

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



**Université du 8Mai 1945 Guelma**

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

**POLYCOPIE**

# **Fondations et soutènements**

Élaboré par :

**Dr. Mme Boutahir Née Bencheikh Messaouda**

(Docteur en Génie Civil – Option Géotechnique)

Année universitaire 2022-2023

**Destinée pour les étudiants du MASTER**

**Filières : Génie civil et Travaux Publics – Spécialités : Géotechnique, Structure,  
Matériaux et Voies et Ouvrages d'Art**



*« Il faut n'appeler Science que l'ensemble des recettes qui réussissent toujours. Tout le reste est littérature ». Paul Valéry*

**L**e dimensionnement des ouvrages géotechniques se heurte souvent à une complexité inhérente de l'interaction sol/ouvrage, due entre autres à la complexité elle-même de comportement du sol. Variabilité spatiale, anisotropie, non linéarité matérielle prononcée, réponse dépendant de l'histoire et du chemin de contraintes, tels sont quelques uns de ces aspects marquant cette complexité. Cette dernière a poussé plusieurs générations à effectuer des recherches, souvent rationnelles, mais c'est au début du 20<sup>ème</sup> siècle que les bases de la mécanique des sols en tant que science ont été bâties, suite à la contribution de Terzaghi et ses collègues à élucider les mécanismes fondamentaux de comportement du sol. Une telle contribution était marquée par un mariage heureux entre l'expérimentation et la théorie.

**C**e document n'est pas un traité de mécanique des sols. D'excellents ouvrages existent auxquels le lecteur pourra se reporter. Le présent document est surtout un aide-mémoire permettant aux étudiants de Master Structure, Géotechnique et Travaux public d'avoir facilement sous les yeux les définitions et formules utiles pour les applications simples et de toucher du doigt les concepts principaux, sont également décrits les essais in situ et de la boratoire les plus couramment pratiqués et vise à présenter d'une manière didactique une panoplie de méthodes modernes de conception et de calcul des ouvrages géotechniques, notamment les fondations et les soutènements.

**A** signaler que certaines de ces méthodes ne sont pas exposées de manière détaillée; si pour une raison ou une autre l'utilisation d'une d'elles est nécessaires, des références d'ouvrages sont données a la fin du document. Par ailleurs, il est recommande d'utiliser plusieurs de ces méthodes en fonction des résultats des essais disponibles. Enfin, ces méthodes restent sujettes a des modifications en fonction des progrès qui seront réalises dans la compréhension du comportement de ce type d'ouvrages.

*« Les sciences sont des serrures dont la clé est l'étude » Proverbes Arabe*

*« La diffusion de la méconnaissance du monde doit être élaborée, elle aussi, de manière scientifique » Stanislaw Jerzy Lec*

**L**a mécanique des sols est certes une science expérimentale, mais elle a connu ces dernières décades un épanouissement en matière de méthodes de calcul, suite au développement des recherches théoriques et des méthodes numériques appliquées en géotechnique. En fait, les manifestations scientifiques internationales jalonnent d'une richesse de publications traitant des méthodes de calcul. Cette diversité de méthodes de calcul forme un véritable condensé d'informations, habituellement disséminées dans la littérature technique et difficilement accessibles, sauf au prix de recherches bibliographiques longues et fastidieuses. En outre, l'évolution rapide de l'état de connaissances en cette discipline relativement jeune ne rend pas aisée l'actualisation, surtout avec la cadence élevée de la tenue des congrès internationaux traitant de la géotechnique. Il va de soi qu'un état de la pratique de calcul géotechnique est plus que profitable pour les ingénieurs.

**D**e tout temps, les sols ont été utilisés pour supporter des fondations et des soutènements, à travers les âges les constructions et les modeleurs ont admis la nécessité d'établir des fondations solides pour que les constructions résistent mieux aux forces de la nature. Bien avant une meilleure reconnaissance des méthodes scientifiques comme solution des problèmes de génie civil, d'importants édifices ont été construits et certains sont restés en service pendant des siècles. Un développement des travaux de tassement et de fondations était inévitable.

**L**e présent document ne donne pas des règles de calcul d'application obligatoire. Il propose des méthodes de calcul généralement admises pour la justification des fondations superficielles, fondations sur pieux et des ouvrages de soutènements. Toute autre méthode peut être utilisée dans la mesure où elle est fondée sur des principes scientifiques et qu'elle donne lieu à des résultats comparables à ceux donnés par les méthodes décrites dans ce document.

