

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE MUSTAPHA STAMBOULI DE MASCARA  
FACULTÉ DES SCIENCES ET TECHNOLOGIE

## **Polycopié de Cours**

# **FONDACTIONS ET SOUTÈNEMENTS**

*Présenter par :*

**REFAS SORAYA**

Ce cours est destiné aux étudiants de Master 1  
Génie Civil / Structure

Algérie

2021-2022

### **Avant-Propos**

Ce polycopié intitulé « Fondations et Soutènements », est adressé aux étudiants de plusieurs spécialités telles que le génie civil, et les travaux publics et spécialement les **Master Génie Civil option Structures**.

Ce polycopié de cours comporte des simplifications vis-à-vis de la description des ouvrages géotechniques et de leur dimensionnement en respectant le canevas officiel de notre tutelle préconisée par le référentiel du CPND-ST. On a présenté à travers quatre chapitres qui sont illustrés comme suit : (i) un rappel de la résistance aux cisaillement, (ii) les méthodes pratiques de calcul et de dimensionnement des capacité portante des fondations superficielles et profondes, (iii) l'évaluation des tassements de chaque type de fondations et (iv) la conception et la stabilité des ouvrages de soutènements.

En estimant à travers ce polycopié de cours pouvoir contribuer modestement à l'introduction de cette discipline aux ingénieurs.

---



---

**Table des matières**

---



---

<b>Avant-Propos</b> .....	<b>i</b>
<b>Introduction</b> .....	<b>1</b>
<b><u>Chapitre I      Rappels Résistance au cisaillement des sols</u></b>	<b>2</b>
<b>I.1 Introduction</b> .....	<b>2</b>
<b>I.2 Comportement à court terme et comportement à long terme</b> .....	<b>3</b>
1.2.1 Un comportement à court terme (C.T) .....	3
1.2.2 Un comportement à long terme (L.T) .....	3
<b>I.3 Détermination des caractéristiques de plasticité <math>c</math> et <math>\varphi</math></b> .....	<b>3</b>
1.3.1 Essai de cisaillement direct .....	4
1.3.2 Essai triaxial .....	5
1.3.3 Essai de compression simple .....	8
<b>I.4 Etat d'équilibre limite</b> .....	<b>8</b>
1.4.1 Etat des sols au repos .....	8
1.4.2 Notion de poussée et de butée .....	9
<b>I.5 Les méthodes classiques des calculs la poussée et de la butée des terres</b> .....	<b>10</b>
1.5.1 Méthode de Rankine (1860) .....	10
1.5.2 Méthode de Boussinesq (1882) .....	12
1.5.3 Méthode de Coulomb 1776 .....	13
1.5.4 Critères de choix des méthodes .....	15
<b>I.6 Conclusion</b> .....	<b>15</b>
<b><u>Chapitre II      Calcul des fondations superficielles</u></b>	<b>16</b>
<b>II.1 Introduction</b> .....	<b>16</b>
<b>II.2 Classification des fondations</b> .....	<b>16</b>
<b>II.3 Fondations superficielles</b> .....	<b>17</b>
<b>II.4 Comportement d'une fondation superficielle</b> .....	<b>18</b>
<b>II.5 Comportement à la rupture</b> .....	<b>19</b>
<b>II.6 Calcul de la capacité portante</b> .....	<b>20</b>
II.6.1 Méthode « $C - \varphi$ » : approche déterministe .....	20
II.6.1.1 Hypothèses .....	20

## Table des matières

---

II.6.1.2 Calcul à court terme et à long terme.....	22
II.6.1.3. Influence de la forme de la fondation avec charge verticale et centrée (facteur de forme)	23
II.6.1.4 Influence de l'inclinaison de la charge.....	23
II.6.1.5 Influence de l'excentrement de la charge.....	24
II.6.1.6 Fondations sur sols hétérogènes.....	25
II.6.2 Détermination de la capacité portante à l'aide des essais in situ.....	26
II.6.2.1 Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique.....	26
<b>II.7 Tassement des fondations superficielles .....</b>	<b>27</b>
<b>II.8 Calcul des tassements.....</b>	<b>27</b>
II.8.1 Calcul du tassement par les essais in-situ.....	28
II.8.1.1 calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai de plaque.....	28
II.8.1.2 calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai SPT .....	29
II.8.1.3 calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai œdométrique.....	29
<b>II.9 Conclusion.....</b>	<b>30</b>
<b><u>Chapitre III Calcul des fondations Profondes</u></b>	<b>31</b>
<b>III.1 Introduction .....</b>	<b>31</b>
<b>III.2. Classification des pieux.....</b>	<b>31</b>
III.2.1. Classification suivant le mode de réalisation.....	32
III.2.1. 1 Selon les matériaux de réalisation .....	32
III.2.1. 2 Selon la mise en place.....	33
III.2.2. Classification suivant le mode de fonctionnement .....	33
<b>III.3 Capacité d'un pieu.....</b>	<b>34</b>
III.3.1 Détermination de la charge limite d'un pieu isolé cas d'un sol granulaire.....	34
III.3.2 Détermination de la charge limite d'un groupe de pieux cas d'un sol granulaire.....	37
III.3.3 Tassement des pieux pour les sols granulaires.....	38
III.3.4 Détermination de la charge limite d'un pieu isolé cas d'un sol cohérent.....	39
III.3.5 Détermination de la charge limite d'un groupe de pieux cas d'un sol cohérent.....	40
<b>III.4. Conclusion .....</b>	<b>43</b>
<b><u>Chapitre IV Ouvrages de soutènement et renforcement</u></b>	<b>44</b>
<b>IV.1 Introduction .....</b>	<b>44</b>
<b>IV.2. Classification des ouvrages de soutènements.....</b>	<b>45</b>
IV.2.1 Selon la forme et les matériaux constitutifs.....	45

## Table des matières

---

<i>IV.2.2 Classification selon la rigidité de l'ouvrage.....</i>	<i>45</i>
<i>IV.2.3 Différents types des murs soutènements rigides .....</i>	<i>46</i>
<i>IV.2.3.1 Murs gravitaires ou murs-poids.....</i>	<i>46</i>
<i>IV.2.3.2 Murs-voiles .....</i>	<i>47</i>
<b><i>IV.3 Stabilité des murs de soutènement.....</i></b>	<b><i>48</i></b>
<i>IV.3 .1 Bilan des efforts extérieurs appliqués à un mur.....</i>	<i>50</i>
<i>IV.3 .2 Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur.....</i>	<i>51</i>
<i>IV.3 .3 Sécurité au renversement .....</i>	<i>52</i>
<i>IV.3.4 Stabilité au poinçonnement .....</i>	<i>52</i>
<b><i>IV.4 Dispositifs de drainage.....</i></b>	<b><i>53</i></b>
<b><i>IV.5 Précautions contre le gel.....</i></b>	<b><i>54</i></b>
<b><i>IV.6 Conclusion.....</i></b>	<b><i>55</i></b>
<b><i>Références bibliographiques.....</i></b>	<b><i>56</i></b>
<b><i>Annexe .....</i></b>	<b><i>57</i></b>

---



---

*Listes des figures*

---



---

**Chapitre I      Rappels Résistance au cisaillement des sols**

<i>Fig. I.1 Courbe intrinsèque.....</i>	2
<i>Fig. I.2 Boite de Casagrande.....</i>	4
<i>Fig. I.3 Appareil triaxial .....</i>	5
<i>Fig. I.4 Essai CD.....</i>	6
<i>Fig. I.5 Essai CU.....</i>	7
<i>Fig. I.6 Essai UU.....</i>	7
<i>Fig. I.7 Essai de compression simple.....</i>	8
<i>Fig. I.8 Principe de la poussée et de la butée .....</i>	9
<i>Fig. I.9 Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la poussée.....</i>	10
<i>Fig. I.10 Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la butée.....</i>	11
<i>Fig. I.11 Equilibres de Boussinesq et de Rankine.....</i>	12
<i>Fig. I.12 Equilibre de Coulomb.....</i>	14

**Chapitre II      Calcul des fondations superficielles**

<i>Fig. II.1 Type des fondations .....</i>	17
<i>Fig. II.2 fondations superficielles.....</i>	17
<i>Fig. II.3 Différents types de fondations superficielles.....</i>	18
<i>Fig. II.4 Courbe typique lors du chargement d'une fondation superficielle.....</i>	19
<i>Fig. II.5 Modes de rupture du sol sous une fondation superficielle.....</i>	19
<i>Fig. II.6 Schéma de rupture d'une fondation superficielle.....</i>	20
<i>Fig. II.7 Schéma de rupture d'une fondation superficielle avec une charge inclinée.....</i>	24
<i>Fig. II.8 Influence de l'excentricité d'une charge verticale.....</i>	25
<i>Fig. II.9 Méthode de la semelle fictive .....</i>	26
<i>Fig. II.10 Essai de Plaque.....</i>	28
<i>Fig. II.11 Essai œdométrique.....</i>	30

**Chapitre III      Calcul des fondations Profondes**

<i>Fig. III.1 : La hauteur d'encastrement d'une fondation profonde.....</i>	32
<i>Fig III.2 Profilés métalliques battus.....</i>	32
<i>Fig III.3 Modes de transfert des charges.....</i>	34
<i>Fig III.4 Capacité d'un pieu dans un sol granulaire.....</i>	35
<i>Fig III.5 Capacité axiale d'un pieu dans un sable.....</i>	36
<i>Fig III.6 Effet d'un groupe de pieux .....</i>	37
<i>Fig III.7 Espace entre groupe de pieux.....</i>	38
<i>Fig III.8 Valeurs de facteur d'adhésion en fonction de type de pieu.....</i>	41
<i>Fig III.9 Tassement d'un groupe de pieux d'après Terzaghi et Peck.....</i>	41
<i>Fig III.10 Friction négative du pieu.....</i>	42

**Chapitre IV Ouvrages de soutènement et renforcement**

<i>Fig IV.1 Nomenclature e des termes usuels des murs de soutènement.....</i>	<i>44</i>
<i>Fig IV.2 Mur poids .....</i>	<i>46</i>
<i>Fig IV.3 Mur à caissons.....</i>	<i>47</i>
<i>Fig IV.4 Mur en T renversé.....</i>	<i>48</i>
<i>Fig IV.5 Mur a contrefort.....</i>	<i>49</i>
<i>Fig IV.6 Forces s'exerçant sur un mur-poids.....</i>	<i>50</i>
<i>Fig IV.7 bilan des efforts appliqués sur le mur.....</i>	<i>51</i>
<i>Fig IV.8 Diagramme de contraintes sous la semelle.....</i>	<i>52</i>
<i>Fig IV.9 Système de drainage .....</i>	<i>54</i>
<i>Fig IV.9 Précaution contre le gel .....</i>	<i>55</i>

***Listes des tableaux***

---

---

***Chapitre II Calcul des fondations superficielles***

*Tableau II.1 : Valeurs des coefficients  $N_q, N_\gamma, N_c$  ..... 22*

*Tableau II.2 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées) 23*

***Chapitre III Calcul des fondations Profondes***

*Tableau III.1 Coefficient d'adhérence  $\alpha$  du fut du pieu et de l'argile, d'après le manuel canadien d'ingénierie des fondations..... 40*

## Introduction

Le comportement des ouvrages de Génie Civil tels que les murs de soutènement, les tunnels et les fondations est un problème d'interaction sol-structure. La transmission des efforts de la structure vers le sol se fait à travers le sol en contact avec la structure qui est le siège de phénomènes mécaniques complexes. En effet, elle génère des localisations de déformations et des concentrations de contraintes significatives. Ces phénomènes sont fortement influencés par les caractéristiques mécaniques du sol et de l'élément structural. La rupture est souvent observée au sein de ce sol.

Les fondations et les ouvrages de soutènements sont considérés comme des ouvrages simples et d'exécution facile. Néanmoins, de très nombreux travaux leur ont été consacrés depuis près d'un siècle afin d'établir, de valider et d'améliorer leurs méthodes de calcul, car les paramètres à prendre en compte sont variés et ces calculs mettent en jeu un nombre de facettes du comportement mécanique des sols et des roches.

Avant de concevoir les fondations d'un ouvrage, il faudra définir les propriétés mécaniques des sols pour que les charges qui y seront appliquées ne provoquent ni tassement excessif ni rupture.

Les méthodes de calcul de la capacité portante ont été développées progressivement depuis le début du vingtième siècle. Elles doivent beaucoup à quelques précurseurs (Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen, Caquot,...), qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et couvrant la plupart des situations courantes.

Vu l'importance que révèle le calcul et la conception des ouvrages géotechniques, les fondations et les ouvrages de soutènements, nous essayons à travers ce polycopié d'étudier ces dernières à partir des essais au laboratoire et in situ.

Ce polycopié de cours, intitulé Fondations et Soutènement, est organisé en quatre chapitres, dans le premier on traite un rappel sur la résistance au cisaillement des sols et les états d'équilibre limite des sols. Dans le second chapitre nous présentons le calcul de la capacité portante des fondations superficielles avec les différents cas de possibles de chargement tous en évaluons un tassement admissible. Dans le troisième chapitre, le calcul de la capacité portant et le tassement des fondations profondes pour les deux types de sol cohérent ou granulaire. On clôture par le dernier chapitre où le calcul des ouvrages de soutènement a été bien présenté. On présente les différentes classes des murs de soutènement ainsi que leur stabilisation vis-à-vis les différentes modes de rupture externes.

## Chapitre I      Rappels Résistance au cisaillement des sols

### 1.1 Introduction

Dans le Comportement élastoplastique des sols nous traitons les grandes déformations, Lorsqu'on sort de domaine élastique, le sol subit des déformations irréversibles et entre dans le domaine de la plasticité. Le comportement des sols à l'état de rupture *donné par la limite du domaine élastique* qui peut être représentée par une courbe appelée «courbe intrinsèque ». C'est l'enveloppe des cercles de Mohr correspondant à la rupture. Fig. I.1

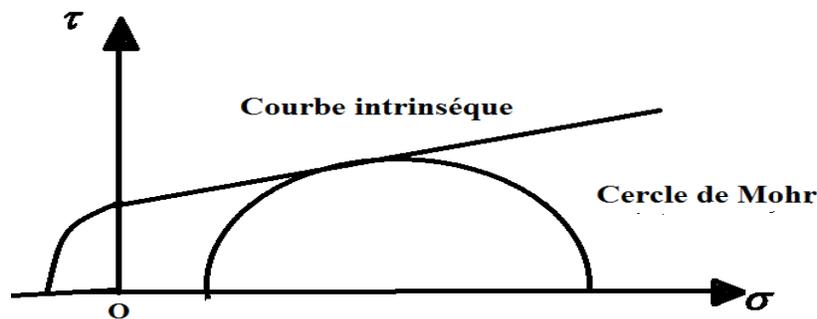


Fig. I.1 Courbe intrinsèque (5)

Coulomb a montré que la courbe intrinsèque des sols était une droite d'équation :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \quad (\text{I.1})$$

$c$  a les dimensions d'une contrainte et caractérise la cohésion.

$\varphi$  est un angle appelé angle de frottement interne

La connaissance de la résistance au cisaillement d'un sol (ou de sa courbe intrinsèque modélisée généralement par le critère de rupture de Coulomb) sert pour la résolution d'un grand nombre de problèmes de Génie Civil :

- Capacité portante des fondations superficielles et profondes.
- Stabilité des ouvrages de soutènement.
- Stabilité des talus, pentes et barrages.(7)

### *1.2 Comportement à court terme et comportement à long terme*

On rappelle qu'un sol est un ensemble de trois phases : solide, liquide, et gazeuse. On rappelle également qu'il faut faire la distinction entre contraintes effectives et contraintes totales.

Il a été vu en hydraulique des sols que l'écoulement de l'eau dans un sol saturé n'était pas instantané et que la vitesse d'écoulement de l'eau dans un sol dépendait de son coefficient de perméabilité.

- Dans le cas d'un **sol grenus**, on sait que sa perméabilité est élevée, donc l'écoulement de l'eau est très rapide et le drainage est instantané. Le comportement de ce sol, de même que sa résistance, ne sont régis que par celui du squelette solide.
- Dans le cas d'un sol fin saturé, la perméabilité est très faible, l'écoulement de l'eau est très lent et le changement de volume se traduit par une surpression ou une dépression dans l'eau interstitielle. (7)

On considère donc deux comportements extrêmes du sol :

#### *1.2.1 Un comportement à court terme (C.T)*

L'eau n'a pas eu encore le temps de s'évacuer et le sol se déforme à volume constant. Il s'agit alors d'un comportement non drainé (étude en contraintes totales).

#### *1.2.2 Un comportement à long terme (L.T)*

Au bout d'un temps assez long, l'eau libre s'est évacuée. Le comportement du sol est régi uniquement par celui du squelette solide (étude en contraintes effectives).

A ces deux types de comportement correspondent des caractéristiques de résistances au cisaillement différentes pour un même sol fin.

### *1.3 Détermination des caractéristiques de plasticité $c$ et $\varphi$*

Les principaux essais de laboratoire sont :

- a) Essai de cisaillement direct.
- b) Essai tri axial.
- c) Essai de compression simple.

Selon le drainage pendant l'une ou l'autre de ces deux phases, on distingue trois types d'essais :

- Essai non consolidé non drainé (UU).
- Essai consolidé non drainé (CU).
- Essai consolidé drainé (CD).

### 1.3.1 Essai de cisaillement direct

L'essai de cisaillement, ou essai à la boîte de Casa grande. Il consiste à appliquer une contrainte normale à un échantillon de sol maintenu en conditions drainées, puis à le soumettre à un cisaillement horizontal jusqu'à la rupture. Fig. I.2

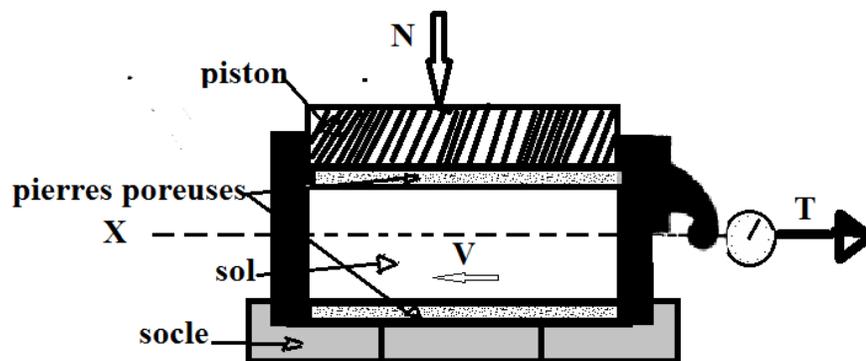


Fig. I.2 Boîte de Casagrande (9)

L'appareil comporte un dispositif de chargement qui permet d'appliquer une charge verticale  $N$  par l'intermédiaire d'un piston.

L'essai consiste à tirer horizontalement sur la demi-boîte supérieure de façon à cisailier le sol selon le plan X.

On mesure l'effort horizontal  $T$  en fonction de  $\Delta l$ .

Trois échantillons identiques doivent être testés, pour trois contraintes normales différentes

Les valeurs des contraintes de cisaillement à la rupture sont représentées en fonction des contraintes normales  $\tau = f(\sigma)$ .

Cette représentation n'est autre que la traduction graphique de l'équation de Coulomb :

La valeur de  $c$  et  $\varphi$  dépend des conditions de l'essai (vitesse de déplacement, drainage assuré ou non, Essai Consolidé Drainé (C.D), Essai non consolidé non drainé (U.U).

### I.3.2 Essai triaxial

Pour déterminer les paramètres de la courbe intrinsèque d'un sol fin, l'essai de laboratoire le plus courant est l'essai triaxial. Un échantillon cylindrique de sol est placé dans une cellule appelée cellule triaxiale contenant de l'eau, L'éprouvette est contenue dans une gaine élastique étanche et parfaitement déformable. La cellule est remplie d'eau. Le dispositif d'essai permet de mettre cette eau en pression, ce qui conduit une contrainte radiale uniforme et constante appliquée. Un piston applique une contrainte axiale La déformation verticale  $\Delta l$  de l'éprouvette est mesurée à l'aide d'un comparateur. (Fig. I.3). Une rupture permet de tracer un cercle de Mohr, généralement celui pour lequel l'extrémité de diamètre contrainte.  $\sigma_1$  C'est la contrainte principale majeure,  $\sigma_3$  contrainte principale mineure.

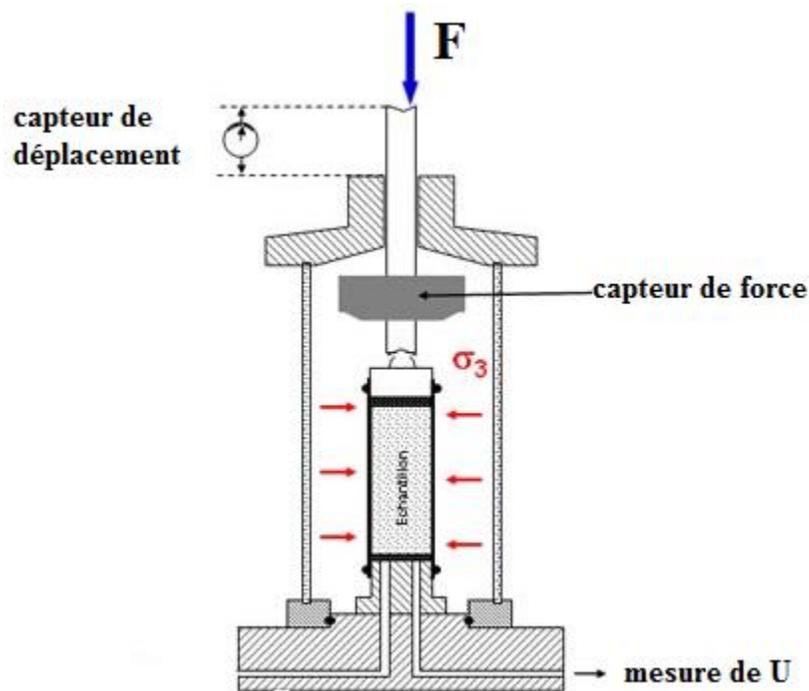


Fig. I.3 Appareil triaxial (1)

Trois types d'essais triaxiaux sont couramment pratiqués.

