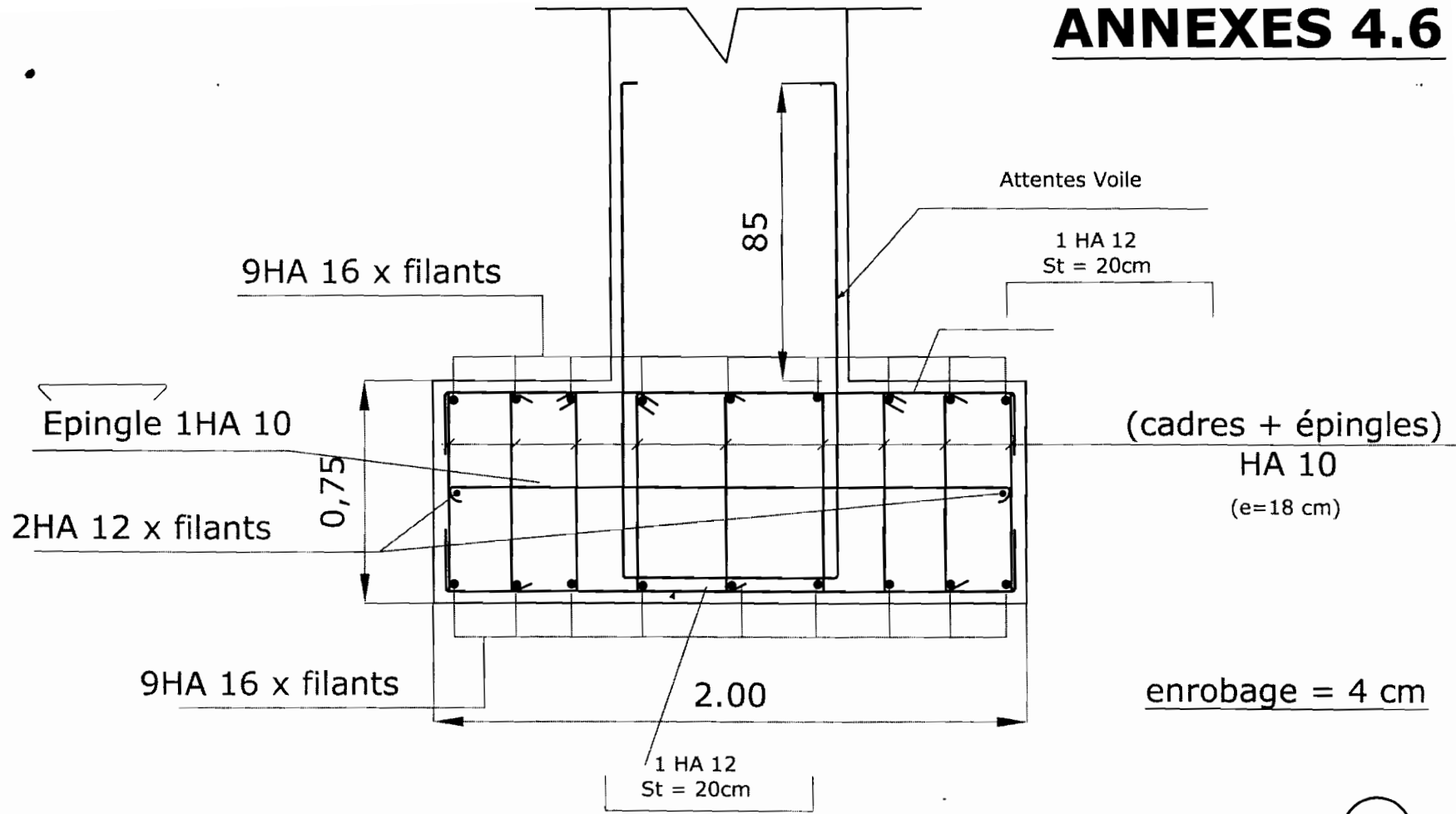


Schéma de ferrailage de la pile

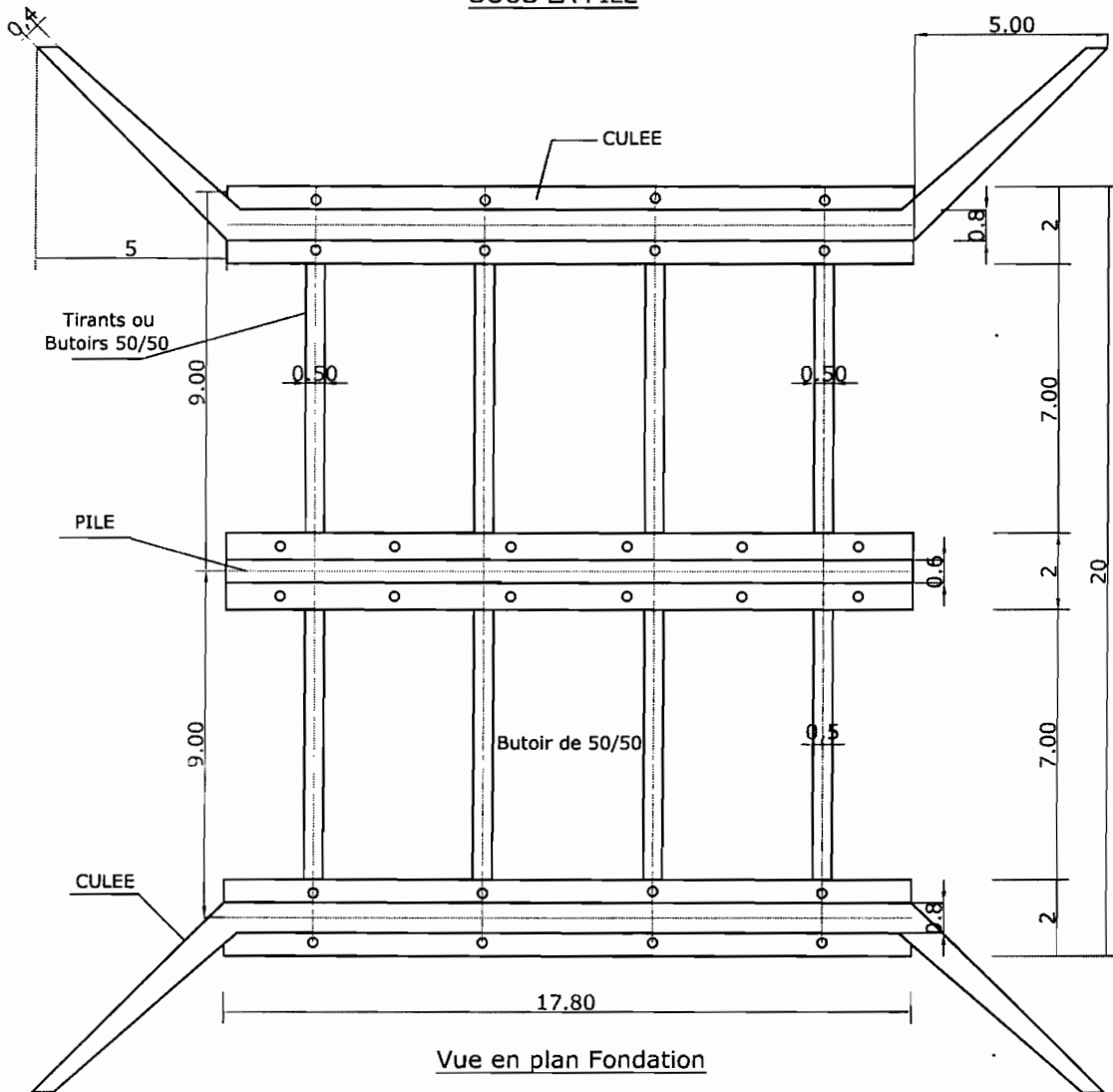