**C**e polycopié vise à présenter d'une manière didactique une panoplie de méthodes modernes de conception et de calcul des ouvrages géotechniques, notamment les fondations superficielles et profondes et les soutènements, en s'adressant aussi bien aux ingénieurs civils ou géotechniciens impliqués dans le calcul géotechnique, qu'aux étudiants en cycle de formation d'ingénieur.

**C**e polycopié est subdivisé en quatre chapitres convenables au programme de Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique répartis entre rappels sur la résistance au cisaillement des sols, l'étude du comportement des fondations superficielles et profondes ainsi que l'analyse de la stabilité des différentes catégories d'ouvrages

---

de soutènement. Chaque chapitre finit par une série d'applications sous forme d'exercices ou de questions et dont la solution ou la réponse a été regroupée en fin du livre

*P*our mieux aborder l'objectif de ce polycopié, après l'introduction générale, les chapitres suivants sont détaillés :

- **Le chapitre 1** : Rappels Résistance au cisaillement des sols
- **Le chapitre 2** : Calcul des fondations superficielles
- **Le chapitre 3** : Calcul des fondations profondes ;
- **Le chapitre 4** : Les Ouvrages de soutènement et renforcement ;



# Table Des Matières

	<b>Page</b>
Avant Propos	i
Introduction générale	ii
Table des matières	iii

## **Chapitre I: Rappels sur la résistance au cisaillement des sols**

I.1 Introduction	1
I.2. Résistance et rupture des sols	2
I.2.1. Définition de la rupture du sol	2
I.2.2. Notions élémentaires sur la rupture des sols	2
I.3. Rappels sur les contraintes – conventions.	2
I.3.1. Distribution des contraintes autour d'un point.	3
I.3.1.1. Tenseur des contraintes de Cauchy.	3
I.3.1.2. Equation d'équilibre locale, symétrie du tenseur des contraintes.	4
I.3.2. Composantes d'une contrainte s'exerçant sur une facette donnée (cas bidimensionnel)	5
I.3.3. Détermination des contraintes principales et des directions principales	6
I.3.4. Cercle de Mohr	7
I.3.5. Critère de Rupture de Mohr-Coulomb	8
I.3.6. Caractéristiques intrinsèques des sols	9
I.3.6.1. Cohésion C	9
I.3.6.2. L'angle de frottement interne	10
I.4. Essai de résistance au cisaillement des sols	10
I.4.1. La boîte de cisaillement (boîte de Casagrande).	10
I.4.1.1. Cas des sols grenus	11
I.4.1.2. Cas des sols fins saturés	11
I.4.2. L'appareil triaxial.	11
I.4.2.1. Essai consolidé drainé (CD).	12
I.4.2.2. Essai non consolidé non drainé(UU), et concept de cohésion non drainée .	13
I.4.2.3. Essai consolidé non drainé (CU)	14
I.4.3. Essai de compression simple	15
I.5. Conclusions	15

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

II.1 Introduction	16
II.2. Types de fondations superficielles.	17
II.2.1. Les semelles indépendantes (isolées) .	17
II.2.2. Les critères de choix d'une semelle indépendante (isolée).	18
II.2.3. Les semelles continues (ou filantes).	18
II.2.4. Les radiers.	19
II.3. Mécanismes de rupture des fondations superficielles.	19
II.4. Capacité portante des fondations superficielles.	21