Consolidé, drainé (CD), les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement à *long terme* du sol la représentation se fait en Contraintes effectives). Donc à tout instant  $u = 0$ . Fig. I.4

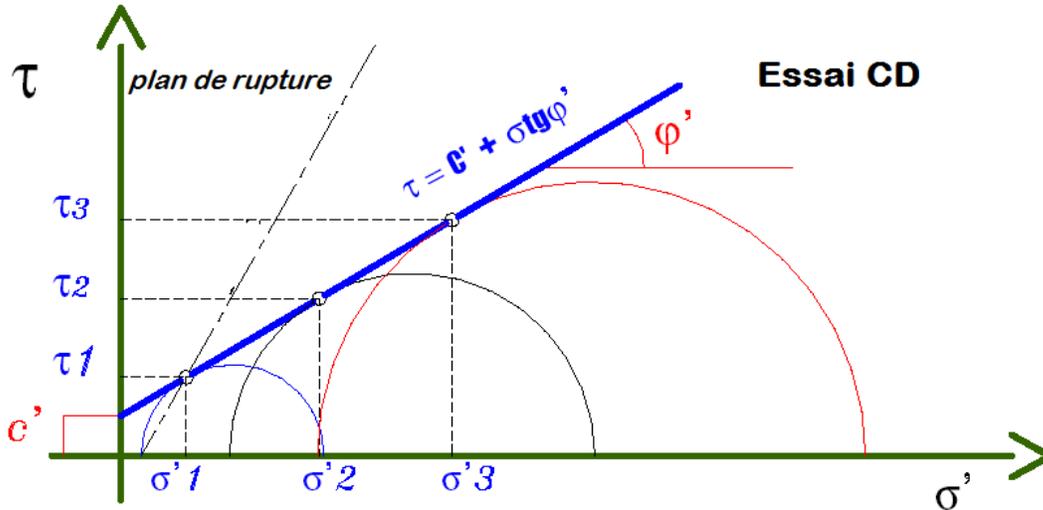


Fig. I.4 Essai CD (7)

Le critère de rupture est :

$$\text{En terme de contraintes sur le plan de rupture : } \tau = c' + \text{tg} \varphi' \quad (\text{I.2})$$

En termes de contraintes principales :

$$\sigma'1 = \sigma'3 Kp + 2 c' \sqrt{Kp} \quad (\text{I.3})$$

$$Kp = \text{tg}^2 (\pi / 4 + \varphi' / 2) \quad (\text{I.4})$$

Consolidé, non drainé avec mesure de  $u$  (CU) l'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte verticale est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Cet essai, plus rapide que l'essai consolidé drainé. Fig. I.5

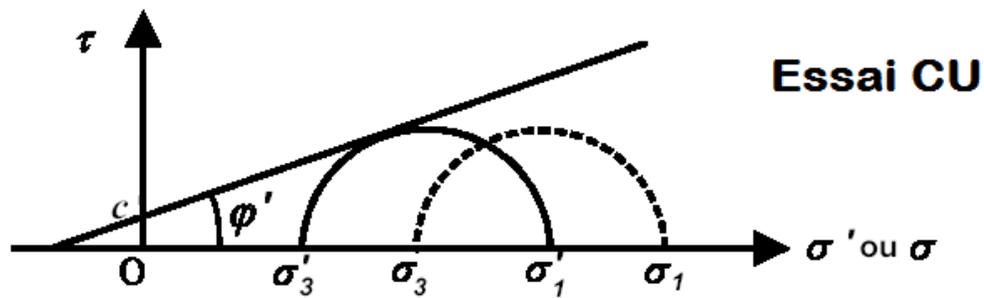


Fig. I.5 Essai CU (7)

Le critère de rupture est en termes de contraintes effectives :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 K_p + c' \sqrt{K_p} \quad (\text{I.5})$$

$$K_p = \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi'/2) \quad (\text{I.6})$$

$$\tau = c' + \text{tg } \varphi' \sigma' \quad (\text{I.7})$$

Non consolidé non drainé (UU) les pressions interstitielles ne se dissipent pas. Cet essai rapide la représentation ne peut se faire qu'en contraintes totales correspond au comportement à court terme. Fig. I.6.

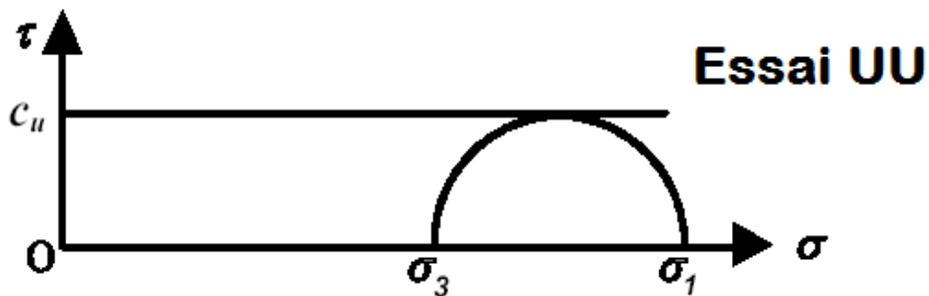


Fig. I.6 Essai UU (7)

En termes de contraintes appliquées sur le plan de rupture :

$$\tau = C_u \quad (\text{I.8})$$

$$\sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad (\text{I.9})$$

- En terme de contraintes principales :  $C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad (\text{I.10})$

### I.3.3 Essai de compression simple

L'essai consiste à appliquer une charge axiale sur un échantillon cylindrique de sol intact entre les deux plateaux d'une presse. Et l'augmenter progressivement jusqu'à la rupture. L'essai étant rapide, les résultats sont représentées en contraintes totales. Fig. I.7

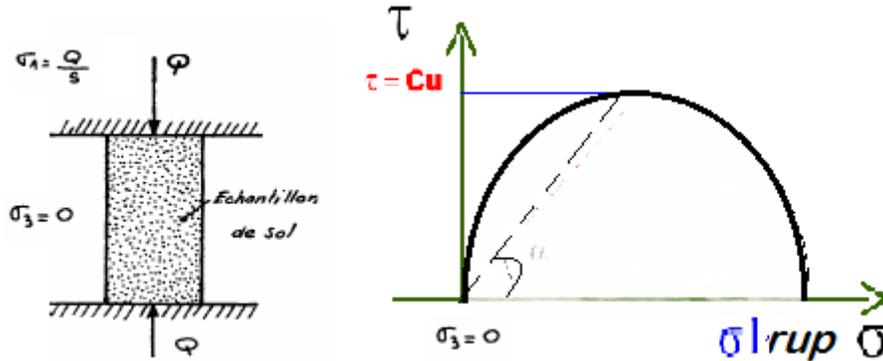


Fig. I.7 Essai de compression simple

### I.4 Etat d'équilibre limite

Il y a trois catégories de pression latérale de la terre et chacune dépend du mouvement éprouvé par le mur vertical sur lequel la pression agit. Les trois catégories sont:

- Etat de repos du sol.
- Etat de poussée du sol (Pression active de la terre).
- Etat de butée du sol (Pression passive de la terre)

#### I.4.1 Etat des sols au repos

Dans un massif de sol homogène à surface horizontale, la contrainte horizontale agissant sur une facette verticale s'il n'y a pas de déplacement latéral, et donné par la relation suivante :

$$\sigma'_{h} = \sigma'_{v} \cdot K_0 \quad (\text{I.11}) \quad \text{d'où} \quad K_0 = \sigma'_{h} / \sigma'_{v} \quad (\text{I.12})$$

$K_0$  étant le coefficient de poussée du sol au repos

Le coefficient  $K_0$  peut être déterminé expérimentalement par un essai triaxial pendant lequel on empêche toute déformation latérale. D'autres parts, on peut trouver des relations analytiques donnant  $K_0$  en fonction des propriétés du sol.

Pour un sable, JAKY a montré expérimentalement que  $K_0 = 1 - \sin \varphi$  Pour les argiles molles et les vases,  $K_0 = 1$ . Pour les argiles normalement consolidées.

#### 1.4.2 Notion de poussée et de butée

Soit un écran mince vertical dans un massif du sol

- sur la face amont du mur, se produit un équilibre de poussée, le massif de sol retenu exerce des efforts moteurs ayant tendance de renverser le mur, ou le déplacer horizontalement. La résultante des efforts c'est une force horizontale. On l'appelle force de poussée (ou active) et on la note  $F_a$ .
- sur la face aval du mur, se produit un équilibre de butée dont la partie enterrée, le sol exerce des efforts stabilisants qui ont tendance à retenir le mur. Leur résultante est une force horizontale et opposée à la composante horizontale de  $F_a$ . On appelle cette résultante force de butée (ou passive) et on la note  $F_p$ .

La Fig. I.8 représente la force horizontale active ou passive pour un déplacement  $\varepsilon$

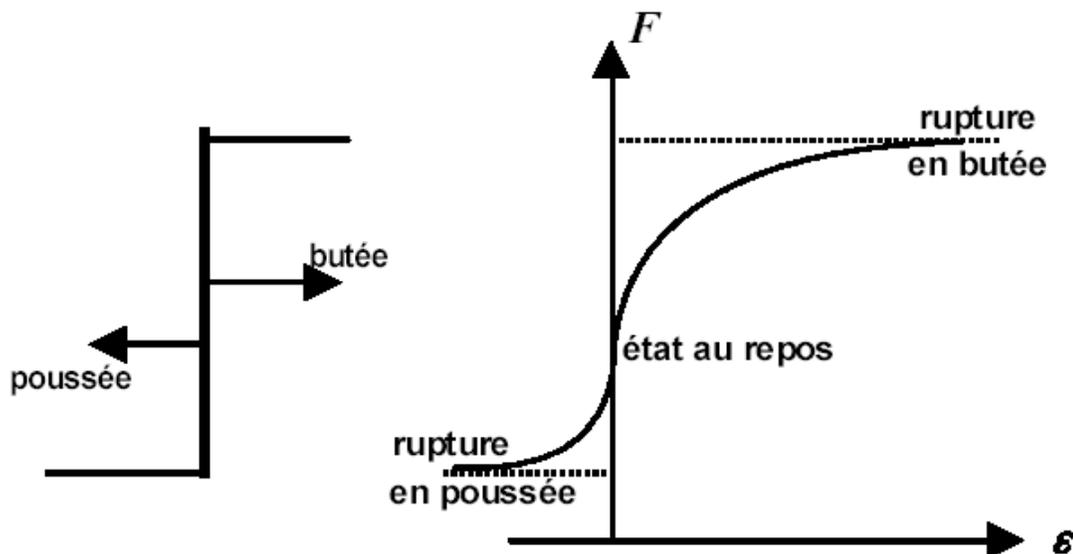


Fig. I.8 Principe de la poussée et de la butée (8)

### 1.5 Les méthodes classiques des calculs la poussée et de la butée des terres

Plusieurs théories permettent de calculer les coefficients de poussée et de butée d'un sol, on mentionne les principales.

#### 1.5.1 Méthode de Rankine (1860)

La méthode de Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact de l'écran reposant sur les hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope,
- Condition de déformation plane,
- on considère une interface sol/mur lisse et verticale cad l'angle de frottement à l'interface sol mur  $\delta = 0$  et les contraintes de poussée sont horizontales.

- Pour la répartition des contraintes verticales

$\sigma_v = \gamma \cdot h$  pour un sol a surface horizontale ;

$\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot \cos\beta$  pour un talus inclinée d'un angle  $\beta$  par rapport l'horizontale

On supposera que le talus amont soutenu par le mur est horizontal et nous considérons le cas d'un écran vertical a fin de facilite le calcul des contraintes verticales et horizontales.

#### ➤ Poussée

Les coefficients de poussée ( $K_a$ ) sont déduits directement des cercles de Mohr à la rupture sur la fig I.9.

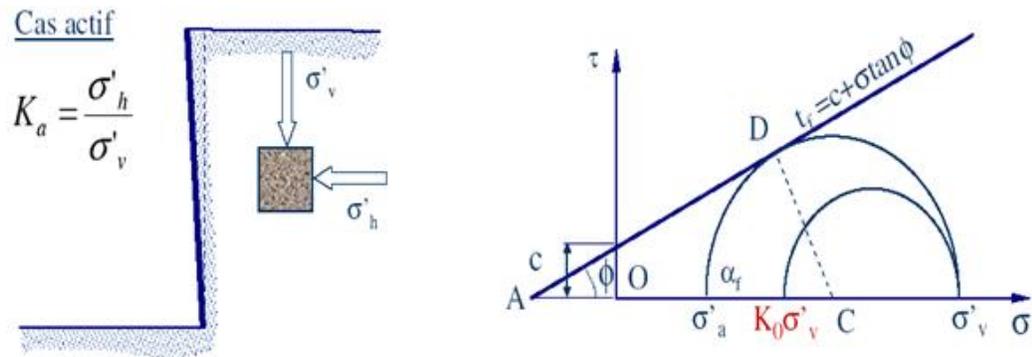


Fig. I.9 Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la poussée (9)

$$\sin\phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC} \quad (I.13)$$

$$CD = \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2} \quad (I.14) \quad \text{et } AO = c \cot\phi \quad \text{et } OC = \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2} \quad (I.15)$$

$$\sin\phi = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}}{\frac{\sigma_v + \sigma_a}{2}} = c \cos\phi + \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2} \sin\phi = \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2} \quad (I.16)$$

$$Ka = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (I.17)$$

Pour  $c=0$   $\sigma_a = \sigma_0 Ka - 2c\sqrt{Ka}$  (I.18)

➤ Butée

Les coefficients de butée ( $K_p$ ) sont déduits directement des cercles de Mohr à la rupture sur la Fig. I.10.

Cas passif

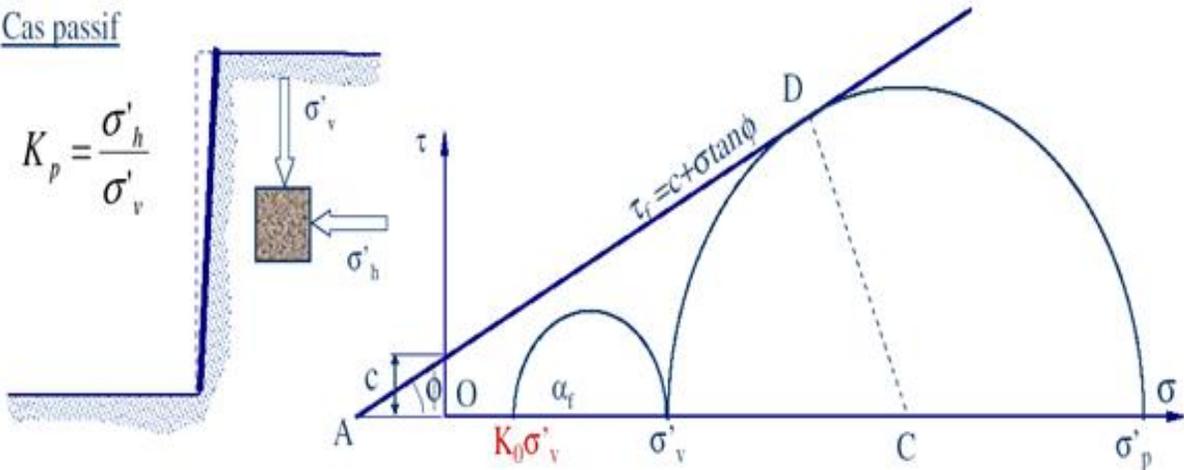


Fig. I.10 Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la butée (9)

$$\sin\phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC} \quad (I.19)$$

$$CD = \frac{\sigma_p - \sigma_v}{2} \quad (I.20) \quad \text{et } AO = c \cot\phi \quad \text{et } OC = \frac{\sigma_v + \sigma_p}{2} \quad (I.21)$$

$$\sin\phi = \frac{\frac{\sigma_p - \sigma_v}{2}}{\frac{\sigma_v + \sigma_p}{2}} = c \cos\phi + \frac{\sigma_v + \sigma_p}{2} \sin\phi = \frac{\sigma_p - \sigma_v}{2} \quad (I.22)$$

$$Kp = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{I.23})$$

$$\text{Pour } c \neq 0 \quad \sigma_p = \sigma_0 Kp + 2c\sqrt{Kp} \quad (\text{I.24})$$

### 1.5.2 Méthode de Boussinesq (1882)

La théorie de Rankine néglige le frottement qui existe entre le sol et le mur en le considérant nul, ce qui suppose que le mur est parfaitement lisse même il prend en considération que le cas d'un mur verticale avec un massif du sol a une surface horizontale.

Boussinesq a amélioré la théorie de Rankine en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement  $\delta$  sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran. Fig. I.11

Hypothèses

- Sols pulvérulent  $c=0$
- Répartition des contraintes linéaires
- On connaît l'état de rugosité de parois

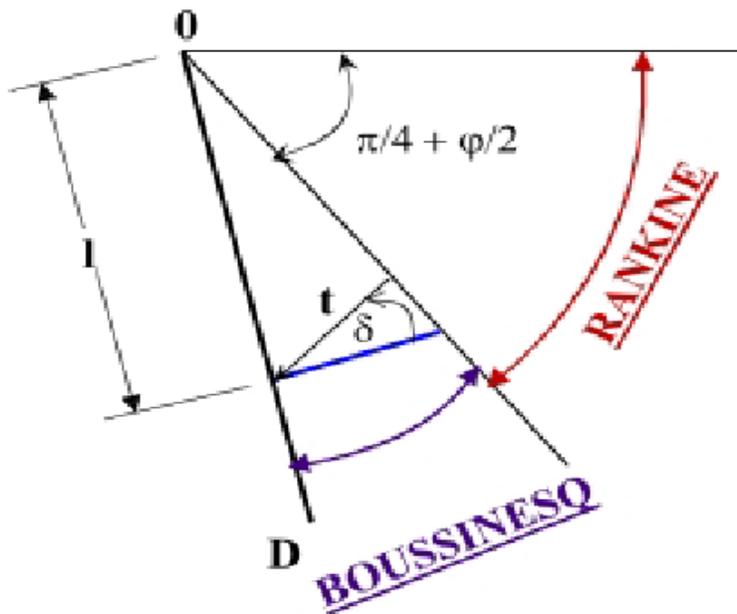


Fig. I.11 Equilibres de Boussinesq et de Rankine.

Boussinesq garde les résultats de Rankine concernant la répartition des contraintes sur l'écran on considérant l'équilibre de Rankine à l'arrière du massif et Résoudre les équations différentielles d'équilibre, avec critère de rupture de Mohr-Coulomb, L'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran OD, elle est choisie et fixée à l'angle de frottement  $\delta$

Les forces résultantes **En poussée**  $Fa = \frac{1}{2} Ka \cdot \gamma \cdot L^2$ . (I.25)

**En butée**  $Fp = \frac{1}{2} Kp \cdot \gamma \cdot L^2$  (I.26)

Avec L la longueur de l'écran

Boussinesq avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par Caquot et Kerisel.

Les résultats sont fournis dans les tables de Caquot, Kérisel et Absi qui donnent les coefficients de poussée et de butée du sol *purement frottant* : Ka et Kp

L'angle de frottement  $\delta$  entre le sol et l'écran dépend de la rugosité du parement et de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol.

- ✓ Paroi lisse :  $\delta = 0$
- ✓ Paroi rugueuse :  $\delta = \varphi$
- ✓ Paroi B.A. :  $\delta = 2/3 \cdot \varphi$

Les limites correspondantes à la méthode de Rankine c'est la géométrie simple telle que le terrain amont rectiligne et le milieu du sol homogène et ces avantages ce qu'elle est plus réaliste que Rankine en plus la solution sous forme de tables de Caquot, Kérisel, Absi.

### ***1.5.3 Méthode de Coulomb 1776***

La théorie de Coulomb c'est une méthode adaptable à toute géométrie repose sur deux hypothèses :

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane mais souligne bien.
- La force agissant sur le mur a une direction connue. En d'autre terme cela signifie que l'angle de frottement  $\delta$  entre l'écran et le mur est connu.

Ces deux hypothèses faites, la force agissante sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre statiques à partir d'une règle d'extremum.

Le « coin » isolé par cette surface est en équilibre par : son poids propre  $W$  et la réaction exercée par le sol au niveau du plan de rupture  $R$  inclinée de l'angle  $\phi$  sur la normale au plan de rupture. la force de poussée  $P$  inclinée par un angle  $\delta$  déjà connue, Le point d'application de la force  $P$  est inconnu ; on suppose en général au 1/3 de la hauteur. Fig. I.12

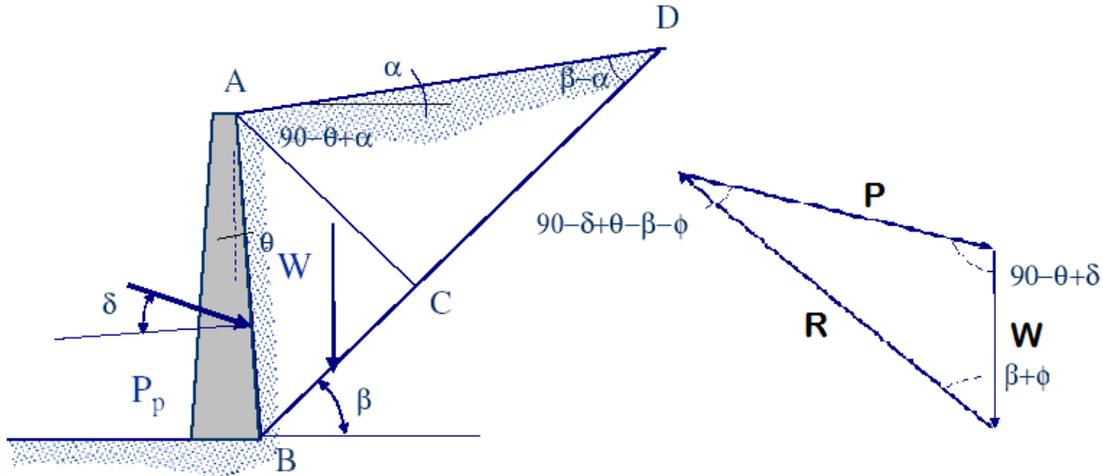


Fig. I.12 Equilibre de Coulomb (9)

Coulomb a défini les coefficients de pression de terre actifs et passifs respectivement par les expressions suivantes :

$$K_a = \left[ \frac{\sin(\theta - \varphi) / \sin\theta}{\sqrt{[\sin(\theta + \delta)] - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)}}}} \right]^2 \quad (I.27)$$

$$K_p = \left[ \frac{\sin(\theta + \varphi) / \sin\theta}{\sqrt{[\sin(\theta - \delta)] - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi + \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)}}}} \right]^2 \quad (I.28)$$

Où :

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol.

$\delta$  : Angle de frottement sol – écran.

$\Theta$  : Inclinaison du mur avec l'horizontale.

$\alpha$  : inclinaison de la surface du sol avec l'horizontale.

#### *1.5.4 Critères de choix des méthodes*

Méthode de Rankine est applicable dans les cas simples de poussée avec massif horizontal et écran vertical sans frottement alors que la méthode de Boussinesq utilisée pour les murs avec tables et dans les autres cas géométriquement simples de poussée et de butée ; la méthode de Coulomb est adaptable à toute géométrie notamment les géométries complexes.

#### *1.6 Conclusion*

Dans ce chapitre, nous avons traité le comportement des sols à l'état d'écoulement plastique ou à l'état de rupture dans le domaine des grandes déformations. On a étudié les principaux essais permettant de déterminer les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement des sols la cohésion ( $c$ ) et l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) selon les différentes modes de consolidation et de drainage. On a introduit les notions de poussée et de butée ainsi que les avantages et les limites des différentes méthodes des calculs la poussée et de la butée des terres.

## Chapitre II      **Calcul des fondations superficielles**

### *II.1 Introduction*

Le rôle de la structure d'un ouvrage est de recevoir les charges et surcharges appliquées sur murs ou poteaux, et de les transmettre à la partie enterrée de l'ouvrage c'est les fondations a fin de de répartir les pressions sur le sol porteur.

Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol et le dimensionnement des fondations sont convenables les contraintes générées dans le sol par le chargement assurent:

- Des tassements inférieurs aux tassements admissibles définis pour l'ouvrage
- Ne provoquent pas une **rupture** du sol par cisaillement (rupture par poinçonnement).

L'objectif de ce chapitre est de Calculer la capacité portante d'une fondation superficielle et déterminer son tassement

### *II.2 Classification des fondations*

Le choix du type de fondations dépend t de la capacité portante du sol et en tenant compte des tassements admissibles par l'ouvrage.

- lorsque la capacité du sol est suffisante, il est avantageux d'opter pour des **fondations superficielles** ou les efforts de la super structure seront reportés à la surface du sol,
- par contre si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique ; la faiblesse du sol qui ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importante conduirait à l'usage de fondations superficielles, il est préférable de choisir des **fondations profondes** ou les efforts sont reportés en profondeur telle que les pieux d'où un coût plus élevé. Fig.II.1

Pour des raisons de cout, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement.

On différencie les fondations superficielles et les fondations profondes en fonction de leur élancement Fig. II.2 :

- fondations superficielles :  $D/B < 4$  à 5
- fondations semi-profondes :  $4 < D/B < 10$
- fondations profondes :  $D/B > 10$ .

Ou D désigne la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol.