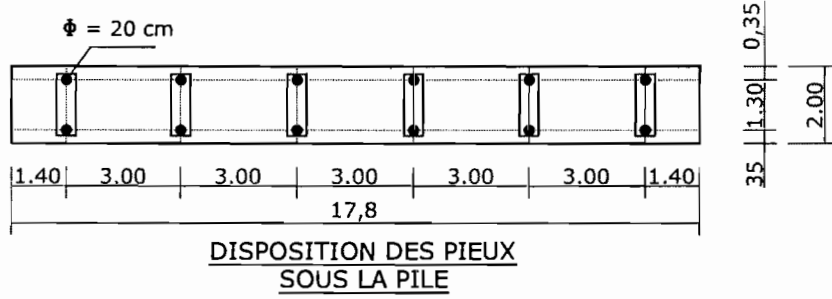
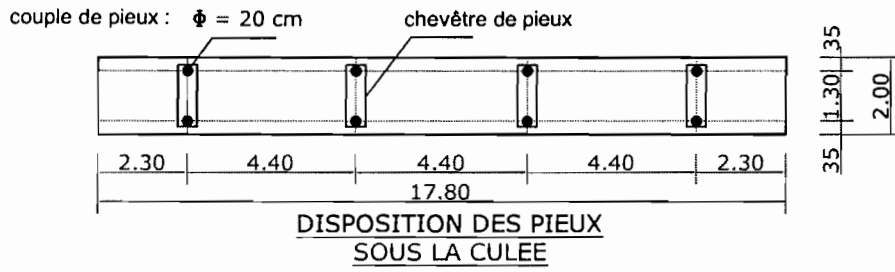
Schéma de ferrailage de la culée