II.4.1. Théorie classique de capacité portante - Semelle filante soumise à une charge verticale centrée-	21
II.4.1.1. Théorie de Terzaghi.	21
II.2.1.2. La capacité portante ultime.	23
II.4.2. Discussion générale de facteurs de la capacité portante des fondations superficielles.	24
II.4.2.1. D'après la méthode ISO.	25
II.4.2.2. D'après le DTU 13.12.	26
II.4.2.3. D'après l'Eurocode 7.	26
II.4.2.4. D'après DIN1054.100.	26
II.4.3. Influence de l'inclinaison de la charge.	26
II.4.3.1. D'après Meyerhof.	26
II.4.3.2. D'après l'Eurocode 7.	27
II.4.4. Influence de l'excentrement de la charge.	28
II.4.4.1. L'excentrement selon une seule dimension – longitudinale -	28
II.4.4.2. La charge doublement excentrée.	29
II.4.5. Influence de la forme de la fondation.	29
II.4.6. Cas de sol très compressible.	30
II.4.7. Effet de l'eau sur la capacité portante d'une fondation superficielle	30
II.4.7.1. Calcul en conditions non drainées.	31
II.4.7.2. Calcul en conditions drainées.	31
II.4.8. Fondation sur sols hétérogènes.	32
II.4.8.1. Principe de Méthode des semelles virtuelles.	32
II.4.9. La contrainte admissible.	32
II.5. Détermination de la capacité portante à l'aide des essais in situ.	33
II.5.1. Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique et pénétrométrique.	33
II.5.2 Hauteur d'encastrement équivalente « De ».	33
II.5.3 Pression limite nette équivalente « $p^*l_e$ » au pressiomètre Ménard et résistance de pointe.	34
II.5.3.1. Pression limite.	34
II.5.3.2. Résistance de pointe équivalente.	35
II.5.4. Profondeur critique.	35
II.5.5. Calcul de la capacité portante.	36
II.5.5.1. classification des sols.	36
II.5.5.2. Charge verticale centrée	37
II.5.5.3. Influence de l'inclinaison de la charge.	39
II.5.5.4. Influence de l'excentrement.	39
II.5.6. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique (CPT).	41
II.6. Calcul des tassements des fondations superficielles	41
II.6.1. Evaluation du tassement à partir des essais de laboratoire.	42
II.6.1.1. Evaluation du tassement immédiat « Si ».	42
II.6.1.2. Evaluation du tassement de consolidation « Sc ».	43
II.6.2. Méthode pressiométrique.	43
II.7 Conclusions.	45

### Chapitre III: Calcul des fondations profondes

III.1 Généralités sur les fondations profondes.	46
III.2. Typologie des pieux.	48
III.2.1. Selon fonction ou utilisation..	48
III.2.2. Classification selon le matériau.	48
III.2.3. Classification selon le processus d'installation..	50
III.2.4. Classification selon le mode de fonctionnement.	51
III.3. critères de sélection du type de fondation sur pieux approprié.	52
III.3.1. Aspects généraux.	52
III.3.2. Aspects techniques.	52
III.4. Problèmes posés par le calcul d'une fondation sur pieux.	53
III.4.1. Problèmes de résistance des matériaux( R.D.M).	53
III.4.2. Problèmes de mécanique des sols (M.D.S)	53
III.5. Calcul de la capacité portante des fondations profondes.	53
III.5.1. Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif.	54
III.5.2. Méthodes d'un pieu foré sous charge axiale à partir des essais de laboratoire.	55
III.5.2.1. Formule statique.	55
III.5.2.2. D'après la méthode de l'essai de laboratoire.	56
III.5.3. La charge admissible QN.	57
III.5.4. Méthodes de calcul de la force portante d'un pieu battu sous charge axiale (in situ).	58
III.5.4.1. A partir des résultats de l'essai Pénétromètres dynamiques.	58
III.5.4.2. A partir des résultats de l'essai pressiométrique.	59
I.6. Conclusions	62

### Chapitre IV : Les ouvrages de soutènement et renforcement

IV.1. Introduction	63
IV.2. Définition.	63
IV.3. Classification des ouvrages de soutènement	64
IV.3.1. Poussée reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.	65
IV.3.1.1. Murs poids en béton ou maçonnerie.	65
II.3.1.2. Mur en terre armée.	65
IV.3.1.3. Murs caisson.	67
IV.3.1.4. Murs poids en gabions.	67
IV.3. 2 .Cas ou la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation.	68
IV.3.2.1. Murs cantilever en béton armée.	68
IV.3.2.2. Les murs en parois moulées.	69
VI.3.2.3. Les rideaux de palplanches.	70
IV.3.3. Cas ou la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages.	72
IV.3.3.1. Paroi moulée ancrée.	72
II.3.3.2. Les ancrages.	74
IV. 4. Dispositions pratique	75
IV.4.1. Diverses dispositions de bèches	75
IV.4.2. Les contreforts.	75
IV.5. Les actions et sollicitations (Equilibre limite de poussée et butée).	76
IV.5.1. Notion de poussée et de butée.	76