B La largeur de la fondation

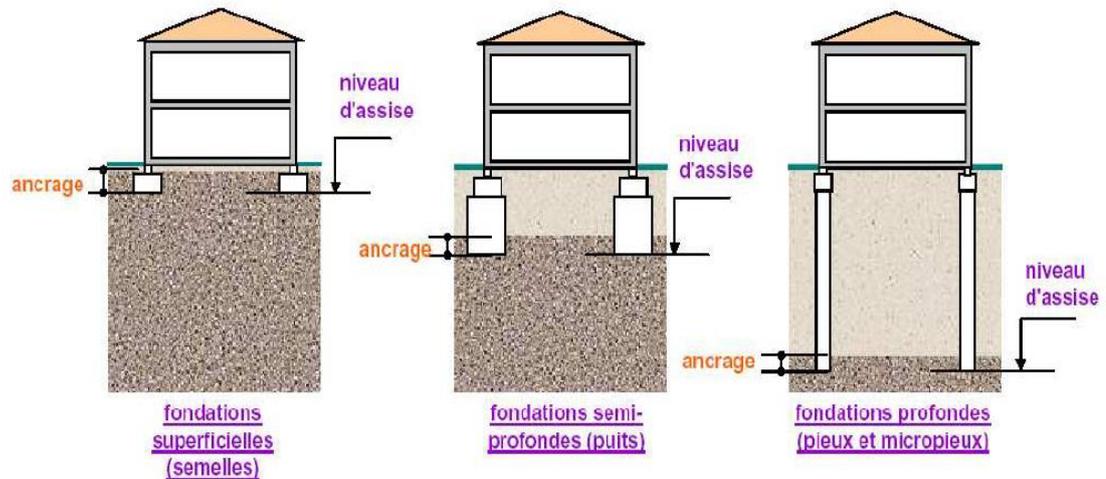


Fig. II.1 Type des fondations

### II.3 Fondations superficielles

La fondation superficielle, est un élément inférieur d'un ouvrage, permet de transmettre à une couche de sol peu profonde, dans des conditions favorables, les charges issues de la superstructure. (7)

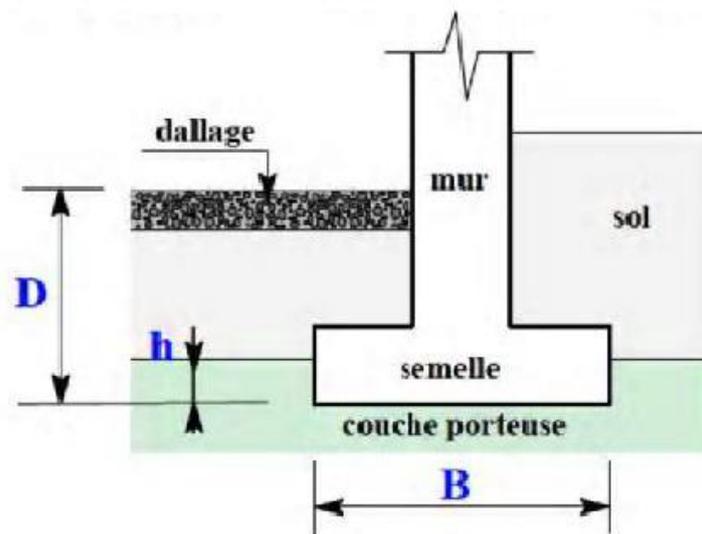


Fig. II.2 fondations superficielles

Les fondations superficielles peuvent prendre différentes formes. On distinguera principalement trois types des fondations superficielles :

1. Les semelles filantes placées sous des poteaux alignés ou des voiles porteurs avec une largeur moyenne et une grande longueur ( $L / B > 10$ ). (Fig. II.3.a),

2. les semelles isolées de forme carrée, rectangulaire ou circulaire réalisées le plus souvent en béton armé. placées sous des poteaux. (Fig. II.3b),
3. Les radiers ou dallage placés sous l'ensemble de l'emprise de l'ouvrage de dimension B et L importante Utilisée lors de la construction sur un terrain compressible dont la résistance insuffisante contraint d'établir des semelles de très grande largeur. (Fig. II.3c).

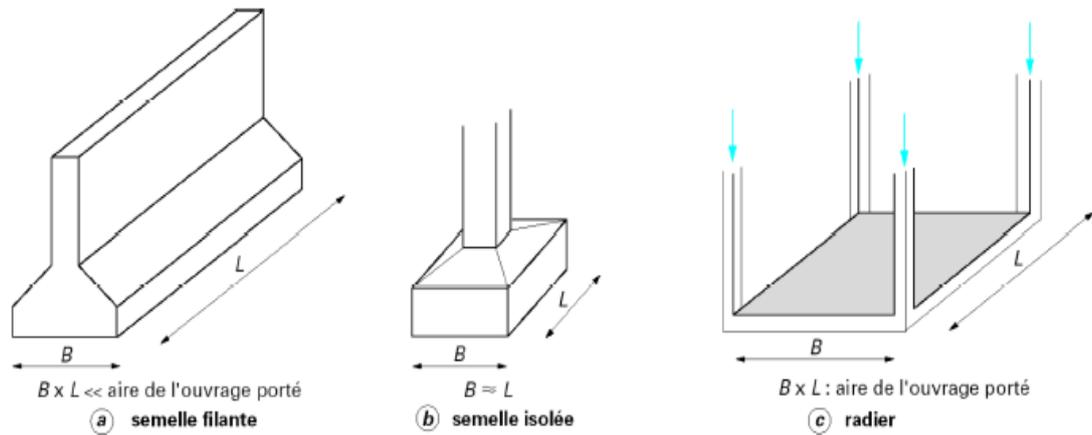


Fig. II.3 Différents types de fondations superficielles. (8)

#### II.4 Comportement d'une fondation superficielle

De point de vue comportement mécanique, si l'on soumet une fondation superficielle à un chargement croissant, est en trace la courbe  $Q-s$  ou  $Q$  représente la charge appliquée à la fondation et  $s$  son déplacement vertical :

- le sol est en équilibre élastique au début du chargement courbe linéaire élastique, Le tassement augmente linéairement en fonction du tassement.
- Lorsque la charge  $Q$  devient importante, le sol se met progressivement à l'équilibre plastique le déplacement vertical s'accélère pour des accroissements de charges relativement faibles un tassement qui n'est plus contrôlé.
- à partir d'une certaine charge, il y a **poinçonnement du sol** le sol est en **rupture** n'est pas capable de supporter une charge supérieure (l'écoulement plastique libre) et le déplacement  $s$  dévient très important.

La force provoquant la rupture du sol est appelée la force ultime  $Q_u$  ou la capacité portante de la fondation Fig.II.4

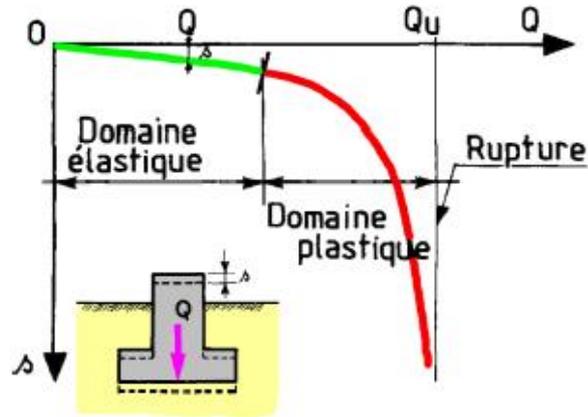


Fig.II.4 Courbe typique lors du chargement d'une fondation superficielle. (8)

### II.5 Comportement à la rupture

La figure II.5 montre les modes de rupture du sol sous une fondation Superficielle On peut distinguer trois zones :

- **Zone I** : il se forme sous la base de la semelle un poinçon de sol formée d'un coin délimité par les points A, B, et C qui s'enfonce en refoulant le sol de part et d'autre jusqu'à la surface.
- **Zone II** : le sol de cette zone est refoulé vers la surface, il est entièrement plastifié (rupture par cisaillement sur des facettes orientées de manière complexe), et subi des déplacements importants. il s'y produit une rupture généralisée.
- **Zone III** : les zones externes sont soumises à des contraintes faibles Le sol est peu ou pas perturbé par la rupture.

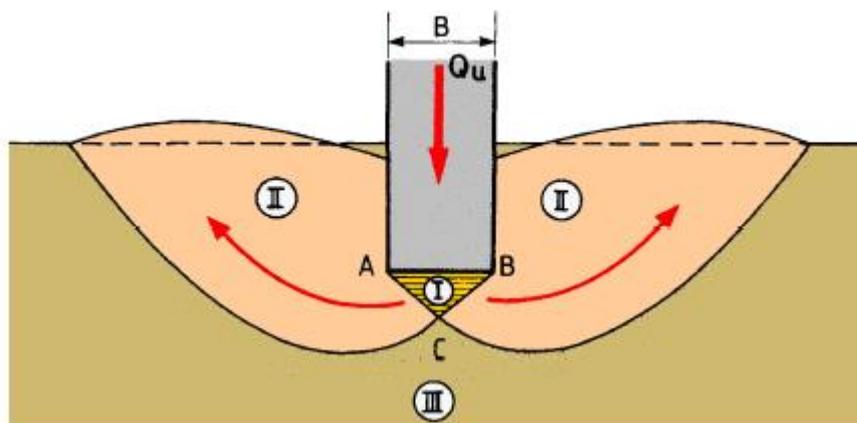


Fig.II.5 Modes de rupture du sol sous une fondation superficielle. (4))

Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture du sol quand la charge limite est atteinte.

- ✓ Avec un sol dense, la charge limite est atteinte quand on observe un mécanisme de rupture générale.
- ✓ Quand on a un sol de faible compacité, la charge limite est associée à un mécanisme de rupture par poinçonnement.
- ✓ A un état de compacité intermédiaire du sol correspond un mécanisme de rupture locale.

## II.6 Calcul de la capacité portante

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, Méthode « C -  $\phi$  » (méthodes de la théorie de plasticité) et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, tels que pressiomètre Ménard du pénétromètre statique SPT .....

### II.6.1 Méthode «C - $\phi$ » : approche déterministe

#### II.6.1.1 Hypothèses

- Le sol est un matériau rigide plastique de caractéristiques  $\gamma$ , **C** et  $\phi$ .
- semelle **filante** horizontale, parfaitement lisse.
- charge **verticale centrée**  $Q$  (par mètre linéaire).

Pour calculer la capacité portante ou la contrainte de rupture; on considère le principe de superposition de Terzaghi cas d'une semelle filante de longueur infinie, de largeur  $B$  et supportant une charge verticale centrée  $P$  par mètre de longueur sur un massif semi infini et homogène horizontal (Fig.II.6) obtenue par la relation générale suivante :

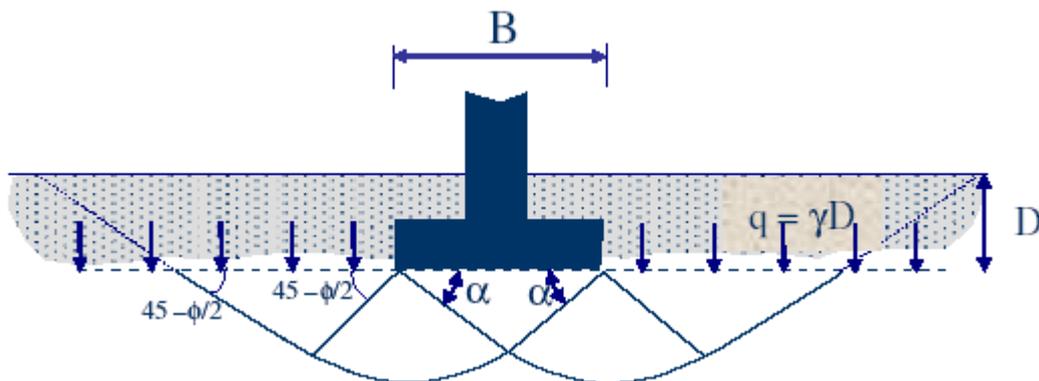


Fig.II.6 Schéma de rupture d'une fondation superficielle (9)

$$q_{ult} = cNc + \gamma DNq + \frac{\gamma B}{2} N\gamma \quad (\text{II.1})$$

$$\underbrace{\quad}_{\text{Terme cohésion}} + \underbrace{\quad}_{\text{Terme surcharge}} + \underbrace{\quad}_{\text{Terme surface}}$$

Avec :

$q_{ult}$  : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface)

$\gamma$  : poids volumique du sol sous la base de la fondation ;

$c$  : cohésion du sol sous la base de la fondation ;

$B$  : largeur de la fondation ;

$D$  : profondeur d'encastrement de la fondation

$N\gamma$ ,  $Nc$ ,  $Nq$  sont des facteurs de portance qui ne dépendent que de  $\phi$  le frottement interne du sol sous la base de la fondation

- **terme de surface** (ou de pesanteur). C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement.
- **terme de cohésion** ». C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant
- **terme de surcharge** » ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement ;  $\gamma$  est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

La méthode de superposition de Terzaghi consiste donc simplement à additionner ces trois termes. On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est du côté de la sécurité. (11)

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension, on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte)

$$\begin{aligned} Nc &= (Nq - 1) \cot\theta \\ Nq &= \tan^2 \left( 45 + \frac{\theta}{2} \right) e^{\pi \tan\theta} \\ N\gamma &= 1,5(Nq - 1) \tan\theta \end{aligned} \quad (\text{II.2})$$

Les facteurs de portance  $Nq$ ,  $N\gamma$  et  $Nc$  sont donnés en fonction de  $\phi$ , dans le tableau II.1 ci-après, pour des fondations rugueuses selon les recommandations de l'eurocode 7.

Tableau II.1 : Valeurs des coefficients  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_c$ 

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_\gamma$ (EC7)	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_\gamma$ (EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	<b>6.49</b>	<b>1.57</b>	<b>0.45</b>	<b>0.10</b>	30	<b>30.14</b>	<b>18.40</b>	<b>22.40</b>	<b>20.09</b>
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	<b>8.34</b>	<b>2.47</b>	<b>1.22</b>	<b>0.52</b>	35	<b>46.12</b>	<b>33.30</b>	<b>48.03</b>	<b>45.23</b>
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	<b>10.98</b>	<b>3.94</b>	<b>2.65</b>	<b>1.58</b>	40	<b>75.31</b>	<b>64.20</b>	<b>109.41</b>	<b>106.05</b>
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	<b>14.83</b>	<b>6.40</b>	<b>5.39</b>	<b>3.93</b>	45	<b>133.37</b>	<b>134.87</b>	<b>271.75</b>	<b>267.75</b>
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	<b>266.88</b>	<b>319.06</b>	<b>762.86</b>	<b>758.09</b>

### II.6.1.2 Calcul à court terme et à long terme

Le comportement d'un sol fin saturé diffère suivant que les excès de pression interstitielle (surpression) provoquée par l'application des charges ont eu ou non le temps de se dissiper. Il y a donc lieu de se préoccuper du calcul à court terme et à long terme (1)

#### ➤ Le calcul à court terme

Le calcul à court terme fait intervenir les contraintes totales et les caractéristiques non drainées du sol  $C = C_u$  et  $\phi = \phi_u = 0$

$$N_q(0) = 1 \quad N_\gamma(0) = 0 \quad N_c(0) = 5,14$$

$$D'ou : \quad q_l = 5,14 C_u + \gamma_2 D \quad (II.3)$$

Où  $\gamma_2$  est le poids volumique total du sol latéral

#### ➤ Le calcul à long terme

Le calcul à long terme fait intervenir les contraintes effectives et les caractéristiques drainées du sol ( $C = C'$  et  $\phi = \phi'$ )

$$q_l = \frac{1}{2} \bar{\gamma} B N_\gamma(\bar{\phi}) + \bar{\gamma} D N_q(\bar{\phi}) + C N_c(\bar{\phi}) \quad (II.4)$$

$\gamma'$  est le poids volumique effectif.

L'existence d'une nappe d'eau dans la zone d'influence a surtout pour effet de diminuer la contrainte effective dans le sol.

Le dimensionnement à court terme est généralement plus défavorable que celui à long terme.

**II.6.1.3. Influence de la forme de la fondation avec charge verticale et centrée (facteur de forme)**

Afin de tenir compte la forme de la fondation, La relation (II.1) est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs appelé les facteurs de forme  $S_\gamma$ ,  $S_c$  et  $S_q$ .

$$q_{ult} = cNcSC + \gamma DNqSq + \frac{\gamma B}{2} N\gamma S_\gamma \quad (II.5)$$

Les valeurs des coefficients  $S_\gamma$ ,  $S_c$  et  $S_q$  sont données dans le tableau II.2:

**Tableau II.2 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées) (11)**

FONDATIONS	Rectangulaires ou carrées $\frac{B}{L} = 1$		Circulaires
$S_\gamma^{(1)}$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8	0,6
$S_c$	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	1,3
$S_q$	1	1	1
<i>(1) Conditions drainée seulement.</i>			

**II.6.1.4 Influence de l'inclinaison de la charge**

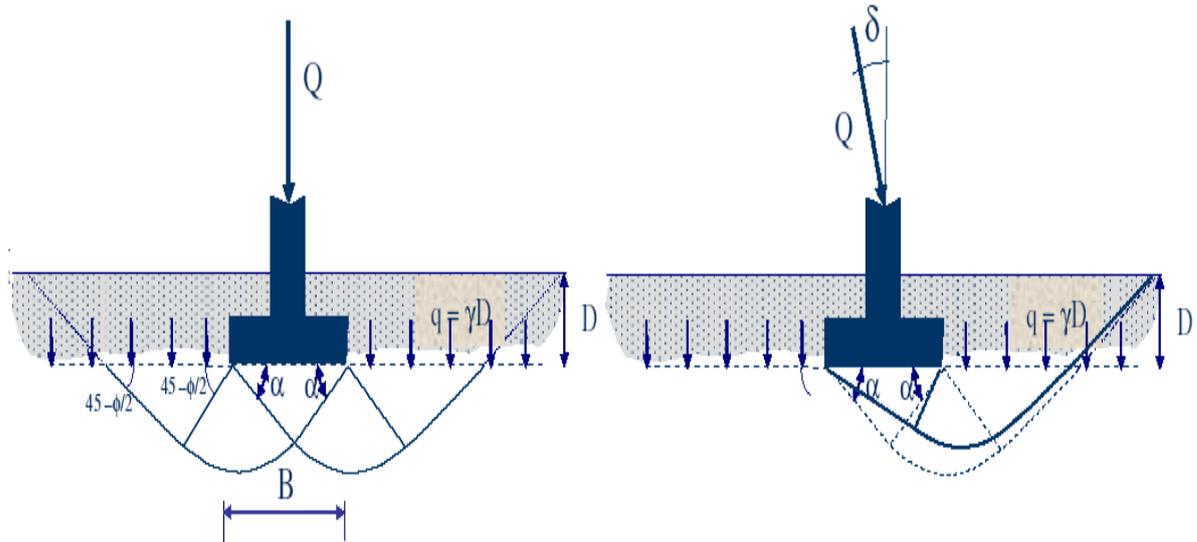
Une charge inclinée a pour effets de modifiée la zone d'influence avec une diminution de la capacité portante et un risque de glissement de la fondation. Fig.II.7

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_{ult} = cNcSC i_c + \gamma DNqSq i_q + \frac{\gamma B}{2} N\gamma S_\gamma i_\gamma \quad (II.6)$$

Avec  $i_c, i_q, i_\gamma$  coefficients de correction minorateurs :

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 \quad (II.7)$$



**Fig.II.7** Schéma de rupture d'une fondation superficielle avec une charge inclinée (9)

Il faut vérifier la stabilité contre le glissement avec un facteur de sécurité (F.S = 1,5) :

$$F.S = \frac{c.B + Q_v \tan\phi}{Q_h} \quad (\text{II.8})$$

c : cohésion

F<sub>v</sub> : composante verticale

F<sub>h</sub> : composante horizontale

#### II.6.1.5 Influence de l'excentrement de la charge

Une charge excentrique produit une distribution non uniforme des contraintes sous la semelle. (fig.II.8)

- Si la charge a un excentrement parallèle à la largeur B, on remplace dans tout ce qui précède la largeur B par une largeur réduite, selon Meyerhof (1953), donnée par :

$$B' = B - 2e \quad (\text{II.9})$$

$$e = \frac{M}{Q} \quad (\text{II.10})$$

On remplace dans la contrainte limite la largeur B par la largeur effective B'

$$q_{ult} = cNcSc + \gamma DNqSq + \frac{\gamma B'}{2} N\gamma S\gamma \quad (\text{II.11})$$

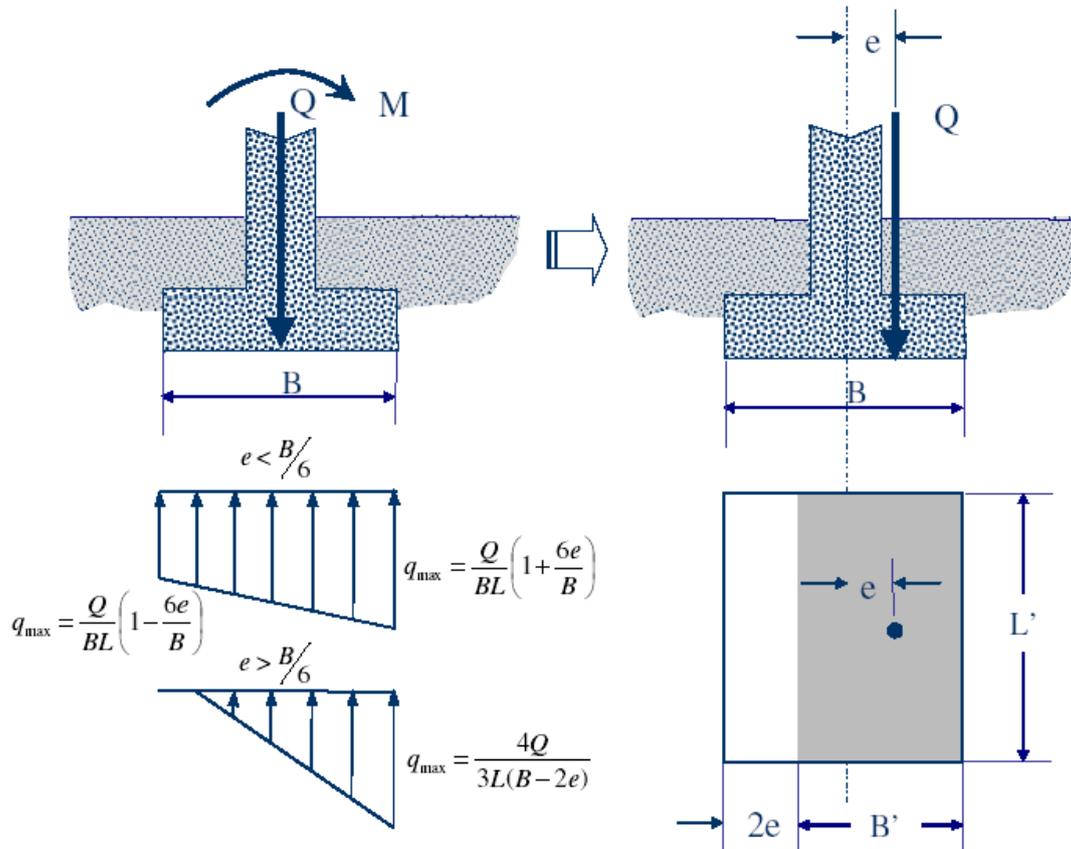


Fig.II.8 Influence de l'excentricité d'une charge verticale

- Si l'excentrement est parallèle à la dimension L alors on fait la même procédure avec la longueur en le remplaçant par une longueur réduite :

$$L' = L - 2e \quad (\text{II.12})$$

- Lorsqu'on est en présence d'une semelle isolée et que la charge est doublement excentrée, en remplaçant B et L par B' et L' respectivement.