# ANNEXES 4.6

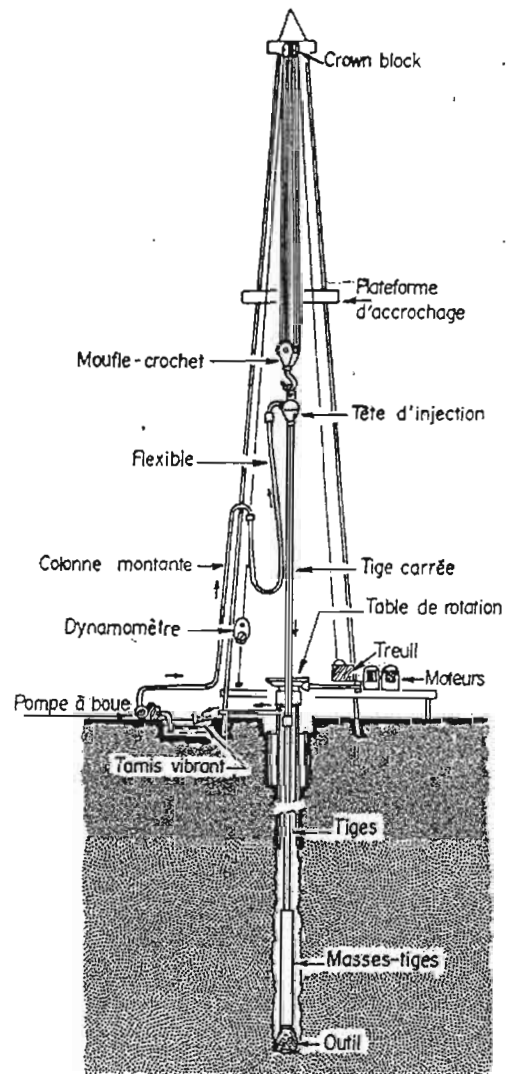


Ferrailage du massif

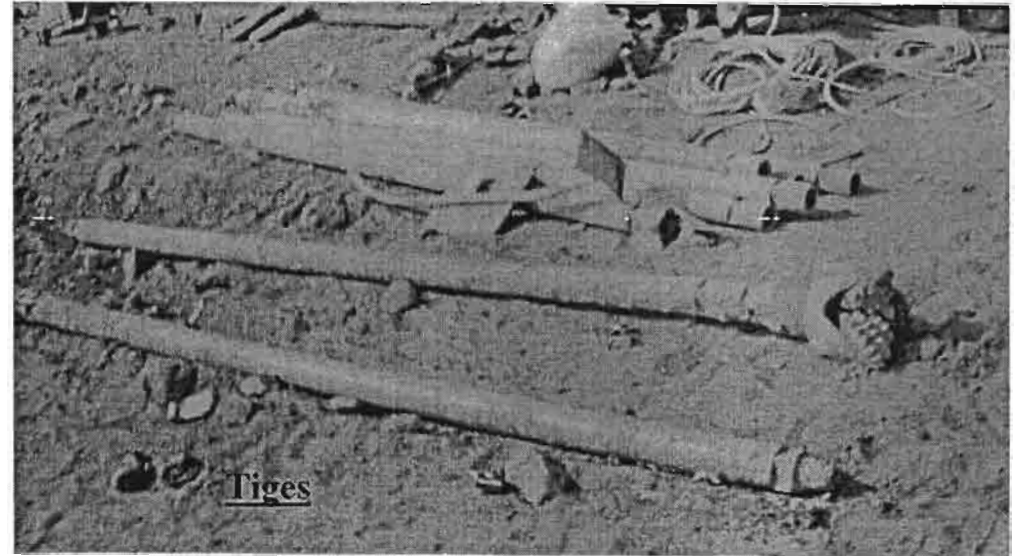
# ANNEXE 4.7



# ANNEXE 4.8



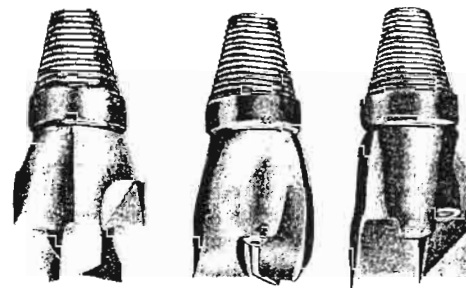
Disposition schématique d'un ATELIER de FORAGE ROTARY



Tiges

## LES OUTILS DE FORAGE

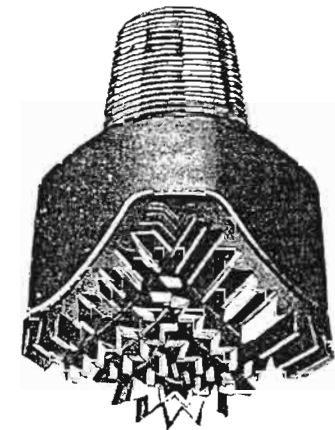
### 1. Outils à lames



Trois types :

- Queue de poisson (fishtail) - deux lames. (à droite).
- Trois ailes (three wings). (au centre)
- Pilote - plusieurs étages de diamètres

### 2. Outils à molettes (Rockbits)



Triçones ou Quadriçones

## Outils de Coupe

# Engin et outils de forage au Rotary

**ANNEXES 4.9**



**Recépage des pieux**



**Mise en place de l'armature du pieu**



**Ferrailage du massif**



**Engin de forage en service**

**Quelques phases d'exécution des micros-pieux**



## ANNEXES 4.10

Soudure des connecteurs au pieux



Mise en place d'une armature de pieu  
(Phase finale)



Ferrailage du chevêtre des pieux



Massif et ferrailage voile



Quelques phases d'exécution des micros-pieux (suite)