IV.5.2. Coefficient de pression latérale (Etat initial des sols au repos).	78
IV.5.3. Etat limite actif (poussée).	78
IV.5.4. Etat limite passif (butée).	79
IV.6. Calcul des pressions sur un écran.	79
IV.6.1. Méthode de Coulomb.	79
IV.6.2. Théorie de Rankine.	81
IV.6.3. Théorie de Boussinesq.	82
IV.6.4. Frottement sol-mur.	84
IV.7. Prise en compte de l'effet de surcharges.	84
IV.7.1. Effet d'une pression uniforme-Méthode de Sokolovsky .	84
IV.7.2. Effet d'autres surcharges.	86
IV.7.3. Effet de la cohésion du sol.	87
IV.7.4. Pression sur un mur dans un sol purement cohérent ( $\varphi=0$ ) en état d'équilibre limite.	87
IV.7.5. Superposition des différents cas de pressions dans un sol frottant ( $\varphi\neq 0$ ) en état d'équilibre limite	88
IV.7.6. Calcul des pressions dans un sol multicouche.	88
IV.7.7. Prise en compte de la pression interstitielle de l'eau.	89
IV.8. Dimensionnement et justifications d'un mur de soutènement.	90
IV.8.1. Dimensionnement d'un mur de soutènement et règles constructives.	90
IV.8.2. Efforts sollicitant un mur de soutènement.	90
IV.8.2.1. Les forces verticales.	91
IV.8.2.2. Les forces horizontales.	91
IV.9. Justification de la stabilité	91
IV.9.1. Stabilité interne.	92
IV.9.2. Stabilité externe.	92
IV.9.2.1. Stabilité au glissement.	92
IV.9.2.2. Stabilité au renversement.	93
IV.9.2.3. Stabilité au poinçonnement.	94
IV.10. Conclusion	95
Listes des figures	96
Listes des tableaux	99
Références Bibliographiques	100
Acronymes et abréviation	



Rappels sur la résistance au

cisaillement des sols

## Rappels sur la résistance au cisaillement des sols

### *1.1. Introduction.*

La résistance au cisaillement du sol est une propriété intrinsèque du matériel qui dépend généralement de la variété de facteurs, y compris la minéralogie, la morphologie des particules et la configuration inter-particulaire connue sous le nom de structure du sol. La description macroscopique de ces facteurs est souvent illustrée par des paramètres empiriques tels que la cohésion et l'angle de frottement interne. Ces paramètres des matériaux, ainsi que les variables d'état de contrainte et les modèles de comportement, définissent si les sols sont stables ou non. Ainsi, il est essentiel d'avoir une vue précise des variables d'état de contrainte dans les milieux de sol, qu'il soit en état saturé ou non saturé, avant toute procédure d'analyse et de conception du sol [44].

### *1.2. Résistance et rupture des sols.*

On définit la résistance au cisaillement comme la contrainte de cisaillement maximale que le sol peut supporter.

#### *1.2.1. Définition de la rupture du sol.*

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol en fonction de la sollicitation qui l'a produite. Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur la figure I.1.

**La courbe I** présente un maximum. On admet que ce maximum  $\tau_{\max}$  correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de  $\epsilon_1$  alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante ;

**La courbe II** a une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation ( $\tau_{\lim}$  correspondant à  $E_{ii}$ ), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination.

La forme de la courbe de déformation en fonction de la sollicitation appliquée est révélatrice de l'état du sol : les sables denses présentent un pic de résistance, comme les argiles à structure intacte lorsqu'elles sont surconsolidées, tandis que les sables lâches et les argiles remaniées ont habituellement un comportement de type asymptotique.

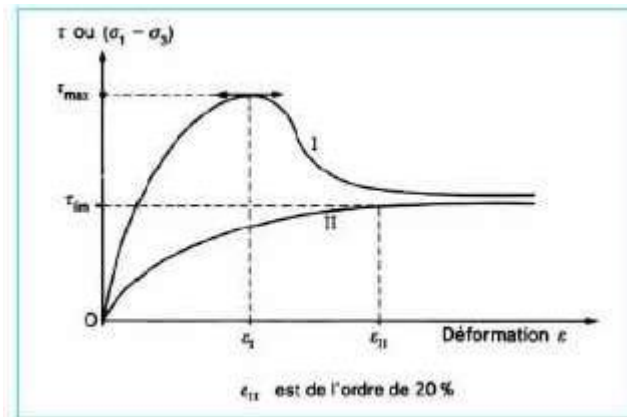


Figure I.1. Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement [35].