La capacité portante totale est alors obtenue par :

- Pour une fondation rectangulaire ou carrée  $Ql = ql B' L' \quad (\text{II.13})$

- Pour une fondation circulaire  $Ql = ql \pi B' B' / 4 \quad (\text{II.14})$

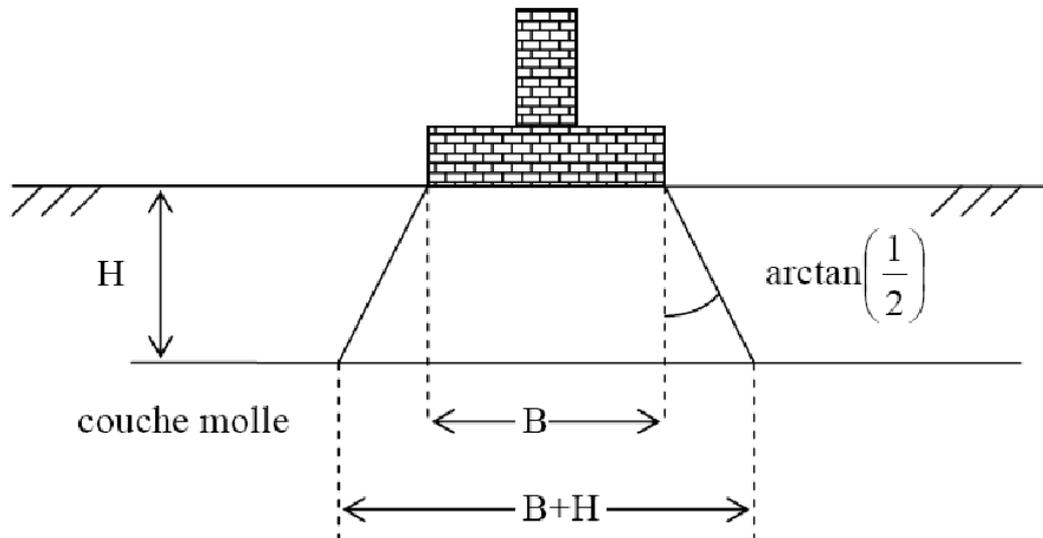
### II.6.1.6 Fondations sur sols hétérogènes

Une fondation repose souvent sur un massif constitué de plusieurs couches de sol; la vérification de la contrainte admissible pour le niveau d'assise n'est pas à elle seule suffisante.

Les valeurs des facteurs de portance indiqués ci-dessus sont valables dans le cas d'un sol homogène, ou bien homogène sur une épaisseur relativement importante. L'épaisseur doit être suffisante pour que le mécanisme de rupture puisse s'y développer.

La présence de deux couches de nature différente ou de la même nature mais dont les propriétés sont très différentes doit être traitée avec beaucoup de prudence on vérifiant sur certain profondeur que les contraintes transmises aux couches sous-jacentes soient admissibles.

Dans le cas d'une couche de sol homogène reposant sur une couche de sol molle de qualité moindre, on peut appliquer la méthode de la semelle fictive ; afin d'assurer la portance de cette couches molle située au-dessous de la couche porteuse on calcule la portance d'une fondation fictive posée sur le toit de la couche molle et ayant pour largeur  $B + H$ . **Fig.II.9**



**Fig.II.9** Méthode de la semelle fictive

## II.6.2 Détermination de la capacité portante à l'aide des essais in situ

Les essais in situ sont très utilisés pour déterminer la capacité portante des fondations superficielle, car ils intègrent mieux les hétérogénéités du sol ainsi que le comportement réel du sol (remaniement)

### II.6.2.1 Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique

Cette méthode a été développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + K_P(p_1 - p_0) = q_0 + K_P p_1^* \quad (\text{II.15})$$

Pour une profondeur d'encastrement  $D$  de la fondation on a :

$q_0$  : La contrainte verticale totale ;  $q_0 = \gamma_2 \cdot D$

$p_1$ : est la valeur de la pression limite mesurée au niveau de la fondation

$p_0$  : est la contrainte horizontale initiale du sol au repos mesurée au niveau de la fondation

— Les valeurs de  $p_1$  et de  $p_0$  sont déterminées après exploitation des résultats d'un essai pressiométrique, elles figurent sur une fiche d'un sondage pressiométrique.

## II.7 Tassement des fondations superficielles

Le tassement d'une structure est le résultat de la déformation du sol de fondation. On peut distinguer les phénomènes suivants :

- Déformations élastiques (rapide);
- Changement de volume conduisant à la diminution de la teneur en eau (consolidation); dans les sols granulaires, la consolidation est rapide et ne peut généralement être distinguée du tassement élastique. ; par contre dans les sols à grains fin (cohérent), le temps de consolidation peut être considérable.
- Mouvement de cisaillement généralisé;

Le tassement maximum qu'on peut accepter pour un bâtiment est en règle générale de 25 mm. Avec ce tassement de 25 mm, on estime que le tassement différentiel entre deux semelles ne dépassera pas 20 mm.

Les facteurs qui contrôlent le tassement dans les sols granulaires sont :

- Dimension de la semelle. Plus la semelle est large plus le tassement est grand (pour même niveau de chargement).
- Compacité du sol. Le tassement dans les sols granulaires est dû à la diminution des vides entre les grains. Plus le sol est compact (dense) avant l'application de la charge, moins il y'aura de tassement. On utilise généralement  $N$  pour déterminer la compacité du sol.

## II.8 Calcul des tassements

Il existe deux familles de méthodes d'évaluation du tassement des fondations superficielles :

- ✓ Les méthodes basées sur les essais de laboratoire. Il s'agit principalement de l'essai œdométrique. Cette méthode est utilisée surtout pour les sols fins cohérents.

- ✓ Les méthodes basées sur les essais in situ. Ces méthodes sont surtout utilisées pour les sols pulvérulents à cause des difficultés de prélèvement de carottes.

### II.8.1 Calcul du tassement par les essais in-situ

Pour déterminer le tassement d'une semelle on peut avoir recours à des essais sur le terrain.

#### II.8.1.1 calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai de plaque

On réfère généralement à l'essai de plaque (ASTM, 1997, essai D-1194-72)

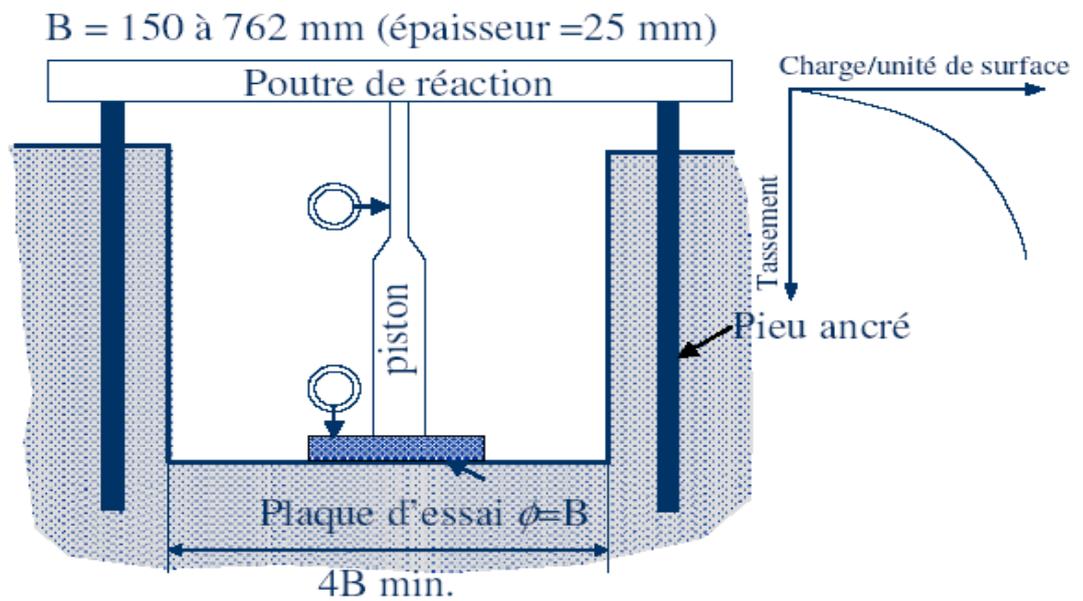


Fig.II.10 Essai de Plaque (9)

L'essai peut être effectué pour tous les sols. On calcule le tassement de la fondation à l'aide des relations :

$$\text{sol granulaire} \quad S_f = S_p \left( \frac{B_f}{B_p} \right)^2 \left( \frac{3,28B_p + 1}{3,28B_f + 1} \right)^2 \quad (II.16)$$

$$\text{sol cohérent} \quad S_f = S_p \left( \frac{B_f}{B_p} \right) \quad (II.17)$$

Avec

$S_f$  : tassement de la fondation de largeur  $B_f$

$S_p$  : tassement de la plaque de largeur  $B_p$

### II.8.1.2 calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai SPT

Le résultat du test de pénétration standard (SPT) est le nombre de coups  $N$  (résistance à la pénétration), nécessaire pour faire pénétrer le dispositif d'échantillonnage dans le sol ou la roche pour un intervalle de profondeur de pénétration de  $0,3 \text{ m}$  ( $1 \text{ ft}$ ).

MEYERHOF 1956

$$q_{adm} = 12NK_d \quad \text{si } B < 1.2\text{m} \quad (\text{II. 18})$$

$$q_{adm} = 8NK_d \left( \frac{B+0,3}{B} \right)^2 \quad \text{si } B > 1.2\text{m} \quad (\text{II. 19})$$

Avec

$Q_{adm}$  : pression admissible (kpa)

$B$  : largeur de la semelle (m)

$N$  : Valeur de l'essai SPT non corrigé

$K_d$  : facteur de profondeur

$$K_d = 1 + \frac{D}{3} \quad \text{si } D < B \quad (\text{II. 19})$$

$$K_d = 1,3 \quad \text{si } D > B \quad (\text{II. 20})$$

### II.8.1.3 calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai œdométrique

Le tassement d'une semelle peut être calculé en divisant le massif de sol en couches : pour chaque couche, on calcule les valeurs des contraintes, initiale et finale, à mi-hauteur. On détermine ensuite le tassement de chaque couche. Le tassement total est la somme des tassements pour l'ensemble des couches

Le calcul du tassement avec la méthode œdométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène

$$S = \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[ C_s \cdot Lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot Lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right] \quad (\text{II. 21})$$

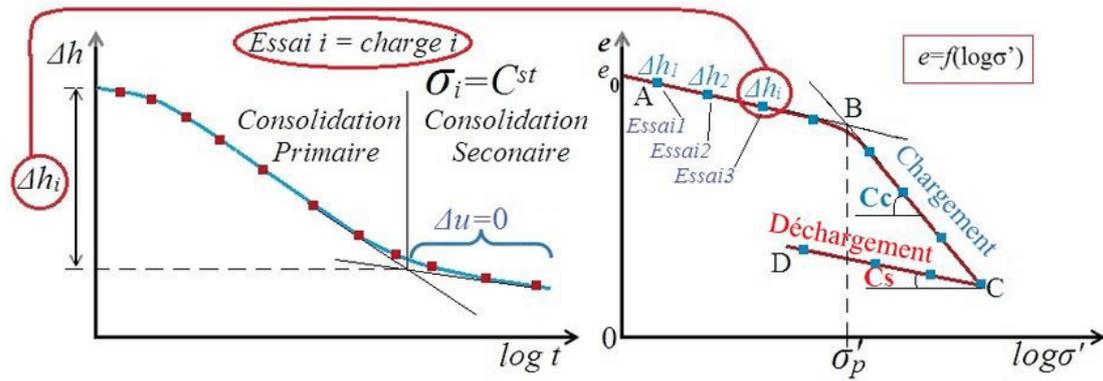


Fig.II.11 Essai œdométrique (7)

## II.9 Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté le calcul des fondations superficielles suivant les différentes modes de rupture du sol sous le semelle superficielle ; on a présenté le calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoires et les essais in situ pour les différents types de semelle et les différentes géométries et cas de chargement ; et le calcul de tassement afin d'assurer un tassement admissible.

## Chapitre III Calcul des fondations Profondes

### III.1 Introduction

Lorsque les charges apportées par un ouvrage est très importante et que les couches superficielles sont compressibles (vase, argiles moles..) peut plus supporter les charges de la super structure ; on envisage des fondations profondes (pieux) ou semi profondes (puits) afin de fondé notre ouvrage sur des couches résistante en profondeur.

D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « **pieu** »

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées ; soit par la résistance en pointe ou par le frottement latéral ou bien les deux au même temps résistance de pointe et frottement latéral.

Ses dimensions sont définies par :

- D : Longueur de fondation enterrée dans le sol
- B : largeur de la fondation ou diamètre

Au-delà de  $D/B > 5$  à  $6$ , et  $D > 3$ , nous sommes dans le domaine des fondations profondes. **Fig. III.1**

### III.2. Classification des pieux

Un pieu est un élément structural mince et profilé mis en place par fonçage ou battage et utilisé pour transmettre des charges en profondeur lorsque l'utilisation de fondations superficielles n'est pas économique ou impossible. Couramment les éléments utilisés peuvent varier d'un diamètre de 300 mm à 900 mm.

- Il existe aussi ce qu'on appelle les caissons forés ou pieux forés qui sont des éléments structuraux mis en place par forage. Le diamètre d'un caisson foré peut varier de 300 mm à 3500 mm.
- Il existe aussi des caissons qui sont des structures de béton armé et enfoncées dans le sol par creusage à l'intérieur de la structure.

Les pieux sont généralement classé selon deux modes le mode de réalisation et le mode de fonctionnement

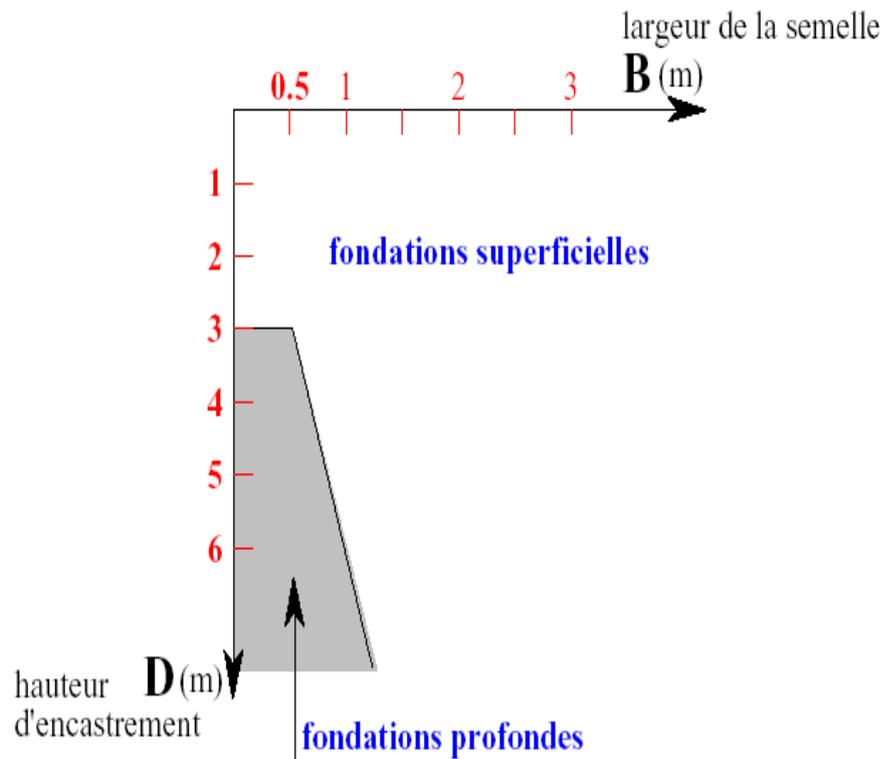


Fig. III.1 : La hauteur d'encastrement d'une fondation profonde (11)

### III.2.1. Classification suivant le mode de réalisation

#### III.2.1. 1 Selon les matériaux de réalisation

- ✓ **Acier.** Ce sont surtout des profilés en H ou encore des sections évidées (carrées ou circulaires). Ils sont foncés par battage ou par vibration. Fig III.2



Fig III.2 Profilés métalliques battus (11)

- ✓ **Béton.** Il existe des pieux en béton qui peuvent être enfoncés par battage (exemple : pieux Hercules). Ces pieux sont préfabriqués par sections de différentes longueurs et ils sont vissés les uns aux autres. Les pieux en béton sont le plus souvent coulés sur place avec un béton conventionnel.

Les pieux à base élargie sont confectionnés avec un béton sec battu à l'aide d'un marteau

- ✓ **Bois.** Les pieux de bois sont passablement utilisés .On utilise les conifères traités dont la section est variable. Ils sont utilisés même comme pieux flottants dans l'argile.
- ✓ **Composite.** Ce sont habituellement des tubes en acier remplis de béton. Il existe plusieurs variantes.

### III.2.1. 2 Selon la mise en place

- Les pieux battus les pieux battus sont des pieux préfabriqués en béton armé ou en acier ; ils sont mis en place par battage avec un mouton ou marteaux peuvent être à chute libre, vapeur ou diesel .
- Des pieux vibro-foncés ils sont mis en place par vibrofonçage, ce qui remanie profondément le sol environnant. Les vibrateurs sont identiques à ceux utilisés pour les palplanches (utilisés dans les sols lâches).
- Les pieux moulés sont réalisés par forage préalable d'un trou dans lequel on coule du béton ; pré-forage et maintien des parois à l'aide d'un tube ou de la bentonite le sol environnant est donc très peu remanié.
- Entre ces deux types extrêmes (battu ou foré), il existe toute une série de réalisations intermédiaires.

Le battage des pieux densifie les sols granulaires à l'état lâche. Ainsi la capacité d'un pieu battu est plus grande que celle d'un pieu foré. Mais dans les argiles, le fonçage d'un pieu remanie celle-ci. Après le fonçage, il y a une perte de résistance mais l'argile au contact du pieu se reconsolide avec le temps (quelques semaines).

### III.2.2. Classification suivant le mode de fonctionnement

La charge transmise au pieu peut-être reprise par friction le long du fût du pieu et/ou en pointe à la base.

- **Pieu en pointe** : effet de pointe si on repose sur une couche très dure une grande partie de la charge est reprise en pointe.
- **Pieu flottant** : Effet de frottement latéral transmettent essentiellement leurs charges par frottement latéral et ne reposant pas sur une couche résistante.
- **Pieux frottant à la base** : Effet de pointe et frottement latéral frottement latérale à la partie inférieur du fut qui doit s'ajouter à la résistance de pointe.

FigIII.3

La charge limite du pieu  $Q_{ult}$  est obtenue en additionnant la charge limite de pointe  $Q_p$  qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite  $Q_f$  mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_f \quad (III.1)$$

Avec  $Q_p$  est la résistance mobilisée en pointe

$Q_f$  est la résistance mobilisée par friction

$Q_{ult}$  est la résistance ultime du pieu

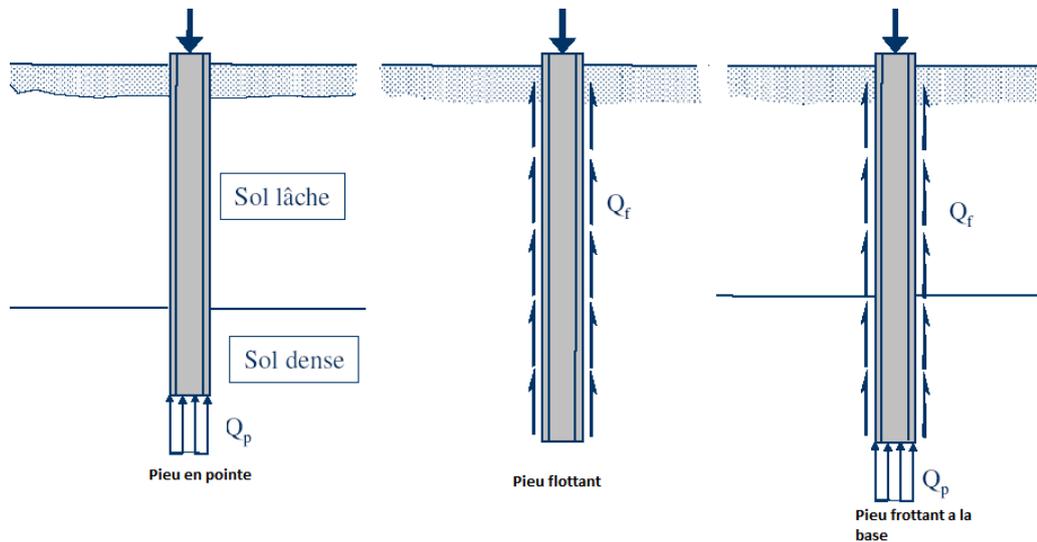


Fig III.3 Modes de transfert des charges

### III.3 Capacité d'un pieu

#### III.3.1 Détermination de la charge limite d'un pieu isolé cas d'un sol granulaire

Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale. Le pieu traverse différentes couches de sol de qualité plus ou moins bonnes pour s'ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécaniques favorables. Cette couche s'appelle couche d'ancrage ou substratum résistant.

- Théoriquement, il est possible d'évaluer la capacité en pointe d'un pieu à l'aide de l'expression classique la capacité portante :

$$Q_p = c N_c + \gamma D N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (III.2)$$

L'effort de pointe est proportionnel à la section de la base du pieu et à la résistance du substratum

- Théoriquement, il est possible d'évaluer la capacité en friction à partir de la contrainte effective et la friction entre le sol et le pieu :

$$Q_f = 2\pi R L f_L \quad f_L = K\sigma'_0 \tan\delta \quad (III.3)$$

L'effort de frottement latéral est proportionnel à la surface de contact entre le pieu et le sol et au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol)

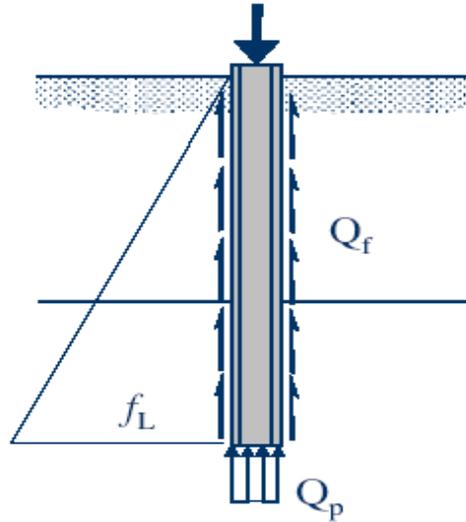


Fig III.4 Capacité d'un pieu dans un sol granulaire

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif)

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol a tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.(11)

- **Capacité en pointe** : Meyerhof (1976) a proposé une relation pour évaluer la capacité en pointe d'un pieu basée sur les valeurs de N de l'essai SPT

$$Q_p(KN) = m N A_p \quad (III.4)$$

**m** est un coefficient empirique égal à 400 pour les pieux battus et 120 pour les pieux forés

**N** est la valeur de N à la base du pieu

**A<sub>p</sub>** est la section du pieu à sa base (m<sup>2</sup>)

- **Capacité en friction** : Meyerhof (1976) a proposé une relation pour évaluer la capacité en friction basée sur les valeurs de N

$$Q_f(KN) = n \bar{N} D A_s \quad (III.5)$$

$n$  est un coefficient empirique égale à 2 pour les pieux battus et à 1 pour les pieux forés

$\bar{N}$  est une valeur moyenne le long du pieu

$A_s$  surface extérieure du pieu par mètre de longueur (m<sup>2</sup>/m.l.)

$D$  profondeur du pieu dans le sol (m).

Un coefficient de sécurité de 4 doit être appliqué à la charge ultime

$$Q_{adm}(KN) = \frac{Q_p + Q_f}{4} \quad (III.6)$$

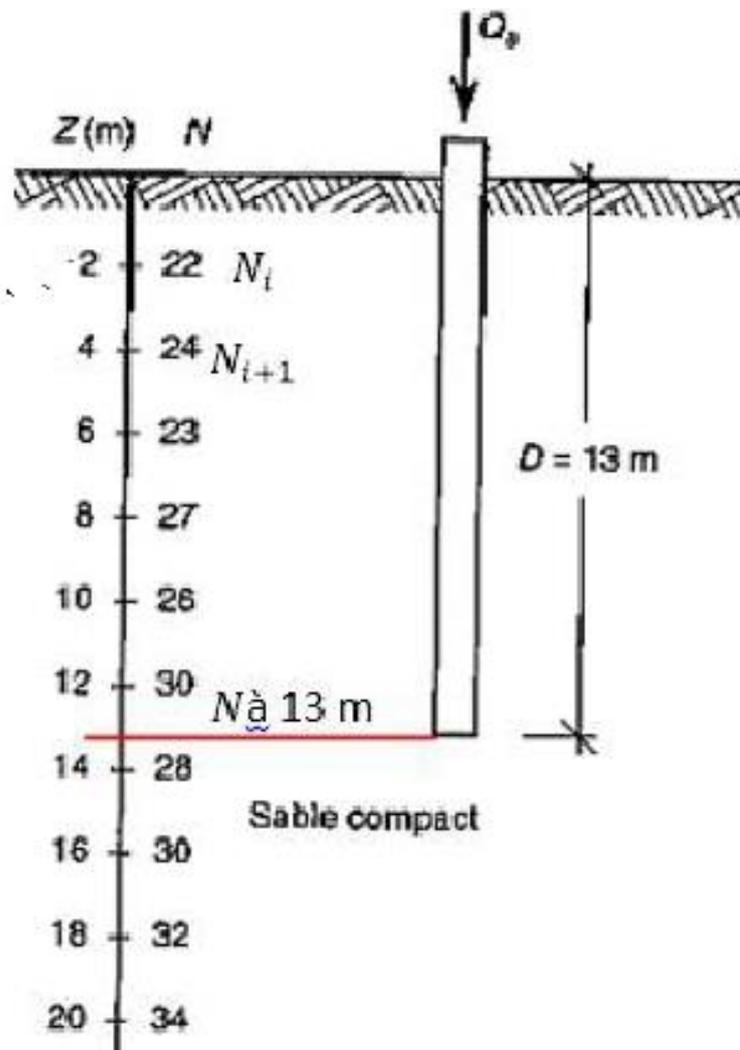


Fig III.5 Capacité axiale d'un pieu dans un sable.(1)

### III.3.2 Détermination de la charge limite d'un groupe de pieux cas d'un sol granulaire

Lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé et la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé. Il se produit un effet radier. Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au-delà de celles générées par un pieu isolé. Fig III.6

L'espacement centre en centre entre les pieux d'un groupe doit être de 2 à 3,5 fois le diamètre du pieu.

Si l'espacement est supérieur à 7 fois le diamètre d'un pieu, on considère que chacun des pieux travaille isolément. Fig III.7

De façon sécuritaire on estime :

$$Q_{ult(groupe)} = Q_{ult(1pieu)} \times \text{nbre de pieux} \longrightarrow \text{pieux battus} \quad (III.7)$$

$$Q_{ult(groupe)} = 0,66 \times Q_{ult(1pieu)} \times \text{nbre de pieux} \longrightarrow \text{pieux forés} \quad (III.8)$$

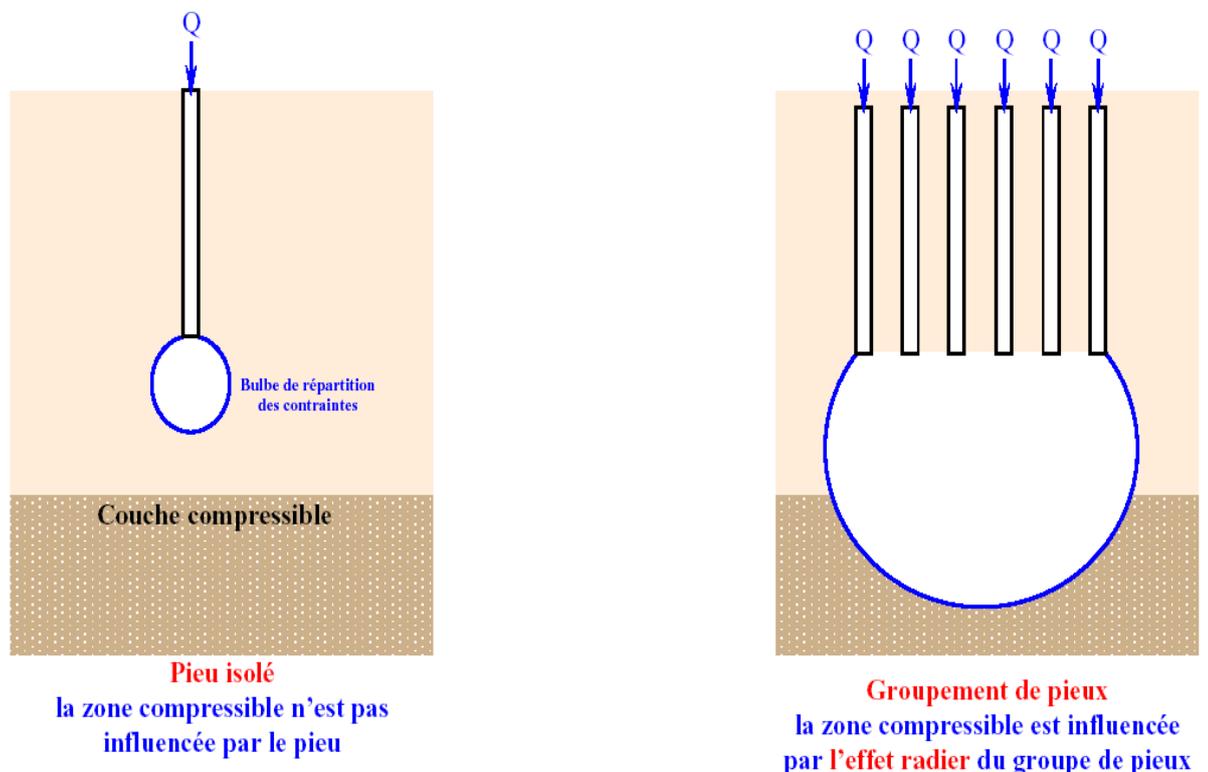


Fig III.6 Effet d'un groupe de pieux (11)

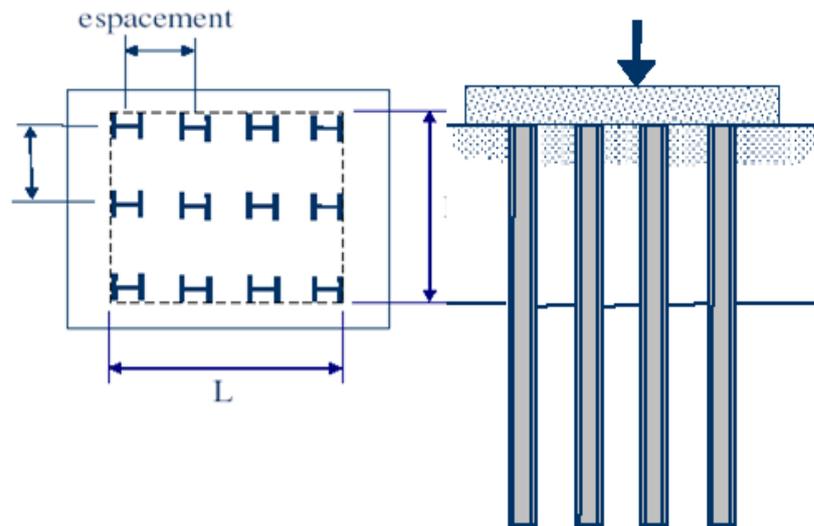


Fig III.7 Espace entre groupe de pieux

### III.3.3 Tassement des pieux pour les sols granulaires

Il n'y a pas d'approches théoriques valables pour estimer le tassement d'un pieu dans les sols granulaires. On utilise plutôt des méthodes empiriques.

L'expérience a montré que le tassement d'un pieu dans les sols granulaires est fonction du rapport de la charge appliquée sur la charge ultime ainsi que du diamètre du pieu.

- Dans le cas des pieux à déplacement, on propose la méthode de Vesic (1970, 1977) qui est valable pour des conditions de chargement normales. (9)

$$Q_{transmis} = \frac{Q_{ult}}{4} \quad (\text{III. 9})$$

$$S = \frac{D}{100} + \delta \quad (\text{III. 10})$$

Avec

**S** est le tassement de la tête en cm

**D** est le diamètre du pieu en cm

**δ** est la déformation élastique du pieu en cm = 100QL

**Q** est la charge appliquée en Kn

**A** est la section du pieu en m<sup>2</sup>

$L_p$  est la longueur du pieu en m

$E$  est le module d'élasticité du matériau en kPa  $E = \begin{cases} 5000(f_c \times 10^3)^{1/2} & \text{béton} \\ 200 \times 10^6 & \text{acier} \\ 13 \times 10^6 & \text{bois} \end{cases}$

➤ Pour le tassement d'un groupe de pieux, Vesic(1970) propose la relation suivante :

$$S_{\text{groupe}} = S_{1 \text{ pieu}} \sqrt{\frac{B}{b}} \quad (\text{III. 11})$$

$B$  est la largeur du groupe

$b$  est le diamètre d'un pieu

### III.3.4 Détermination de la charge limite d'un pieu isolé cas d'un sol cohérent

L'évaluation de la capacité des pieux dans les argiles raides est particulièrement difficile. Les essais de chargement sont fortement conseillés. L'enfoncement des pieux dans l'argile remanie le matériau au contact du pieu. Avec le temps, l'argile se reconsolide et redéveloppe de la résistance qui normalement inférieure à la résistance non drainée originale de l'argile. Le rapport entre l'adhésion et la résistance non drainée de l'argile sera plus élevée pour les argiles de faible résistance ainsi que sur les pieux de bois et de béton.

- Si  $Cu < 100 \text{ kPa}$  Le pieu travaille surtout en friction
- Si  $Cu > 100 \text{ kPa}$  Le pieu travaille à la fois en pointe et en friction

- **Capacité en pointe :**

La résistance en pointe peut être estimée à l'aide de la relation suivante :

$$Q_p(\text{KN}) = N_c Cu A_p \quad (\text{III. 12})$$

- $Cu$  est la résistance au cisaillement non drainé (kPa)
- $A_p$  est la section du pieu à sa base, m<sup>2</sup>

•  $N_c$  est une valeur empirique =  $\begin{cases} 9 & D < 0,5m \\ 7 & 0,5m < D < 1m \\ 6 & D > 1m \end{cases}$

- **Capacité en friction**

La résistance en friction peut être déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$Q_f(\text{KN}) = \alpha Cu A_s \quad (\text{III. 13})$$

$\alpha$  est un facteur d'adhésion (Fig III.8 Tableau III.1)

$Cu$  est la résistance non-drainée (kPa)

As surface extérieure du pieu en m2

**Tableau III.1** Coefficient d'adhérence  $\alpha$  du fut du pieu et de l'argile, d'après le manuel canadien d'ingénierie des fondations

Cu(KPA)	Coefficient d'adhérence $\alpha$	
	Pieux en bois ou en béton	Pieux en acier
10	1	0,9
20	1	0,88
30	1	0,8
40	0,95	0,71
50	0,86	0,62
60	0,78	0,54
70	0,71	0,48
80	0,66	0,44
90	0,61	0,4
100	0,57	0,37

S'il n'y a pas d'essais de chargement de prévu, un facteur de sécurité de 3 est recommandé.

$$Q_{adm}(KN) = \frac{Q_p + Q_f}{3} = Cu \left[ \frac{N_c A_p + \alpha A_s}{3} \right] \quad (III.14)$$

### III.3.5 Détermination de la charge limite d'un groupe de pieux cas d'un sol cohérent

- Capacité d'un groupe de pieux

- Si  $Cu < 100 \text{ kPa}$        $Q_{ult}(\text{groupe}) = 70\% Q_{ult}(\text{1 pieu}) \times \text{nbre de pieux}$       (III.15)
- Si  $Cu > 100 \text{ kPa}$       On néglige l'effet de groupe

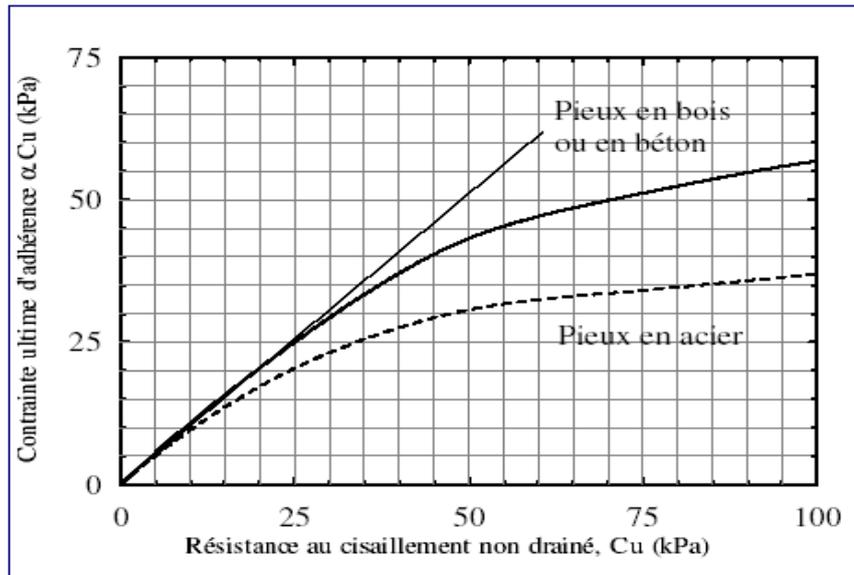


Fig III.8 Valeurs de facteur d'adhérence en fonction de type de pieu

### III.3.6 Tassement des pieux pour les sols cohérents

On ne dispose pas de méthodes valables pour évaluer le tassement d'un pieu dans l'argile. Il est cependant très rare qu'un pieu soit utilisé isolément dans l'argile. L'essai de chargement ne permet pas d'estimer le tassement car c'est un essai à court terme.

Le tassement d'un groupe de pieux dans l'argile peut être estimé plus facilement en utilisant l'approche proposée par Terzaghi et Peck. Cette méthode qui suggère de simplifier l'analyse en simulant une distribution sur semelle est sécuritaire mais aussi pénalisante. Fig III.9

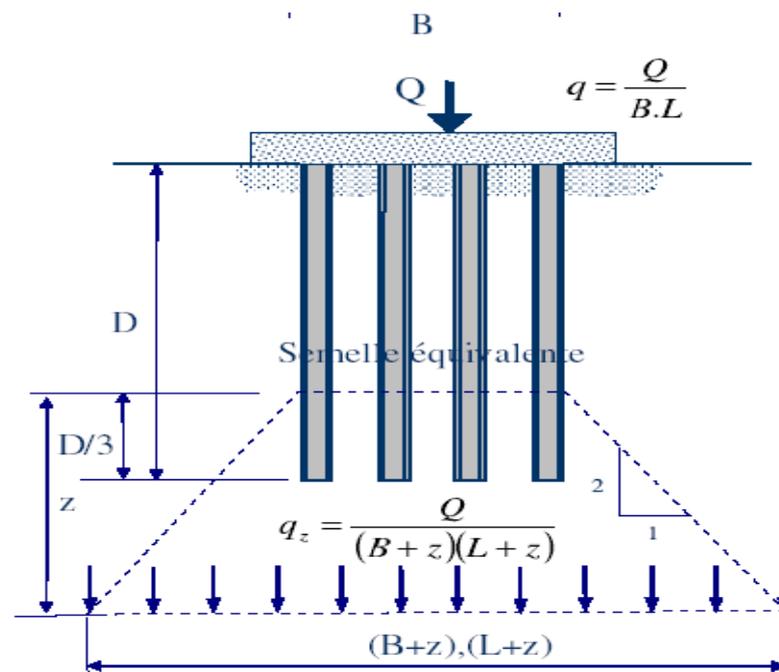


Fig III.9 Tassement d'un groupe de pieux d'après Terzaghi et Peck ( 9)

➤ cas de friction négative

Les conditions de chargement au voisinage des pieux peuvent créer une friction négative sur les pieux qui va réduire la capacité admissible à la tête des pieux.

Lorsqu'un pieu traverse une couche de sol compressible et a sa pointe fondée dans un sol résistant, le tassement, lié à une surcharge sur la couche compressible ou à un rabattement de nappe, provoque un frottement négatif  $F_n$  sur le fût du pieu, qui accroît l'effort sur la pointe.

- La friction négative totale qui peut être mobilisée le long du pieu peut être évaluée de la même façon que pour l'évaluation de la capacité du pieu en friction ( $Q_f$ ):

$$Q_f(KN) = \alpha C_u A_s \quad (III. 16)$$

$\alpha$  est un facteur d'adhésion (Fig III.8)

$C_u$  est la résistance non-drainée (kPa)

$A_s$  surface extérieure du pieu en m<sup>2</sup>

- Le frottement négatif peut rapidement devenir très pénalisant vis-à-vis de la charge limite en pointe. On cherche à le limiter par exemple en pré chargeant le sol de fondation afin d'obtenir la majeure partie du tassement avant réalisation des pieux par un choix judicieux du type de pieu.
- Il est important de noter que la friction négative et la résistance en frottement positive du fût ne peuvent pas s'exercer simultanément sur une même longueur de pieu.

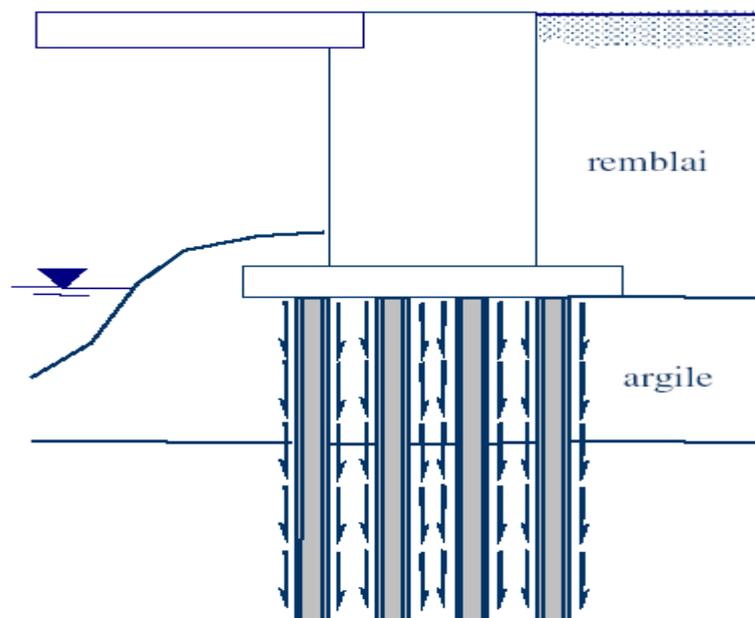


Fig III.10 Friction négative du pieu ( 9)

**III.4. Conclusion**

Les fondations profondes sont présentées dans ce chapitre on a présenté les différents type des pieux classés selon leurs modes d'exécution ou bien suivant le mode de fonctionnement, et on a détaillé les méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé ou d'un groupe des pieux pour un sol granulaire et des sols cohérents par la suite on a évalué le tassement pour chaque cas.

## Chapitre IV

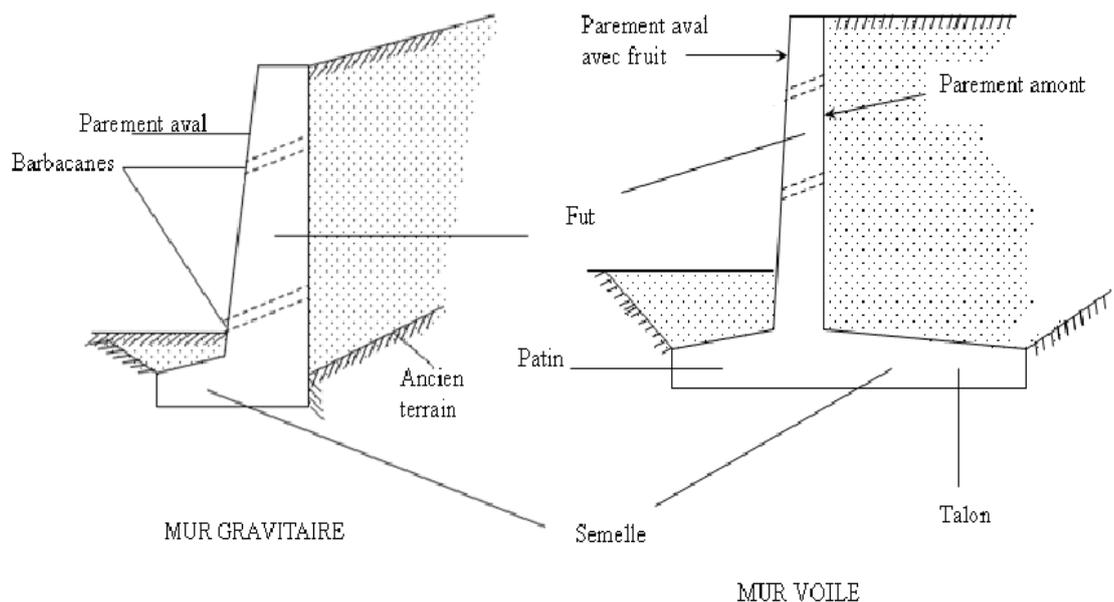
## Ouvrages de soutènement et renforcement

## IV.1 Introduction

Lorsque les massifs de terres, dans des conditions géométriques données, ne peuvent présenter une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement ou l'éboulement, ils doivent être retenus par des ouvrages dits ouvrages de soutènements. La pente d'un talus occasionne généralement une perte d'espace, que le mur vertical permet de récupérer. Le mur peut également servir de butée pour des pentes naturelles instables. Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour créer un dénivelé entre des terres en leur amont et en leur aval. Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. Il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai. Ce massif pouvant lui-même porter des surcharges. Il peut être aussi utilisé pour retenir l'eau ou d'autres matériaux tels que le charbon, l'argile, etc.

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles :

- **un fut** : paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière
- **une semelle de fondation** : dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage. Fig IV.1



**Fig IV.1** Nomenclature e des termes usuels des murs de soutènement (15)

## IV.2. Classification des ouvrages de soutènements

### IV.2.1 Selon la forme et les matériaux constitutifs

Les soutènements peuvent être classés en trois grandes catégories selon leurs formes géométriques et leurs matériaux de constructions :

- ❖ Murs de soutènements classiques Murs poids en maçonnerie ou en béton, murs en béton armé avec semelle, murs en contreforts, murs semi-gravité, murs cellulaires, murs caissons, gabions, etc. et trois modes principaux peuvent être distingués : Poids de l'ouvrage, Encastrement, Ancrage.
- ❖ Massif en terres renforcés ils s'agissent essentiellement de la terres armée, murs en géotextiles ou en gabions armée, les parois clouées etc.
- ❖ Ecrans plans de soutènement ce sont des écrans minces descendant généralement, sous le niveau du fond de fouille de manière à mobiliser la butée des terres. Leur stabilité est assurée grâce à cette butée et /ou un système de tirants d'ancrages.

### IV.2.2 Classification selon la rigidité de l'ouvrage

Les ouvrages de soutènement sont également classés en deux catégories selon leur rigidité :

- **Les ouvrages rigides** Cette catégorie comprend aux murs-poids ; mur cantilever en BA. dont la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage, et les murs courants en béton armé qui sont considérés pratiquement rigides. Dans ce dernier type, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle et la poussée est reprise par l'encastrement de l'ouvrage dans le sol.
- **Les ouvrages souples** A cette catégorie des écrans appartiennent les rideaux de palplanches ; parois moulées de grande hauteur. dont la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

Compte tenu de la difficulté de calcul des soutènements souples, ce chapitre ne s'intéressera qu'aux soutènements rigides.