### I.2.2. Notions élémentaires sur la rupture des sols.

On peut identifier dans les sols trois principaux types de sollicitations : par traction, compression ou cisaillement.

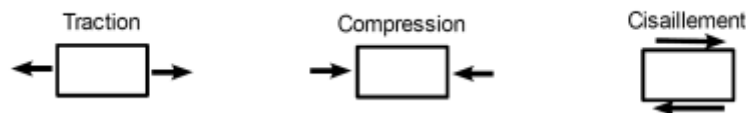


Figure I.2. Principaux types de sollicitation dans les sols.

- **Traction** : étant donné que la cause principale de sollicitation dans les sols est la gravité terrestre, créant des efforts verticaux dirigés vers le bas, on comprend intuitivement que les contraintes de traction sont en générales absentes. De plus, la résistance à la traction des sols est très faible voire nulle, on ne cherche donc pas en général à l'évaluer et on lui attribue par défaut une valeur nulle[8].
- **Compression** : les sols présentent en général une bonne résistance à la compression. Cette résistance à la compression n'est pas en général le critère dimensionnant des ouvrages.
- **Cisaillement** : la rupture d'un sol par cisaillement est en général provoquée avant que ne se produise sa rupture par contraintes de compression. Ainsi pour dimensionner des ouvrages de génie-civil (fondations...), il suffit en général de connaître la résistance au cisaillement du sol, car s'il y a rupture ce sera suivant une sollicitation en cisaillement.

### I.3. Rappels sur les contraintes – conventions.

Les méthodes de calcul utilisées habituellement en Mécanique des Sols supposent que le sol est un matériau continu c'est à dire un milieu physique continu dont les transformations sont continues. L'hypothèse est d'autant meilleure que les particules sont petites. C'est une bonne approximation dans le cas des sols cohérents saturés. Par contre, il y a désaccord

- Dans le cas de milieux granulaires, parce que le mouvement relatif des grains conduit à des discontinuités de déplacements,

- Au moment de la rupture, lorsqu'il ya apparition de surfaces de glissement (surfaces de discontinuité).

I.3.1. Distribution des contraintes autour d'un point.

I.3.1.1. Tenseur des contraintes de Cauchy.

Le vecteur contrainte  $\vec{T}(M, \vec{n})$  s'exerçant en M sur une facette dS se décompose suivant la normale  $M\vec{n}$  à la facette et suivant le plan de la facette en une contrainte normale  $\sigma_n \vec{n}$  et une contrainte tangentielle (figure I.3).

En Mécanique des Sols, par convention, on compte positivement les contraintes II normales de compression. On associe donc à toute facette une normale rentrante; une II contrainte normale positive correspond ainsi à une compression[4].

On appelle tenseur des contraintes en un point M l'ensemble des contraintes en ce point, obtenu en donnant à la facette (c'est à dire à sa normale  $M\vec{n}$ ) toutes les orientations possibles (figure I.3).

$$[\sigma_{x,y,z}] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

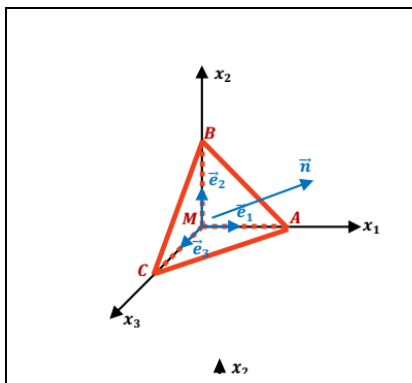


Figure I.3. Tétrahédre.

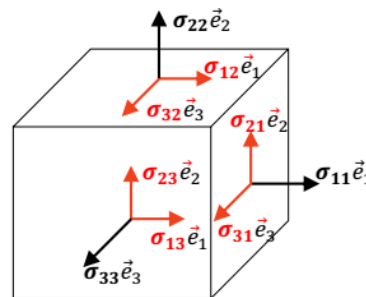


Figure I.4. Composantes du tenseur des contraintes en M.

Sur deux facettes perpendiculaires les composantes des contraintes tangentielles normales à l'arête commune sont dirigées toutes deux soit vers l'arête commune soit en sens inverse et elles ont même intensité (fig. I.5). Le tenseur des contraintes est donc symétrique.

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= \tau_{yx} \\ \tau_{yz} &= \tau_{zy} \\ \tau_{zx} &= \tau_{xz} \end{aligned}$$

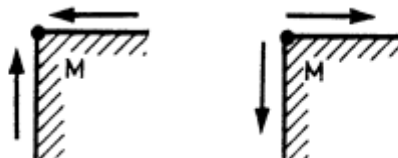


Figure I.5. Convention des signes.

Contraintes de cisaillement sur deux facettes perpendiculaires - Figure I.6 - Il existe en tout point M du milieu trois plans privilégiés pour lesquels la contrainte se réduit à une contrainte normale  $\sigma(\tau = 0)$ .



Ces plans sont appelés plans principaux, leurs normales directions principales et les contraintes correspondantes contraintes principales (majeure, intermédiaire, mineure). On les note :  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  (par convention on pose  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ )

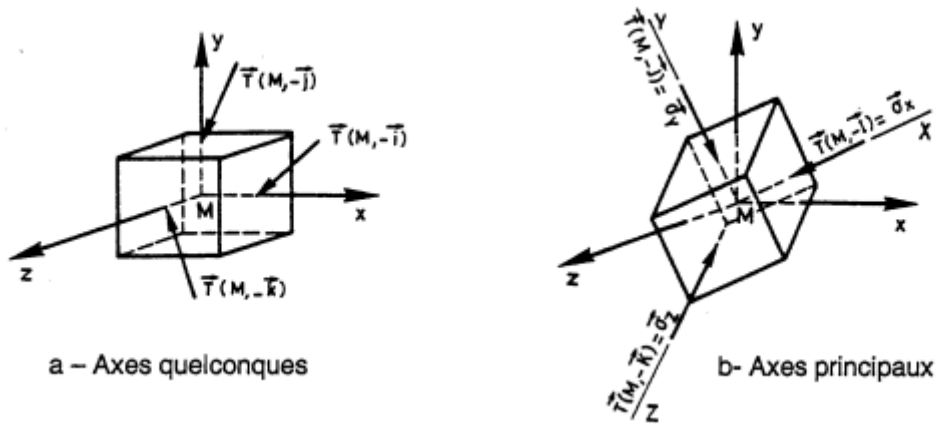


Figure I.6. Contraintes sur un orisme élémentaire.

Les directions principales forment un trièdre trirectangle. Sur celui-ci on repère direct appelé repère principal, noté  $\{M, XYZ\}$ . Dans le repère principal,  $(\sigma, 0, 0)$  contraintes est diagonal, ils'écrit [4]:

$$[\sigma_{x,y,z}] = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

Les axes étant quelconques, repère  $(M, xyz)$ , sur une facette dont le vecteur normal unitaire pour composantes  $(\alpha, \beta, \gamma)$  s'exerce une contrainte qui a pour composantes dans le repère  $\{O, xyz\}$  (relations de CAUCHY) :

$$\vec{T}(M, \vec{n}) \begin{cases} f = \alpha\sigma_x + \beta\tau_{xy} + \gamma\tau_{xz} \\ g = \alpha\tau_{xy} + \beta\sigma_y + \gamma\tau_{yz} \\ h = \alpha\tau_{xz} + \beta\tau_{yz} + \gamma\sigma_z \end{cases} \quad (I.1)$$

ou encore, sous forme matricielle :  $\vec{T}(M, \vec{n}) = \sigma_n \vec{n}$

1.3.1.2. Equation d'équilibre locale, symétrie du tenseur des contraintes.

- Soit une portion du solide infiniment petite de dimensions  $dx_1, dx_2, dx_3$ ,
- Soit une force par unité de volume  $\vec{f}$  de composantes  $f_1, f_2, f_3$  appliquée au point de coordonnées  $(x_1, x_2, x_3)$ .
- Soit  $\vec{\gamma}$  l'accélération de composantes  $\gamma_1, \gamma_2$  et  $\gamma_3$  auquel est soumis le point de coordonnées  $(x_1, x_2, x_3)$ .
- Soit  $\rho$  la masse volumique du matériau de ce volume.