## IV.2.3 Différents types des murs soutènements rigides

## IV.2.3.1 Murs gravitaires ou murs-poids

Ce sont des ouvrages résistants par leur poids propre. Ces murs sont massifs et réalisés en béton non armé ou en maçonnerie épaisse pierres ou de briques, Le mur poids est plus large à sa base et décroît progressivement avec la hauteur. Son épaisseur varie. Fig IV.2

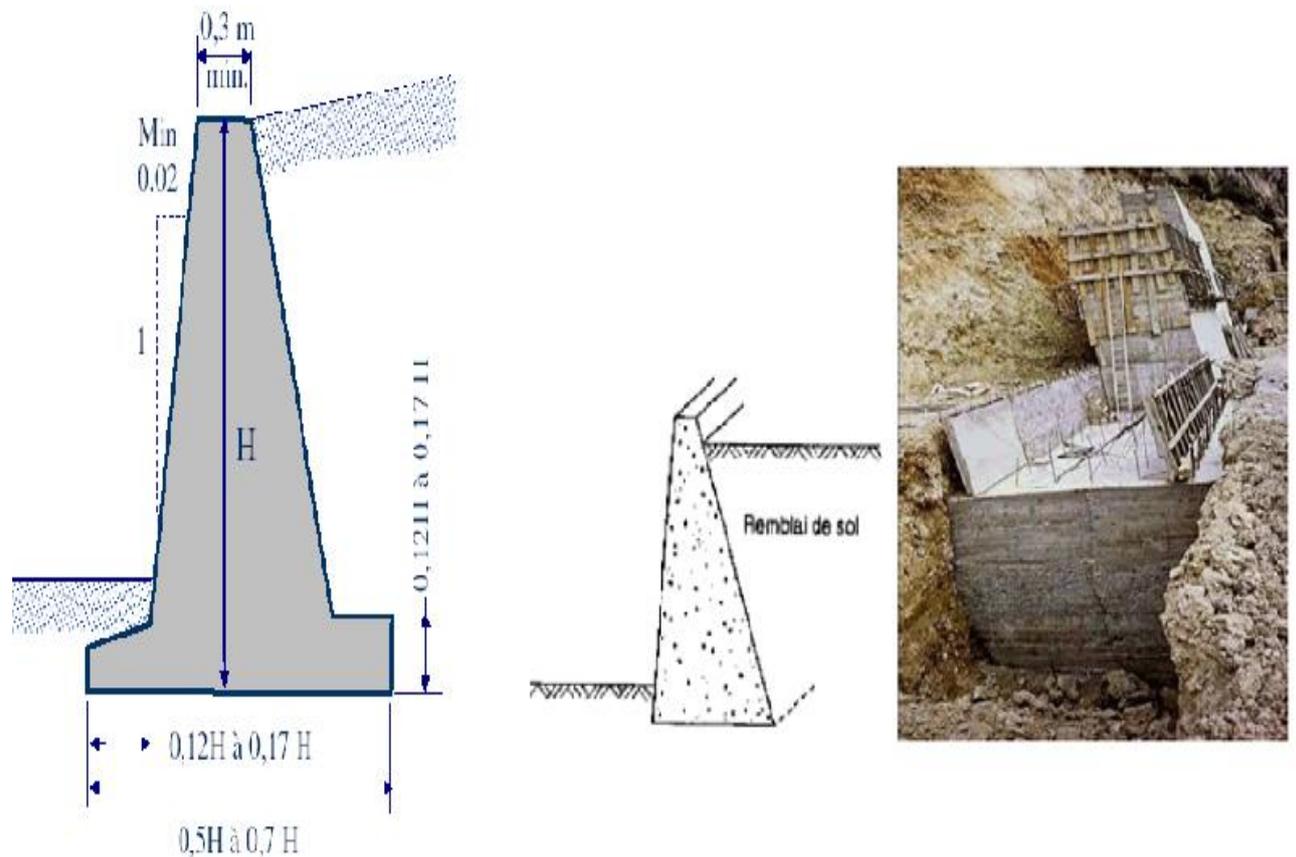
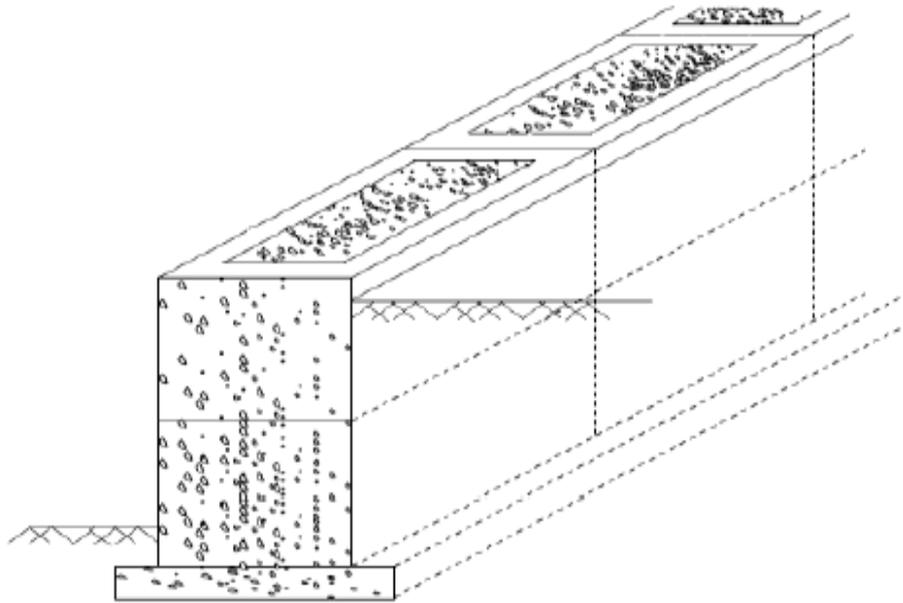


Fig IV.2 Mur poids (1)

Quelques exemples sur des murs gravitaires.

- a) **Mur à caissons** est le plus résistant. Il est constitué d'un ensemble de boites alignées, superposées, Chaque boite ou caisson est remplie de sol, de pierres. La stabilité du mur est assurée par la largeur des caissons et le poids du matériau de remplissage. Fig IV.3

- b) **Mur gravitaire en maçonnerie** Ce sont des murs constitués de pierres, de moellons ou de briques jointoyés



**Fig IV.3** Mur à caissons (5)

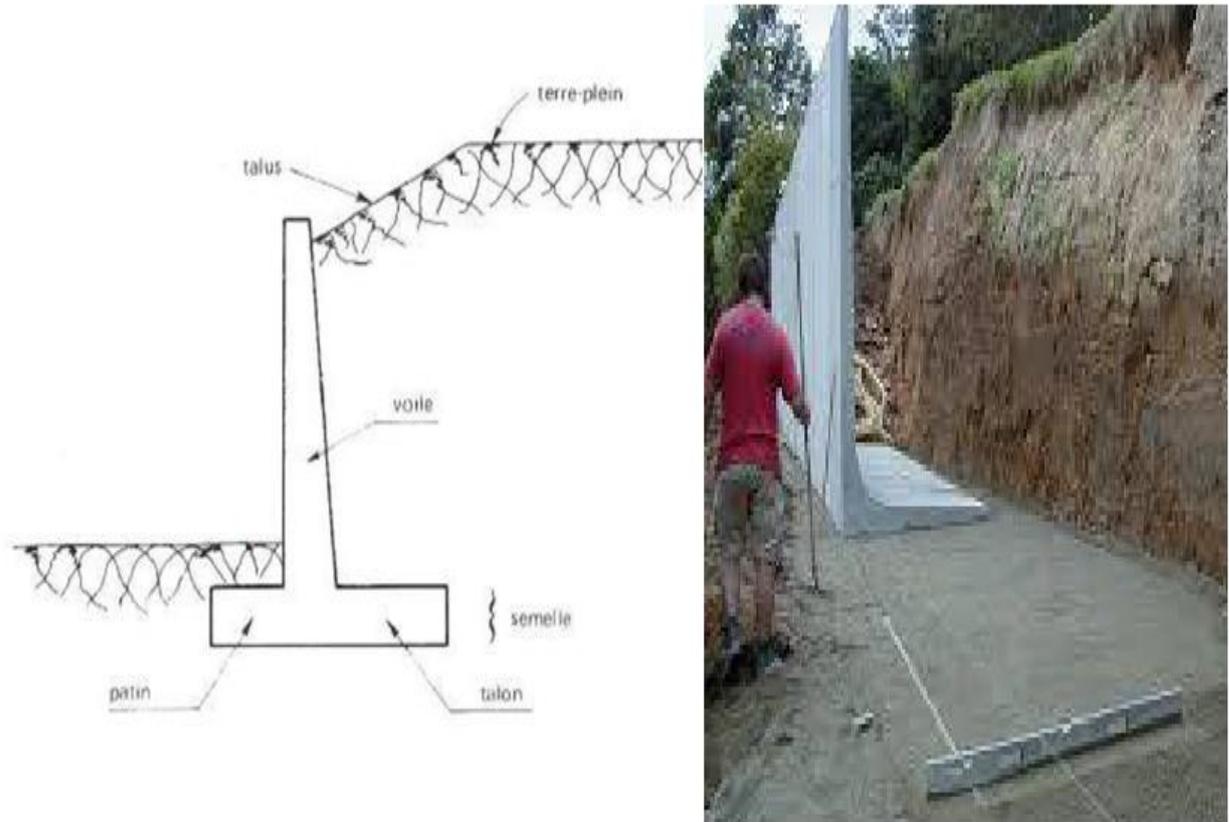
#### IV.2.3.2 Murs-voiles

Ce sont des ouvrages utilisant comme élément de stabilisation le poids des terres soutenues par l'intermédiaire de leur semelle de fondation une large semelle filante chargée de sol du côté amont ainsi que par son propre poids. Le sol s'appuyant sur le mur du côté aval de même que la butée optionnelle placée sous la semelle s'opposent aux forces de glissement. De tels murs sont réalisés en voiles minces de béton armé et peuvent avoir des formes plus ou moins compliquées. Les semelles de tels murs comportent un patin ou bec et un talon avec parfois une bêche à l'arrière.

Quelques exemples sur des murs-voiles.

##### a) **Mur en «T renversé» classique**

Le mur en «T renversé» est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. Fig IV.4



**Fig IV.4** Mur en T renversé

**b) Mur à contreforts:**

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile. Fig IV.5

**IV.3 Stabilité des murs de soutènement**

Un mur est stable si le terrain environnant est capable de maintenir celui-ci compte tenu des charges qui lui sont appliquées.

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient.

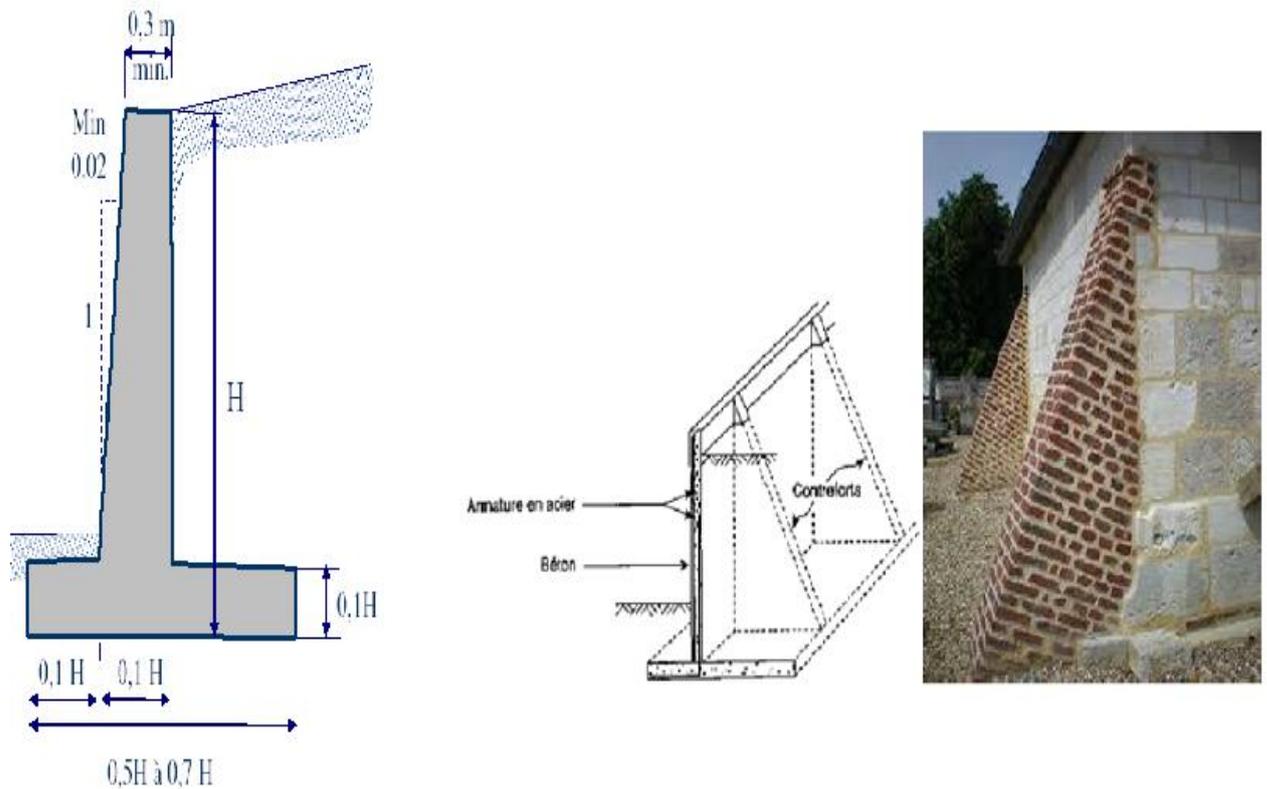


Fig IV.5 Mur a contrefort (1)

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité. Le dimensionnement d'un mur nécessite la détermination de sa géométrie et son ferrailage (pour un mur en béton armé), pour qu'il soit stable sous l'action des forces suivantes Fig IV.6

- **W** le poids du mur
- **Fa** la force de poussée
- **Fp** la force de butée
- **R** la réaction du sol sous la fondation

Le dimensionnement comporte les étapes suivantes en ce qui intéresse la stabilité externe :

- ✓ Calcul des efforts de poussée et de butée
- ✓ Sécurité contre le glissement sur la base du mur
- ✓ Sécurité au renversement
- ✓ Sécurité contre la rupture du sol de fondation

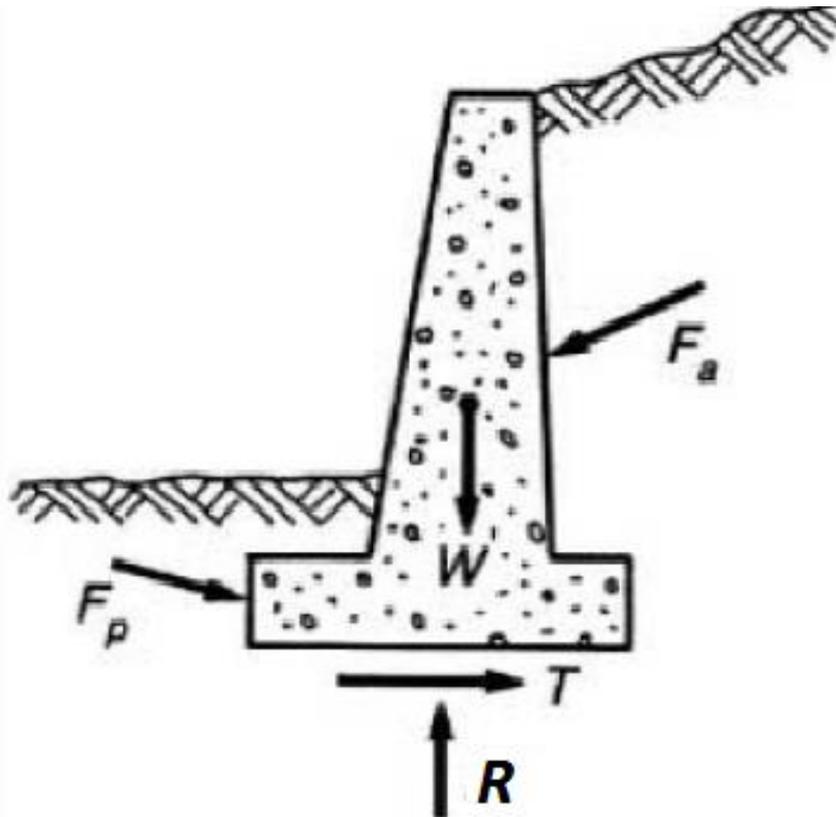


Fig IV.6 Forces s'exerçant sur un mur-poids.

#### IV.3 .1 Bilan des efforts extérieurs appliqués à un mur

Le bilan complet des efforts extérieurs appliqués au mur de soutènement fait apparaître :

- $P_a$  l'effort due à la poussée des terres qui se décompose en deux composantes une vertical et une autre horizontal
- $P_b$  l'effort de butée généré par la terre devant le mur
- $W$  le poids propre du mur
- $H$  l'apport de la cohésion  $C$  sous la forme d'un effort  $H$ . (effet de collage)  $H=CxB$
- $R$  la réaction d'appui du sol sur le mur. Le seul effort qui ne peut pas être calculé directement est  $R$ . Mais la somme des forces suivant la verticale permet de le déterminer aisément :

$$\bullet \quad R_V = W + P_V \quad (IV.1)$$

$$\bullet \quad R_H = R_V \tan \phi = (W + P_V) \tan \phi \quad (IV.2)$$

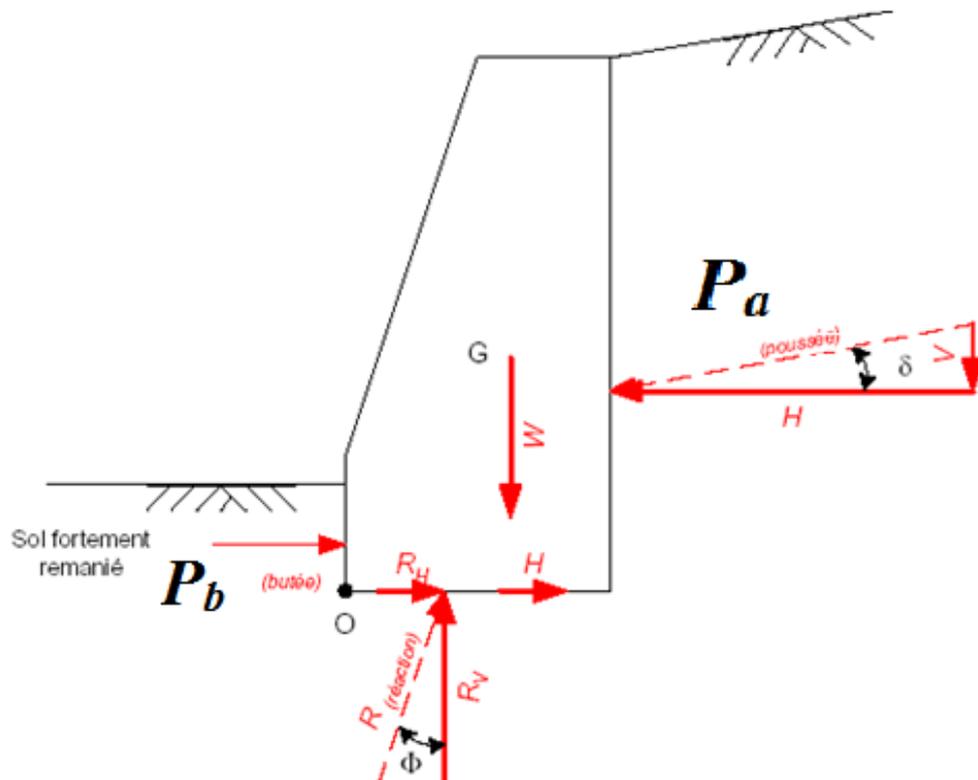


Fig IV.7 bilan des efforts appliqués sur le mur (13)

### IV.3 .2 Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur

Le coefficient de sécurité correspondant est défini comme le rapport des forces résistantes ET des forces motrices le long de la surface de rupture.

Vérifier le déplacement du mur par glissement sur le plan de sa fondation, il faut comparer : La composante tangentielle  $T$  de la résultante  $R$  dans le plan de fondation (la composante horizontale) à la résistance que le terrain de fondation est capable d'opposer au glissement

La valeur du coefficient de sécurité doit être supérieure ou égale à 1,5

$$\frac{\Sigma \text{ des efforts horizontaux retenant l'ouvrage}}{\Sigma \text{ des efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1,5 \quad (IV.3)$$

$$FS = \frac{c.B + F_V \tan \delta}{F_h} \geq 1,5 \quad \begin{cases} F_V = P_{av} + W \\ F_h = P_{ah} \end{cases} \quad (IV.4)$$

### IV.3.3 Sécurité au renversement

La sécurité au renversement d'un mur traduit son équilibre statique par rapport au moment des forces exercées. Le coefficient de sécurité est calculé en considérant l'équilibre limite, généralement lorsque le mur se renverse autour de son arête extérieure.

Au-dessus de la base, le mur est sollicité par deux types de moments :

- ✓ des moments des forces qui tendent à renverser le mur autour de son arête extérieure ; Principalement la composante horizontale de la force de poussée ;
- ✓ des moments des forces qui tendent à stabiliser le mur autour de cette arête ; principalement le poids du mur et la composante verticale de la force de poussée.

La valeur de doit être supérieure ou égale à 1,5.

$$\frac{M/O(W+P_{av})}{M/O(P_{ah})} \geq 1,5 \quad (\text{IV.5})$$

### IV.3.4 Stabilité au poinçonnement

Le sol sous la semelle subit des contraintes normales. La répartition est triangulaire.

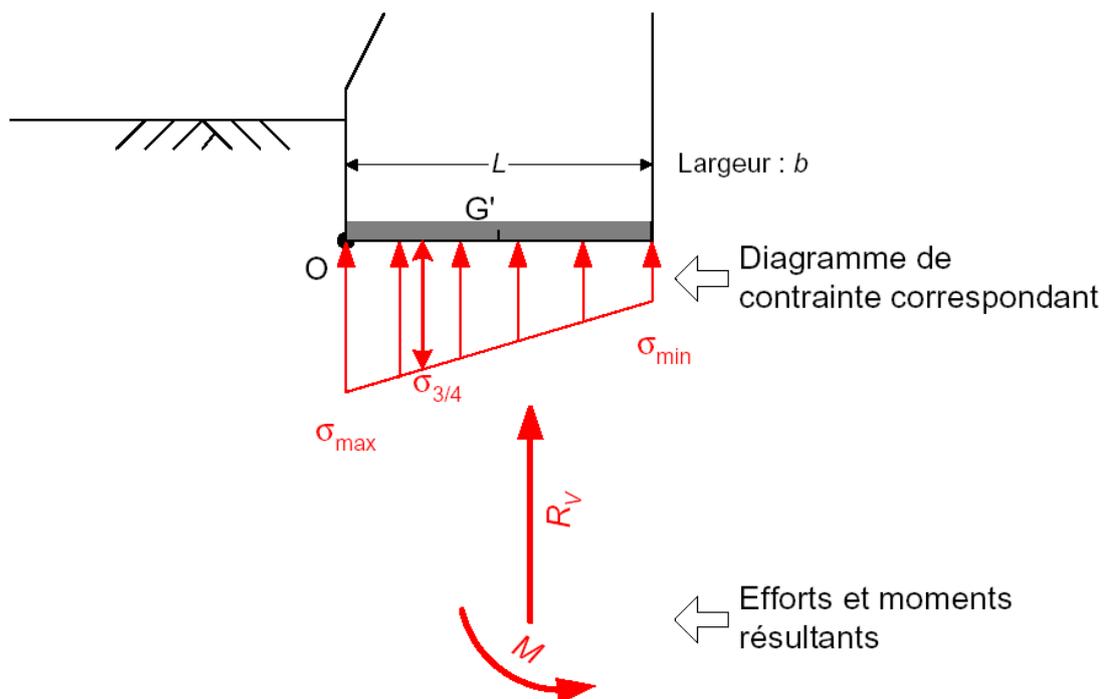


Fig IV.8 Diagramme de contraintes sous la semelle (13)

$$\sigma_{max} = \frac{F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) < \sigma_{adm} \quad (\text{IV. 6}) \quad \text{pour assurer la résistance de sol.}$$

$$\sigma_{min} = \frac{F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \geq 0 \quad (\text{IV. 7}) \quad \text{pour éviter le soulèvement de la semelle.}$$

Ou

**B** : la largeur de la semelle

$$e : \text{l'excentricité} \quad e = \frac{B}{2} - \frac{M_S - M_R}{\Sigma F_V} \quad (\text{IV. 8})$$

$\sigma_{min}, \sigma_{max}$  : la contrainte maximal et minimale (en aval et en amont).