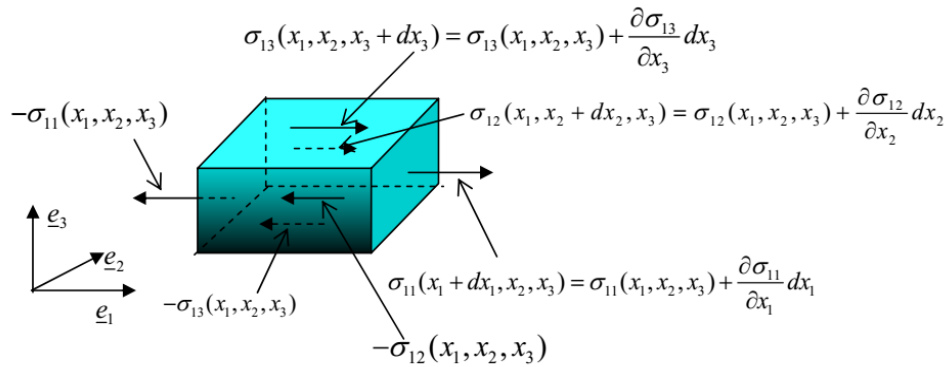


Figure I.7. Equilibre d'un élément cubique

L'équilibre en rotation implique la symétrie du tenseur des contraintes de Cauchy :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_{11}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sigma_{12}}{\partial x_2} + \frac{\partial \sigma_{13}}{\partial x_3} + f_1 = \rho \gamma_1 \\ \frac{\partial \sigma_{21}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sigma_{22}}{\partial x_2} + \frac{\partial \sigma_{23}}{\partial x_3} + f_2 = \rho \gamma_2 \\ \frac{\partial \sigma_{31}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sigma_{32}}{\partial x_2} + \frac{\partial \sigma_{33}}{\partial x_3} + f_3 = \rho \gamma_3 \end{array} \right. \quad (I.2)$$

I.3.2. Composantes d'une contrainte s'exerçant sur une facette donnée (cas bidimensionnel).

Prenons pour repère de référence {M, xy}. La matrice, supposée connue, du tenseur des contraintes s'écrit [35]:

$$(\sigma) = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{bmatrix}$$

La normale  $M\vec{n}$  à la facette considérée fait un angle  $\theta$  avec l'axe  $M\vec{x}$  :

$$\vec{n} \begin{cases} \alpha = \cos \theta \\ \beta = \sin \theta \end{cases}$$

On a : Composantes de  $\vec{T}(M, n)$  dans {M, xy} :

$$\vec{T}(M, \vec{n} = \begin{pmatrix} f \\ g \end{pmatrix}) = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \cos \theta \\ \sin \theta \end{pmatrix}$$

$$\vec{T}(M, \vec{n} = \begin{pmatrix} f \\ g \end{pmatrix}) = \begin{pmatrix} \sigma_x \cos \theta + \tau_{xy} \sin \theta \\ \tau_{xy} \cos \theta + \sigma_y \sin \theta \end{pmatrix}$$

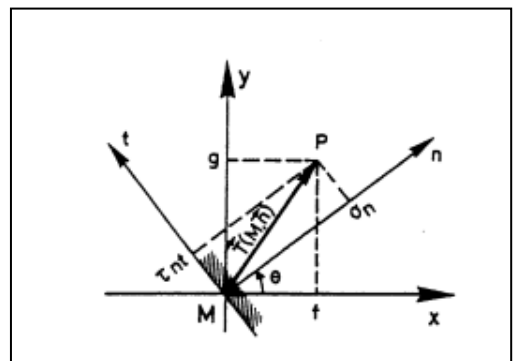


Figure I.8. Présentation des composantes

Composantes de  $\vec{T}(M, n)$  dans  $\{M, nt\}$  :

$$\vec{T}(M, \vec{n}) = \begin{pmatrix} \sigma_n \\ \tau_{nt} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} f \\ g \end{pmatrix}$$

D'où :

$$\vec{T}(M, \vec{n}) \begin{cases} \sigma_n = \sigma_x \cdot \cos^2\theta + \sigma_y \cdot \sin^2\theta + 2\tau_{xy} \sin\theta \cos\theta \\ \tau_{nt} = (\sigma_y - \sigma_x) \sin\theta \cos\theta + \tau_{xy} (\cos^2\theta - \sin^2\theta) \end{cases}$$

D'où :

$$\vec{T}(M, \vec{n}) \begin{cases} \sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \cos^2(-2\theta) + \tau_{xy} \cos(\frac{\pi}{2} - 2\theta) \\ \tau_{nt} = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin(-2\theta) + \tau_{xy} \operatorname{sincos}(\frac{\pi}{2} - 2\theta) \end{cases} \quad (\text{I.3})$$