$\sigma_{adm}$  : la contrainte admissible de sol.

Réglementairement, on détermine une contraintes **3 / 4** qui devra rester inférieure ou égale à la contrainte de calcul de portante du sol.

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{adm} \quad (\text{IV. 9})$$

#### IV.4 Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant.

Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe.

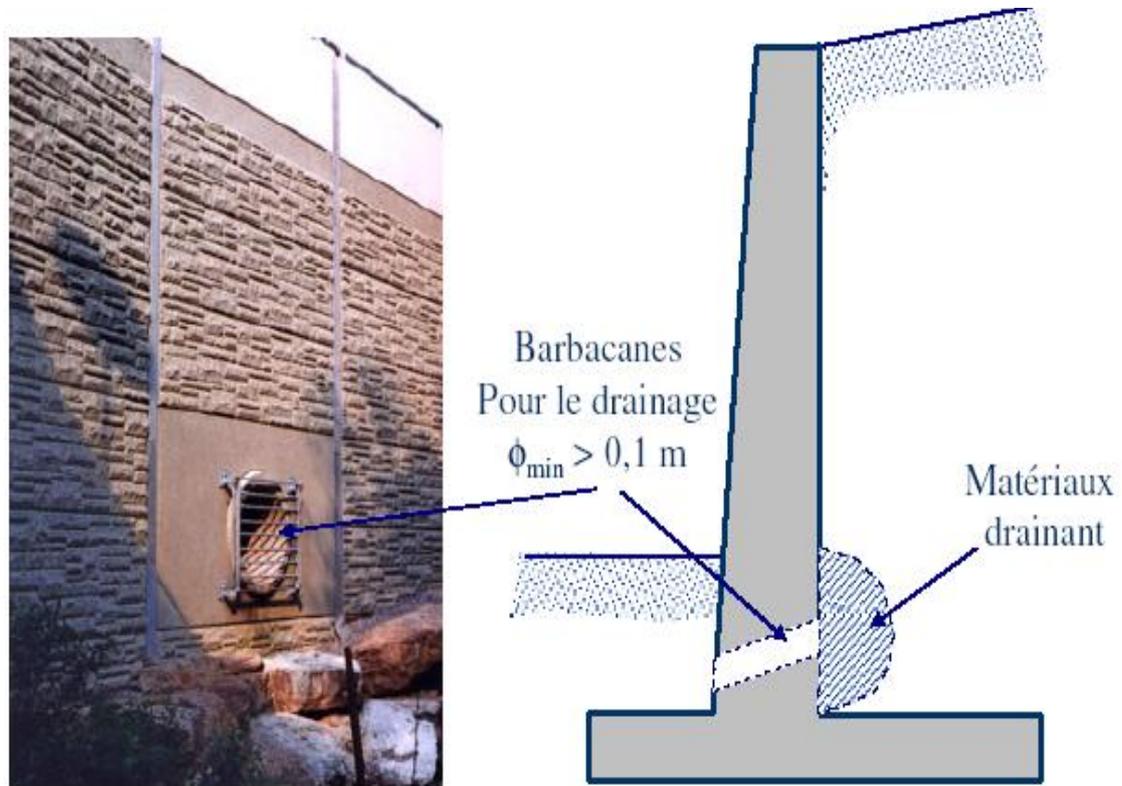
Il est important qu'il n'y ait pas d'accumulation d'eau à l'arrière d'un mur de soutènement. Il faut donc aménager des drains le long du mur et à la base de celui-ci pour permettre l'évacuation de l'eau.

C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage.

Les remblais constitués par des sables et graviers silteux et argileux devraient être couverts d'une couche de sol imperméable en surface.

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains

subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.



**Fig IV.9** Système de drainage (9)

#### IV.5 Précautions contre le gel

Si on est en présence de matériaux gélifs, il faut les tenir loin du mur afin que le gonflement dû au gel ne puisse pas induire des pressions supplémentaires. De plus, la base doit être placée à 1 m au moins sous la surface du sol devant le mur, et en dessous de la zone affectée par le gel, par les changements des volumes saisonniers ou par les risques d'affouillement. Il ne faut pas tenir compte de la résistance passive dans la zone du gel.

Selon le système de classification unifié des sols, les sols classifiés GW, GP, SW et SP constituent d'excellents matériaux de remblai et on peut considérer les pressions théoriques comme valables pour les calculs.

Les sols portant les symboles SC, SM, GC et GM constituent des matériaux de remblai convenables s'ils sont maintenus secs. Ils sont sensibles à l'action du gel s'ils sont

humides. S'ils sont bien drainés, on peut considérer les pressions théoriques comme valables pour les calculs.

Les sols dont les symboles sont CL, MH, ML et OL sont souvent très susceptibles au gel. Par conséquent, on ne peut utiliser les valeurs de poussée pour les calculs, même pour les murs qui peuvent se déplacer, car il en résulterait probablement un mouvement du mur excessif et continu. Il faut utiliser un coefficient de poussée de 1.(9)

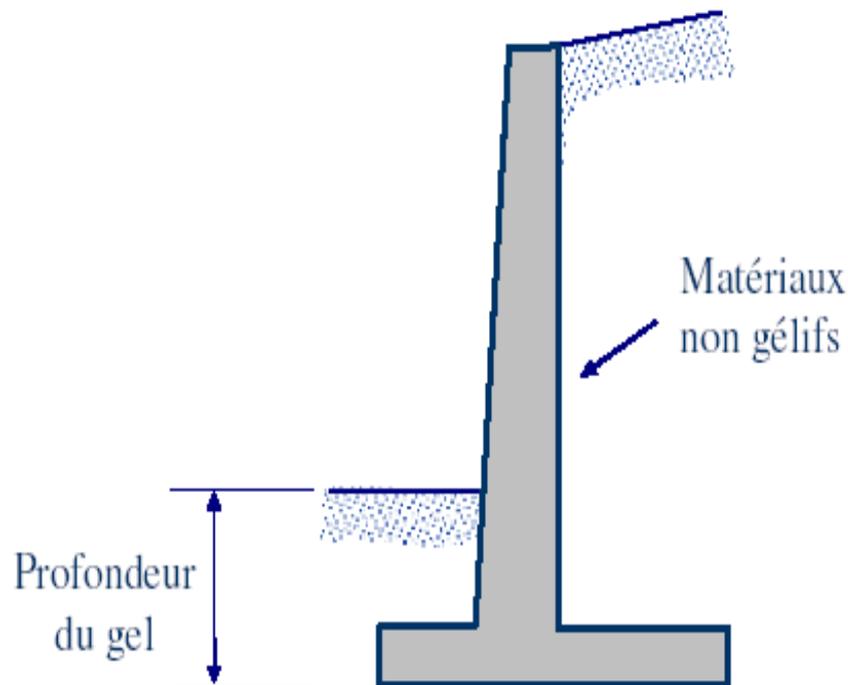


Fig IV.9 Précaution contre le gel 6

#### IV.6 Conclusion

Le présent chapitre traite les ouvrages de soutènement ou nous avons présenté la conception des différents types des murs de soutènement classés selon leurs formes géométriques et leurs matériaux de constructions ou selon la rigidité de l'ouvrage ; et on a évalué la stabilité externes des murs contre les trois modes de ruptures ; on a analysé la stabilité contre le glissement horizontal de l'ouvrage sur sa base , la stabilité contre le renversement et La capacité portante à la rupture , et on a terminé par des précaution contre le gel et le système de drainage.

### **Références**

- [1] Bouguenina Otbi, Cours Master I Structures, Fondations et Soutènements, Centre Universitaire Nour Bachir El Bayadh, 2018.
- [2] Bourokba Mrabent Souad Amel, Calcul pratique des fondations, USTO, 2015.
- [3] Eric Gervreau, Cours cisaillement poussée butée, 2005.
- [4] Frank R, Calcul des fondations superficielles et profondes., Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées, 1999. p. 141.
- [5] Gérard Degoutte et Paul Royet, Aide-mémoire de mécanique des sols, l'ENGREF, 2005
- [6] Groupe EIER-ETSHER, Cours de mécanique du sol1, Institut International de l'eau et de l'environnement.
- [7] Khaled Meftah, Cours et exercices de mécanique des sols, Septembre 2008.
- [8] Luc Sibille, Géotechnique pour le technicien IUT Génie Civil et Construction Durable, Module MXG5, université Grenoble Alpes, 2018.
- [9] Mourad Karray, GCI315 mécaniques des sols II.
- [10] Olivari G. 1983, Mécanique des sols appliquée aux calculs d'ouvrages , Tome 2, Lyon : ENTPE, 1983.
- [11] Pierre caraminot, Les fondations profondes, 2008.
- [12] Robitaille V, Tremblay D, Mécanique des sols, théorie et pratique, Canada, 1997, p 653 ?
- [13] Stabilité des murs de soutènement, BTS TP - 09/05/1999.
- [14] Yves B. Patrick de B, Nicolas S., aide mémoire mécanique des sols, Paris : Dunod, 2013. p. 338.
- [15] Zied benghazi, cours MDS2.

# Annexe

Table de Caquot et Kérisel pour le calcul du coefficient de poussée active du au poids du terres  $K_a$  (d'après chen)

$\varphi$ [°]	$\delta$ [°]	$\beta$ [°]	$\alpha$ [°]									
			50	60	70	80	90	100	110	120	130	
10	0	0	1.11	0.943	0.832	0.756	0.704	0.669	0.650	0.641	0.641	
		10	1.41	1.20	1.06	0.982	0.937	0.922	0.900	0.895	0.890	
	5	0	1.09	0.917	0.801	0.720	0.664	0.626	0.601	0.586	0.577	
		10	1.45	1.23	1.08	1.00	0.951	0.936	0.920	0.900	0.890	
	10	0	1.07	0.911	0.787	0.702	0.642	0.600	0.570	0.549	0.533	
		10	1.53	1.29	1.13	1.05	0.991	0.966	0.950	0.940	0.935	
15	0	0	1.02	0.850	0.735	0.651	0.589	0.541	0.504	0.472	0.438	
		10	1.27	1.04	0.893	0.782	0.701	0.643	0.595	0.555	0.516	
	5	0	1.00	0.828	0.709	0.622	0.557	0.507	0.467	0.433	0.395	
		10	1.28	1.04	0.885	0.764	0.679	0.612	0.560	0.516	0.442	
	10	0	1.00	0.821	0.695	0.603	0.536	0.484	0.442	0.405	0.365	
		10	1.32	1.07	0.889	0.758	0.663	0.591	0.536	0.489	0.473	
20	15	0	1.02	0.826	0.691	0.596	0.525	0.470	0.425	0.385	0.342	
		10	1.38	1.11	0.903	0.760	0.657	0.581	0.522	0.471	0.420	
	0	0	0.937	0.767	0.647	0.559	0.490	0.434	0.387	0.341	0.290	
		10	1.15	0.920	0.765	0.653	0.568	0.500	0.441	0.387	0.329	
	5	0	0.921	0.748	0.626	0.536	0.465	0.409	0.361	0.314	0.263	
		10	1.14	0.915	0.754	0.634	0.546	0.474	0.414	0.360	0.301	
25	10	20	1.47	1.19	1.03	0.907	0.840	0.786	0.763	0.741	0.736	
		0	0.924	0.742	0.614	0.520	0.448	0.391	0.342	0.295	0.243	
	10	10	1.17	0.926	0.751	0.626	0.531	0.457	0.396	0.340	0.280	
		20	1.51	1.23	1.06	0.937	0.855	0.812	0.776	0.767	0.748	
	15	0	0.942	0.745	0.610	0.512	0.438	0.379	0.328	0.280	0.229	
		10	1.21	0.949	0.756	0.622	0.523	0.446	0.383	0.325	0.265	
30	20	20	1.59	1.29	1.11	0.982	0.895	0.837	0.813	0.789	0.769	
		0	0.970	0.759	0.614	0.511	0.434	0.372	0.319	0.270	0.217	
	10	10	1.29	0.984	0.771	0.626	0.521	0.441	0.375	0.315	0.253	
		20	1.72	1.39	1.18	1.04	0.951	0.888	0.848	0.821	0.800	
	35	0	0	0.859	0.688	0.568	0.478	0.406	0.346	0.293	0.241	0.184
			10	1.03	0.814	0.661	0.549	0.462	0.389	0.327	0.267	0.203
5		20	1.25	1.00	0.818	0.681	0.569	0.480	0.401	0.326	0.249	
		0	0.848	0.674	0.552	0.459	0.387	0.327	0.275	0.223	0.168	
10		10	1.03	0.810	0.648	0.532	0.443	0.370	0.308	0.249	0.186	
		20	1.27	1.00	0.824	0.673	0.557	0.462	0.381	0.307	0.230	
40	10	0	0.851	0.671	0.542	0.448	0.374	0.313	0.261	0.210	0.156	
		10	1.05	0.814	0.645	0.523	0.431	0.356	0.294	0.235	0.173	
	15	20	1.31	1.03	0.830	0.673	0.548	0.449	0.367	0.292	0.216	
		0	0.866	0.672	0.540	0.441	0.365	0.304	0.251	0.200	0.146	
	20	10	1.09	0.828	0.647	0.520	0.423	0.347	0.284	0.225	0.164	
		20	1.37	1.07	0.853	0.678	0.545	0.441	0.357	0.282	0.206	
45	0	0	0.896	0.685	0.542	0.439	0.361	0.298	0.244	0.193	0.139	
		10	1.14	0.856	0.658	0.521	0.420	0.342	0.277	0.217	0.156	
	5	20	1.45	1.12	0.886	0.688	0.545	0.438	0.351	0.274	0.198	
		0	0.925	0.725	0.552	0.443	0.361	0.296	0.240	0.187	0.134	
	10	10	1.22	0.920	0.676	0.528	0.423	0.341	0.273	0.212	0.151	
		20	1.56	1.20	0.929	0.708	0.554	0.439	0.349	0.270	0.192	
50	0	0	0.787	0.617	0.497	0.406	0.333	0.272	0.218	0.165	0.108	
		10	0.929	0.717	0.569	0.460	0.373	0.301	0.239	0.180	0.116	
	20	10	1.12	0.861	0.683	0.546	0.438	0.353	0.276	0.207	0.135	
		30	1.38	1.07	0.899	0.765	0.684	0.610	0.561	0.500	0.434	

# Annexe

$\varphi$ [°]	$\delta$ [°]	$\beta$ [°]	$\alpha$ [°]								
			50	60	70	80	90	100	110	120	130
30	5	0	0.778	0.606	0.484	0.392	0.319	0.258	0.205	0.154	0.099
		10	0.932	0.715	0.559	0.446	0.359	0.287	0.226	0.168	0.108
		20	1.12	0.861	0.678	0.536	0.426	0.338	0.263	0.194	0.125
	10	0	1.39	1.09	0.912	0.776	0.694	0.619	0.570	0.507	0.428
		10	0.781	0.604	0.477	0.383	0.309	0.248	0.196	0.145	0.093
		20	0.946	0.720	0.557	0.439	0.349	0.277	0.216	0.159	0.100
	15	0	1.16	0.881	0.681	0.532	0.419	0.328	0.252	0.184	0.117
		10	1.43	1.14	0.934	0.795	0.712	0.634	0.570	0.506	0.426
		20	0.798	0.607	0.475	0.378	0.302	0.242	0.189	0.138	0.087
	20	0	0.972	0.728	0.558	0.437	0.343	0.270	0.209	0.152	0.095
		10	1.19	0.900	0.695	0.532	0.414	0.321	0.245	0.177	0.111
		20	1.51	1.18	0.968	0.823	0.738	0.657	0.590	0.524	0.442
25	0	0.821	0.618	0.479	0.377	0.299	0.237	0.184	0.134	0.083	
	10	1.01	0.750	0.566	0.437	0.341	0.266	0.204	0.147	0.091	
	20	1.25	0.943	0.712	0.539	0.414	0.318	0.240	0.172	0.106	
30	0	1.59	1.24	1.01	0.885	0.773	0.688	0.618	0.549	0.448	
	10	0.862	0.638	0.487	0.380	0.299	0.235	0.180	0.130	0.080	
	20	1.08	0.785	0.581	0.442	0.342	0.265	0.201	0.143	0.087	
35	0	1.35	1.00	0.739	0.550	0.418	0.318	0.238	0.169	0.103	
	10	1.74	1.35	1.11	0.940	0.820	0.729	0.654	0.564	0.473	
	20	0.900	0.770	0.501	0.387	0.302	0.236	0.179	0.127	0.078	
35	0	0	1.17	0.829	0.602	0.453	0.347	0.266	0.200	0.141	0.085
		10	1.47	1.08	0.776	0.568	0.425	0.321	0.238	0.167	0.100
		20	1.88	1.46	1.19	1.01	0.882	0.783	0.701	0.604	0.489
	5	0	0.717	0.551	0.433	0.343	0.271	0.211	0.158	0.107	0.057
		10	0.837	0.634	0.491	0.383	0.299	0.230	0.171	0.115	0.060
		20	0.986	0.741	0.572	0.443	0.342	0.261	0.191	0.128	0.066
	10	0	1.18	0.895	0.703	0.558	0.434	0.331	0.240	0.160	0.084
		10	0.711	0.542	0.424	0.333	0.260	0.201	0.149	0.101	0.052
		20	0.843	0.629	0.483	0.372	0.289	0.220	0.162	0.108	0.056
	15	0	1.01	0.741	0.568	0.435	0.333	0.250	0.182	0.120	0.060
		10	1.20	0.904	0.708	0.557	0.426	0.320	0.230	0.151	0.078
		20	0.717	0.543	0.418	0.326	0.253	0.194	0.143	0.095	0.049
20	0	0.849	0.635	0.480	0.368	0.282	0.213	0.155	0.103	0.052	
	10	1.02	0.759	0.569	0.430	0.326	0.243	0.175	0.115	0.057	
	20	1.22	0.923	0.720	0.560	0.422	0.312	0.222	0.145	0.074	
25	0	0.731	0.546	0.417	0.322	0.248	0.189	0.138	0.091	0.046	
	10	0.876	0.643	0.481	0.365	0.277	0.208	0.150	0.098	0.049	
	20	1.05	0.775	0.575	0.430	0.322	0.238	0.170	0.110	0.054	
30	0	1.27	0.975	0.753	0.567	0.421	0.308	0.216	0.140	0.070	
	10	0.755	0.557	0.420	0.322	0.246	0.186	0.135	0.088	0.044	
	20	0.915	0.664	0.488	0.367	0.275	0.205	0.147	0.095	0.047	
35	0	1.11	0.800	0.592	0.434	0.322	0.235	0.166	0.107	0.052	
	10	1.36	1.02	0.781	0.580	0.424	0.306	0.214	0.137	0.068	
	20	0.791	0.575	0.430	0.325	0.246	0.185	0.133	0.086	0.043	
40	0	0.968	0.692	0.501	0.371	0.276	0.204	0.145	0.093	0.046	
	10	1.17	0.847	0.610	0.443	0.323	0.235	0.165	0.105	0.050	
	20	1.44	1.08	0.819	0.598	0.429	0.307	0.213	0.134	0.066	
45	0	0.846	0.601	0.442	0.331	0.249	0.185	0.132	0.085	0.042	
	10	1.04	0.730	0.519	0.379	0.280	0.205	0.144	0.092	0.044	
	20	1.27	0.908	0.637	0.455	0.329	0.237	0.164	0.103	0.049	
50	0	1.60	1.15	0.870	0.623	0.438	0.310	0.213	0.133	0.064	
	10	0.928	0.634	0.460	0.341	0.254	0.187	0.132	0.084	0.041	
	20	1.12	0.783	0.545	0.392	0.287	0.208	0.145	0.091	0.044	
55	0	1.41	0.989	0.676	0.473	0.337	0.241	0.166	0.103	0.048	
	10	1.75	1.29	0.951	0.656	0.457	0.318	0.216	0.134	0.064	

# Annexe

$\varphi$ [°]	$\delta$ [°]	$\beta$ [°]	$\alpha$ [°]								
			50	60	70	80	90	100	110	120	130
40	0	0	0.649	0.491	0.374	0.287	0.217	0.160	0.111	0.065	0.024
		10	0.760	0.556	0.421	0.316	0.237	0.172	0.118	0.069	0.025
		20	0.874	0.643	0.482	0.358	0.266	0.191	0.129	0.075	0.026
		30	1.38	0.762	0.577	0.429	0.316	0.226	0.150	0.086	0.029
	5	0	1.22	0.920	0.751	0.614	0.511	0.443	0.364	0.277	0.160
		10	0.645	0.486	0.368	0.279	0.210	0.153	0.105	0.061	0.022
		20	0.759	0.553	0.415	0.310	0.230	0.166	0.112	0.064	0.023
		30	0.879	0.644	0.479	0.352	0.259	0.183	0.123	0.070	0.024
	10	0	1.03	0.770	0.579	0.426	0.309	0.218	0.143	0.081	0.027
		10	1.25	0.941	0.769	0.628	0.524	0.439	0.361	0.274	0.157
		20	0.654	0.485	0.364	0.275	0.205	0.149	0.101	0.058	0.021
		30	0.767	0.562	0.413	0.305	0.225	0.160	0.108	0.061	0.022
	15	0	0.894	0.651	0.480	0.349	0.254	0.178	0.118	0.067	0.023
		10	1.05	0.786	0.586	0.425	0.305	0.212	0.139	0.078	0.026
		20	1.29	0.973	0.769	0.650	0.542	0.455	0.374	0.273	0.155
		30	0.664	0.490	0.365	0.272	0.201	0.145	0.098	0.056	0.020
20	0	0.783	0.571	0.415	0.304	0.221	0.157	0.105	0.059	0.021	
	10	0.937	0.666	0.486	0.349	0.251	0.175	0.115	0.065	0.022	
	20	1.07	0.811	0.590	0.426	0.304	0.209	0.135	0.075	0.024	
	30	1.35	1.02	0.804	0.657	0.567	0.459	0.377	0.286	0.154	
25	0	0.690	0.503	0.367	0.273	0.200	0.143	0.096	0.054	0.019	
	10	0.822	0.585	0.421	0.306	0.220	0.155	0.103	0.057	0.020	
	20	0.975	0.688	0.496	0.352	0.250	0.173	0.113	0.063	0.021	
	30	1.11	0.846	0.610	0.434	0.305	0.208	0.133	0.073	0.023	
30	0	1.43	1.08	0.849	0.693	0.578	0.485	0.399	0.290	0.155	
	10	0.717	0.518	0.376	0.276	0.200	0.143	0.095	0.053	0.018	
	20	0.860	0.607	0.431	0.310	0.221	0.155	0.101	0.056	0.019	
	30	1.03	0.729	0.511	0.359	0.252	0.173	0.112	0.061	0.020	
35	0	1.17	0.892	0.637	0.445	0.309	0.208	0.132	0.072	0.023	
	10	1.53	1.15	0.908	0.741	0.617	0.518	0.409	0.297	0.156	
	20	0.765	0.543	0.388	0.281	0.203	0.143	0.094	0.052	0.018	
	30	0.927	0.643	0.447	0.317	0.224	0.156	0.101	0.055	0.019	
40	0	1.10	0.772	0.532	0.369	0.256	0.174	0.112	0.061	0.020	
	10	1.24	0.953	0.681	0.463	0.314	0.210	0.133	0.071	0.022	
	20	1.67	1.25	0.984	0.802	0.668	0.559	0.442	0.321	0.160	
	30	0.840	0.576	0.405	0.289	0.207	0.145	0.094	0.052	0.017	
45	0	1.02	0.690	0.470	0.327	0.230	0.158	0.102	0.055	0.018	
	10	1.22	0.840	0.562	0.383	0.263	0.177	0.113	0.060	0.020	
	20	1.33	1.03	0.727	0.480	0.324	0.214	0.134	0.071	0.023	
	30	1.84	1.38	1.08	0.881	0.733	0.589	0.463	0.335	0.164	
50	0	0.946	0.598	0.428	0.302	0.214	0.148	0.096	0.052	0.017	
	10	1.09	0.738	0.500	0.342	0.238	0.162	0.103	0.055	0.018	
	20	1.38	0.931	0.604	0.402	0.273	0.182	0.114	0.061	0.019	
	30	1.50	1.17	0.792	0.512	0.338	0.221	0.136	0.072	0.023	
55	0	2.07	1.55	1.21	0.985	0.817	0.654	0.513	0.353	0.171	
	10										

# Annexe

$\varphi$ [°]	$\delta$ [°]	$\beta$ [°]	$\alpha$ [°]									
			50	60	70	80	90	100	110	120	130	
10	0	0	1.58	1.44	1.38	1.37	1.42	1.54	1.74	2.06	2.60	
		10	1.87	1.69	1.62	1.61	1.68	1.81	2.05	2.45	3.11	
	5	0	1.61	1.50	1.45	1.48	1.56	1.71	1.96	2.36	3.03	
		10	2.05	1.87	1.80	1.81	1.90	2.08	2.39	2.89	3.74	
	15	10	0	1.66	1.56	1.54	1.58	1.68	1.87	2.16	2.64	3.45
			10	2.19	2.01	1.95	1.98	2.10	2.32	2.70	3.31	4.35
0		0	1.75	1.62	1.57	1.59	1.70	1.91	2.24	2.78	3.70	
		10	2.08	1.92	1.88	1.93	2.07	2.32	2.74	3.43	4.61	
5		0	1.78	1.68	1.67	1.74	1.89	2.15	2.57	3.24	4.40	
		10	2.27	2.13	2.10	2.18	2.36	2.69	3.22	4.10	5.62	
20	10	0	1.84	1.77	1.79	1.89	2.08	2.40	2.90	3.72	5.13	
		10	2.46	2.32	2.32	2.43	2.66	3.07	3.72	4.81	6.69	
	15	0	1.91	1.87	1.91	2.04	2.27	2.64	3.23	4.20	5.87	
		10	2.63	2.50	2.52	2.66	2.95	3.44	4.22	5.52	7.79	
	20	0	0	1.92	1.81	1.79	1.86	2.04	2.37	2.91	3.78	5.32
			10	2.29	2.17	2.18	2.30	2.56	2.98	3.68	4.85	6.91
5		20	2.78	2.62	2.62	2.77	3.09	3.63	4.50	5.98	8.63	
		0	1.98	1.90	1.92	2.04	2.30	2.72	3.39	4.49	6.45	
10		10	2.52	2.41	2.45	2.63	2.96	3.51	4.40	5.90	8.57	
		20	3.14	2.99	3.02	3.24	3.65	4.35	5.49	7.42	10.9	
20	10	0	2.05	2.01	2.08	2.26	2.58	3.09	3.91	5.27	7.69	
		10	2.75	2.67	2.75	2.98	3.39	4.08	5.19	7.05	10.4	
	20	20	3.52	3.37	3.45	3.73	4.26	5.13	6.57	9.01	13.4	
		15	0	2.14	2.14	2.26	2.49	2.88	3.49	4.47	6.11	9.04
	10	10	2.99	2.93	3.05	3.34	3.85	4.68	6.02	8.29	12.4	
		20	3.90	3.77	3.89	4.25	4.90	5.97	7.73	10.7	16.4	
25	20	0	2.26	2.29	2.44	2.71	3.17	3.89	5.04	6.95	10.4	
		10	3.22	3.19	3.34	3.70	4.30	5.29	6.95	9.65	14.0	
	20	20	4.26	4.15	4.32	4.77	5.55	6.83	8.94	12.5	18.9	
		0	2.14	2.05	2.06	2.18	2.46	2.98	3.81	5.23	7.80	
	10	10	2.54	2.46	2.53	2.76	3.18	3.88	5.02	6.99	10.6	
		20	3.15	3.04	3.14	3.44	4.00	4.91	6.43	9.06	13.9	
25	5	0	2.21	2.15	2.22	2.42	2.82	3.47	4.53	6.33	9.64	
		10	2.81	2.75	2.88	3.19	3.74	4.63	6.11	8.66	13.4	
	10	20	3.58	3.50	3.66	4.07	4.80	5.99	7.98	11.4	17.8	
		0	2.30	2.29	2.42	2.72	3.22	4.02	5.34	7.60	11.8	
	10	10	3.08	3.07	3.27	3.76	4.36	5.49	7.35	10.6	16.6	
		20	4.04	4.00	4.24	4.78	5.70	7.23	9.75	14.1	22.4	
25	15	0	2.41	2.46	2.67	3.05	3.66	4.64	6.25	9.02	14.2	
		10	3.39	3.43	3.69	4.20	5.05	6.44	8.74	12.7	20.2	
	20	20	4.54	4.55	4.87	5.55	6.70	8.59	11.7	17.2	27.4	
		0	2.56	2.67	2.94	3.40	4.13	5.31	7.23	10.6	16.8	
	10	10	3.72	3.80	4.13	4.76	5.80	7.47	10.4	15.3	24.5	
		20	5.07	5.12	5.55	6.38	7.79	10.1	14.5	21.4	34.5	
25	0	2.74	2.89	3.21	3.76	4.62	6.00	8.26	12.2	19.5		
	10	4.05	4.18	4.59	5.34	6.57	8.54	12.0	17.8	29.7		
	20	5.60	5.71	6.23	7.24	8.90	11.6	16.8	25.0	40.4		

# Annexe

$\varphi$ [°]	$\delta$ [°]	$\beta$ [°]	$\alpha$ [°]									
			50	60	70	80	90	100	110	120	130	
30	0	0	2.37	2.31	2.37	2.57	3.00	3.78	5.08	7.37	11.7	
		10	2.82	2.79	2.95	3.34	4.01	5.12	7.00	10.3	16.8	
		20	3.57	3.54	3.79	4.32	5.25	6.79	9.43	14.2	23.3	
	5	0	2.46	2.44	2.57	2.88	3.49	4.49	6.16	9.13	14.8	
		10	3.13	3.15	3.40	3.92	4.79	6.24	8.70	13.1	21.6	
		20	4.07	4.12	4.48	5.19	6.42	8.46	11.9	18.2	30.4	
	10	0	2.57	2.61	2.82	3.29	4.06	5.32	7.44	11.2	18.5	
		10	3.47	3.55	3.91	4.58	5.70	7.56	10.7	16.4	27.4	
		20	4.66	4.78	5.27	6.21	7.79	10.4	14.9	23.0	38.9	
	5	0	2.72	2.83	3.16	3.75	4.71	6.27	8.92	13.7	22.9	
		10	3.85	4.02	4.50	5.34	6.75	9.08	13.0	20.2	34.1	
		20	5.31	5.52	6.17	7.37	9.37	12.7	18.4	28.7	48.7	
	20	0	2.91	3.11	3.55	4.27	5.44	7.36	10.6	16.4	27.8	
		10	4.29	4.54	5.15	6.20	7.94	10.8	16.1	25.2	42.9	
		20	6.03	6.35	7.18	8.68	11.2	15.3	23.0	37.0	63.0	
	25	0	3.15	3.44	3.97	4.85	6.25	8.55	12.5	19.5	33.2	
		10	4.77	5.11	5.86	7.14	9.24	12.7	19.1	30.1	51.4	
		20	6.81	7.25	8.29	10.1	13.1	18.1	27.5	44.0	78.5	
	30	0	3.42	3.77	4.41	5.45	7.10	9.80	14.4	22.7	38.8	
		10	5.26	5.70	6.60	8.13	10.6	15.1	22.2	35.1	60.3	
		20	7.62	8.18	9.44	11.6	15.2	21.4	32.8	54.0	94.0	
	35	0	0	2.67	2.64	2.76	3.07	3.69	4.87	6.92	10.7	18.3
			10	3.14	3.19	3.47	4.07	5.20	6.90	10.0	15.9	27.7
			20	4.06	4.14	4.60	5.56	7.03	9.66	14.3	23.0	40.9
5		0	2.78	2.81	3.01	3.47	4.37	5.91	8.60	13.6	23.7	
		10	3.50	3.63	4.05	4.86	6.25	8.61	12.8	20.6	36.5	
		20	4.66	4.88	5.53	6.60	8.79	12.3	18.6	30.4	54.5	
10		0	2.92	3.02	3.34	4.01	5.19	7.17	10.7	17.2	30.4	
		10	3.92	4.14	4.74	5.81	7.61	10.7	16.1	26.4	47.4	
		20	5.39	5.75	6.64	8.20	10.9	15.6	23.8	39.4	71.3	
15		0	3.10	3.29	3.77	4.67	6.16	8.68	13.1	21.5	38.6	
		10	4.40	4.76	5.55	6.93	9.24	13.2	20.2	33.5	60.6	
		20	6.25	6.77	7.94	10.0	13.5	19.5	30.1	50.3	91.6	
20		0	3.33	3.64	4.32	5.44	7.31	10.5	16.1	26.6	48.2	
		10	4.97	5.48	6.49	8.24	11.2	16.1	26.0	43.5	79.2	
		20	7.23	7.96	9.48	12.0	16.5	24.1	38.7	66.0	118.	
25		0	3.63	4.10	4.94	6.33	8.63	12.5	19.4	32.5	59.2	
		10	5.63	6.30	7.58	9.75	13.4	19.5	31.7	53.4	97.7	
		20	8.35	9.32	11.2	14.2	20.0	29.4	46.8	81.0	148.	
30		0	4.01	4.61	5.64	7.33	10.1	14.8	23.2	39.0	71.4	
		10	6.36	7.21	8.79	11.4	15.8	24.2	38.0	64.3	118.	
		20	9.59	10.8	13.2	16.8	23.2	35.0	57.5	98.0	188.	
				13.9	15.7	19.0	24.5	34.8	52.5	86.0	150.	285.

# Annexe

$\varphi$ [°]	$\delta$ [°]	$\beta$ [°]	$\alpha$ [°]								
			50	60	70	80	90	100	110	120	130
35	35	0	4.42	5.15	6.38	8.39	11.7	17.2	27.1	45.8	84.1
		10	7.14	8.18	10.1	13.2	19.2	28.4	44.8	75.8	139.
		20	10.9	12.4	15.2	19.7	28.3	43.0	69.0	122.	225.
40	0	30	16.0	18.1	22.0	28.5	40.0	22.6	102.	180.	350.
		0	2.98	3.01	3.22	3.67	4.60	6.41	9.70	16.1	29.8
		10	3.51	3.66	4.13	5.04	6.68	9.58	14.9	25.5	48.3
		20	4.65	4.88	5.66	7.20	9.68	14.3	22.8	39.8	70.0
	5	30	6.11	6.59	7.70	10.0	14.0	21.0	34.2	60.5	110.
		40	7.97	8.30	9.80	12.8	19.2	30.3	52.0	91.0	162.
		0	3.12	3.22	3.54	4.21	5.56	7.97	12.4	21.1	39.9
		10	3.94	4.20	4.87	6.14	8.35	12.3	19.6	34.2	65.6
	10	20	5.38	5.84	6.94	9.0	12.4	18.7	30.5	53.9	102.
		30	7.35	8.12	9.60	12.5	18.2	28.1	46.4	82.9	150.
		40	9.89	10.5	12.6	16.5	25.0	41.1	68.0	132.	230.
		0	3.30	3.49	3.96	4.96	6.76	9.94	15.8	27.6	52.8
15	10	4.46	4.87	5.81	7.50	10.4	15.7	25.6	45.2	87.8	
	20	6.29	7.01	8.53	11.2	15.9	24.4	40.3	72.0	135.	
	30	8.87	10.0	12.0	16.2	23.6	37.0	61.8	111.	210.	
	40	12.3	13.5	15.3	21.8	33.0	52.5	90.0	165.	315.	
20	0	3.53	3.84	4.55	5.91	8.25	12.4	20.2	35.6	69.0	
	10	5.06	5.68	6.95	9.19	13.1	20.0	33.0	59.0	115.	
	20	7.42	8.44	10.5	14.0	20.3	31.5	52.6	94.7	185.	
	30	10.7	12.3	15.7	20.8	31.0	48.5	81.1	147.	280.	
25	40	15.2	17.0	21.0	29.0	47.0	70.0	120.	225.	430.	
	0	3.82	4.30	5.31	7.06	10.1	15.4	25.5	45.5	88.9	
	10	5.80	6.68	8.35	11.2	16.3	25.3	43.0	80.0	155.	
	20	8.77	10.2	12.8	17.3	25.6	40.2	70.0	127.	250.	
30	30	12.9	15.2	19.5	26.4	41.0	63.0	106.	190.	350.	
	40	18.7	21.4	27.0	37.9	60.0	94.5	164.	295.	550.	
	0	4.21	4.92	6.23	8.45	12.3	19.1	31.8	57.3	113.	
	10	6.70	7.87	10.0	13.7	20.1	31.6	56.0	102.	201.	
35	20	10.4	12.2	15.7	21.5	32.0	50.6	88.5	165.	300.	
	30	15.6	18.5	23.8	33.0	49.0	78.0	132.	248.	450.	
	40	22.8	27.0	35.0	49.0	74.0	120.	210.	375.	700.	
	0	4.71	5.67	7.31	10.1	14.8	23.3	39.3	71.1	140.	
40	10	7.75	9.26	12.0	16.6	24.6	40.0	69.7	127.	251.	
	20	12.2	14.6	19.0	26.5	39.5	64.0	114.	220.	400.	
	30	18.7	22.5	29.0	44.0	62.0	100.	170.	315.	600.	
	40	27.7	36.5	43.0	60.0	93.0	150.	260.	475.	920.	
45	0	5.33	6.52	8.54	11.9	17.8	28.2	47.7	86.6	171.	
	10	8.95	10.8	14.2	19.9	30.0	50.0	88.0	160.	320.	
	20	14.4	17.4	22.8	32.5	50.0	82.0	150.	290.	600.	
	30	22.2	26.9	34.5	48.5	75.0	120.	210.	388.	760.	
50	40	32.0	38.5	51.0	72.0	108.	177.	310.	565.	1120.	
	0	6.01	7.45	9.88	13.9	20.9	33.3	56.6	103.	204.	
	10	10.2	12.6	16.6	23.4	36.0	59.4	101.	190.	365.	
	20	16.6	20.3	26.8	38.5	59.5	100.	184.	360.	780.	
55	30	26.0	31.7	40.5	56.8	91.0	150.	265.	485.	950.	
	40	36.5	44.0	59.5	82.0	125.	215.	375.	700.	1330.	

# Annexe

Tableau exemple de table de L'Herminier et Absi pour le calcul du coefficient de poussée du a une surcharge  $K_q$   
 $\alpha=0$

$\delta$ [°]	- 35		- 30		- 25		- 20		- 15		- 10		0		10		15		20		25		30		35								
	$K_s$	$K_p$																															
10												1,05	1,61	0,70	1,42	0,66	0,91																
15												1,06	2,13	0,73	2,04	0,59	1,70	0,54	1,25	0,54	0,85												
20												1,06	2,85	0,68	2,70	0,59	2,04	0,45	1,51	0,45	1,23	0,45	0,79										
25												1,05	4,00	0,64	3,70	0,53	3,45	0,47	3,12	0,41	2,44	0,38	1,81	0,37	1,49	0,37	1,18	0,38	0,73				
30												1,02	5,88	0,59	5,26	0,48	5,0	0,42	4,34	0,38	4,00	0,33	3,03	0,31	2,17	0,30	1,78	0,30	1,43	0,31	1,11	0,32	0,66
35	0,98	8,8	0,54	8,1	0,43	7,3	0,37	6,5	0,33	5,7	0,31	5,0	0,27	3,6	0,25	2,5	0,25	2,1	0,25	2,1	0,25	1,7	0,25	1,3	0,26	1,0	0,27	0,5					
40	0,48	13,0	0,38	11,6	0,32	10,2	0,29	8,9	0,26	7,6	0,24	6,5	0,22	4,5	0,20	3,0	0,20	2,5	0,20	2,5	0,20	2,0	0,20	1,6	0,21	1,2	0,21	0,9					
45	0,33	19,9	0,28	17,2	0,24	14,7	0,22	12,4	0,20	10,4	0,19	8,7	0,17	5,8	0,16	3,7	0,16	2,9	0,16	2,9	0,16	2,3	0,16	1,8	0,17	1,4	0,17	1,1					

*Tableau Termes de portance pour fondations superficielles en fonction de l'angle de frottement*

$\phi^\circ$	Ny	Nq	Nc	$\phi^\circ$	Ny	Nq	Nc
0			5.14				
5		1	6.47	30	21.8	18.4	30.1
10	1.0	1.56	8.45	31	25.5	20.6	32.7
11	1.20	2.71	8.80	32	29.8	23.2	35.5
12	1.43	2.97	9.29	33	34.8	26.1	38.7
13	1.69	3.26	9.80	34	40.9	29.4	42.2
14	1.99	3.59	10.4	35	48.0	33.3	46.1
15	2.33	94	11.0	36	56.6	37.8	50.6
16	2.72	4.33	11.6	37	67.0	42.9	55.7
17	3.14	4.77	12.3	38	79.5	48.9	61.4
18	3.69	5.2	13.1	39	94.7	56.0	67.9
19	4.29	5.80	13.9	40	113.0	64.2	75.4
20	4.97	6.40	14.8	42	164.0	85.4	93.7
21	5.76	7.07	15.8	43	199.0	99.0	105.0
22	6.68	7.83	16.9	44	244.0	115.0	118.0
23	7.73	8.66	18.1	45	297.0	135.0	135.0
24	8.97	9.60	19.3	46	366.0	159.0	152.0
25	10.4	10.7	20.7	47	455.0	187.0	174.0
26	12.0	11.8	22.2	48	570.0	223.0	199.0
27	13.9	13.2	24.0	49	718.0	265.0	230.0
28	16.1	14.7	25.8	50	914.0	319.0	267.0
29	18.8	16.4	27.9				

*Tableau Classification des types de pieux selon l'Eurocode 7*

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

### Normes de classification et de spécification de produits

Certaines normes définissent des spécifications et des caractéristiques de produits en fonction notamment de la destination et du domaine d'application des produits concernés. Ces normes sont utilisées entre autres pour aider au choix des produits adaptés et également comme référence pour le marquage et la certification de produits, notamment dans le cadre des règlements couvrant les produits de la construction.

Parmi les produits pouvant être utilisés dans le domaine géotechnique, on peut citer:

➤ les produits de fondations:

- NF EN 12794 Produits préfabriqués en béton - Pieux de fondation,
- NF EN 10248-xx, Palplanches laminées à chaud en aciers non alliés,
- NF EN 10249-xx, Palplanches profilées à froid en aciers non alliés,
- NF EN 10305-xx, Tubes de précision en acier; • les produits géo synthétiques et produits apparentés.

Le tableau ci-après fournit un exemple de normes produites rattachées à cette catégorie:

**Tableau. Exemple de normes de spécifications de produits géo synthétiques**

Référence de la norme	Titre
NF EN 13249 : 2017	Géotextiles et produits apparentés - Caractéristiques requises pour l'utilisation dans la construction de routes et autres zones de circulation (à l'exclusion des voies ferrées et des couches de roulement)
NF EN 13250 : 2017	Géotextiles et produits apparentés - Caractéristiques requises pour l'utilisation dans la construction des voies ferrées
NF EN 13251 : 2017	Géotextiles et produits apparentés - Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les travaux de terrassement, les fondations et les structures de soutènement
NF EN 13252 : 2017	Géotextiles et produits apparentés - Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les systèmes de drainage
NF EN 13253 : 2017	Géotextiles et produits apparentés - Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les ouvrages de lutte contre l'érosion (protection côtière et revêtement de berge)

### Normes d'exécution de travaux géotechniques spéciaux

Ces normes définissent les processus et règles d'exécution de travaux géotechniques spéciaux.

Elles sont élaborées au niveau du TC288 du CEN. Aujourd'hui, la majeure partie des techniques pratiquées d'exécution de fondations, d'ancrages, de renforcement et d'amélioration des sols et des travaux d'injection, etc., font l'objet de normes homologuées.

Le tableau suivant fournit en exemple un extrait des normes publiées entrant dans cette catégorie.

**Tableau. Exemple de normes de travaux géotechniques spéciaux**

Référence de la norme	Titre
NF EN 1536+A1 : 2015	Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux forés
NF EN 1537 : 2013	Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Tirants d'ancrage
NF EN 1538+A1 : 2015	Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Parois moulées
NF EN 12063 : 1999	Exécution de travaux géotechniques spéciaux - Rideaux de palplanches
NF EN 12699 : 2015	Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Pieux avec refoulement du sol
NF EN 12715 : 2000	Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Injection
NF EN 12716 : 2001	Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Colonnes, panneaux et structures de sol-ciment réalisés par jet
NF EN 14199 : 2015 (tirage 2)	Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Micropieux

**Semestre: 2**

**Unité d'enseignement: UEF 1.2.2**

**Matière2: Fondations et Soutènements**

**VHS: 45h00 (Cours: 1h30, TD: 1h30)**

**Crédits: 4**

**Coefficient: 2**

**Objectifs de l'enseignement:**

Cette matière permettra à l'étudiant de connaître les différents types de fondations et de déterminer leur capacité portante. Aussi, elle aidera l'étudiant à se familiariser avec la conception et le calcul de certains ouvrages de soutènement et la stabilisation et le renforcement des sols en pente.

**Connaissances préalables recommandées:**

Les matières de mécanique des sols des semestres 4, 5 et 6 en Licence Génie Civil, Résistance des matériaux

**Contenu de la matière:**

**Chapitre 1 : Rappels Résistance au cisaillement des sols (2 semaines)**

- Introduction sur le comportement mécanique des sols (Exemples de rupture par cisaillement, Critère de rupture Mohr-Coulomb, Contrainte-déformation selon différentes conditions de consolidation et de drainage)
- Etat d'équilibre limite de Rankine, de Boussinesq et de Prandtl

**Chapitre 2 : Calcul des fondations superficielles (4 semaines)**

- Modes de rupture, Théorie de la capacité portante et calcul de la capacité portante pour différents types de fondations superficielles et différents types de chargement, Calcul de la contrainte admissible, Calcul des tassements

**Chapitre 3 : Calcul des fondations profondes (4 semaines)**

- Types de fondations profondes, Procédés d'exécution et Méthodes de calcul de la charge portante d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux (Méthode statique, Formule de battage, Essais au pénétromètre et au pressiomètre), Frottement latéral positif et négatif, Calcul de la contrainte admissible, Projet de fondations profondes

**Chapitre 4 : Ouvrages de soutènement et renforcement (5 semaines)**

- Classification des ouvrages de soutènement (Murs poids, Murs en béton armé, Rideaux de palplanches, Parois moulées, Murs en terre armée)
- Calcul des actions et sollicitations, Dimensionnement et Justifications des ouvrages de soutènement
- Introduction sur les méthodes de renforcement des sols en pente

**Mode d'évaluation:**

Contrôle continu : 40% ; Examen : 60%.

**Références bibliographiques :**

1. G. Philipponnat et B. Hubert, Fondations et ouvrages en terre, Ed. Eyrolles, 1997
2. G. Frank, Calcul des fondations superficielles et profondes, Presses des ponts, 1999
3. J. Costet et G. Sanglerat, Cours pratique de mécanique des sols (Tome2) Ed. Dunod 1983
4. G. Sanglerat, G. Olivari et B. Cambou, Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations (Tome2) Ed. Dunod 1983
5. F. Schlosser et P. Unterreiner, Renforcement des sols par inclusions, Ed. techniques de l'ingénieur, C245.