### I.3.3. Détermination des contraintes principales et des directions principales.

On peut déterminer les directions principales à travers les étapes suivantes [36]:

1. En exprimant que :  $\tau_{nt} = 0 \Rightarrow \tan 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$

On obtient des valeurs de  $\theta$  définies à  $\frac{\pi}{2}$  près. En reportant deux valeurs de  $\theta$  définies à  $\frac{\pi}{2}$  près dans l'expression de  $\sigma_n$ , on obtient les contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ,

2. On peut également diagonaliser la matrice :  $[\sigma(M)]$ ; sa symétrie ( $[\sigma(\mathbf{M})] = [[\sigma(\mathbf{M})]]^T$ ) implique que:

- Sa matrice est diagonalisable,
- Ses valeurs propres sont réelles,
- Ses vecteurs propres sont orthogonaux.

Donc, en tout point  $\mathbf{M}$  du solide, il existe au moins un repère orthogonal  $(M, \vec{n}_1, \vec{n}_2, \vec{n}_3)$  dans lequel la matrice des contraintes associée à ce repère est diagonale[40].

- $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  sont appelées contraintes principales ; ce sont **les valeurs propres** de la matrice associée au tenseur des contraintes de Cauchy.
- $\vec{n}_1, \vec{n}_2, \vec{n}_3$  : sont **les axes principaux** du tenseur des contraintes de Cauchy. On les appelle aussi directions principales des contraintes.

#### I.3.3.1. Invariants du tenseur des contraintes.

Les invariants du tenseur des contraintes sont les coefficients (ou encore les paramètres  $I_1, I_2$  et  $I_3$ ) de l'équation caractéristique [40]:

$$P(\sigma_n) = -\sigma_n^3 + I_1 \sigma_n^2 - \sigma_n^3 \sigma_n + I_3 \quad (\text{I.4})$$

Les trois contraintes principales sont les racines de cette équation. Donc :

$$P(\sigma_n) = \det([\sigma(M) - [\sigma_n]\bar{I}]) = \det \begin{bmatrix} \sigma_{11} - \sigma_n & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} - \sigma_n & \sigma_{23} \\ \sigma_{13} & \sigma_{23} & \sigma_{33} - \sigma_n \end{bmatrix} = 0$$

Les invariants  $I_1, I_2$  et  $I_3$  sont indépendants du repère. Ces invariants sont donnés comme suit :

$$\begin{cases} I_1 = \text{tr}[\sigma] = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \\ I_2 = \frac{1}{2}(\text{tr}[\sigma]^2 - \text{tr}[\sigma]) = \sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{11}\sigma_{33} + \sigma_{22}\sigma_{33} + \sigma_{12}^2 - \sigma_{13}^2 - \sigma_{23}^2 \\ I_3 = \det[\sigma] = \sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} + 2\sigma_{12}\sigma_{23}\sigma_{13} - \sigma_{11}\sigma_{23}^2 - \sigma_{22}\sigma_{13}^2 - \sigma_{33}\sigma_{12}^2 \end{cases} \quad (\text{I.5})$$

#### I.3.4. Cercle de Mohr.

Lorsque les contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont fixées, les valeurs des contraintes normale  $\sigma$  et tangentielle  $\tau$  varie en fonction de l'orientation  $\alpha$  de la facette considérée. Dans le plan de Mohr, les différentes valeurs que peuvent prendre  $\sigma$  et  $\tau$ , en fonction de  $\alpha$ , décrivent un cercle que l'on appelle **cercle de Mohr**, tel que montré sur la figure I.9. La dimension du cercle de Mohr et sa position sur l'axe des abscisses dépend uniquement des contraintes principales majeure et mineure,  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ . [45].

Si on connaît les valeurs des contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ , et l'orientation de la facette on en déduit facilement la position du point T sur le cercle dont les coordonnées correspondent aux contraintes  $\sigma$  et  $\tau$ . La position du point T peut être trouvée :

- **Graphiquement** en remarquant que l'orientation  $\alpha$  de la facette, par rapport au plan portant la contrainte  $\sigma_1$ , est égale sur le plan de Mohr à deux fois l'angle formé au centre M du cercle entre le segment MT et  $M\sigma_1$  (voir l'exemple sur la figure I.10),
- **Mathématiquement** à l'aide des expressions suivantes :

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (\text{I.6})$$

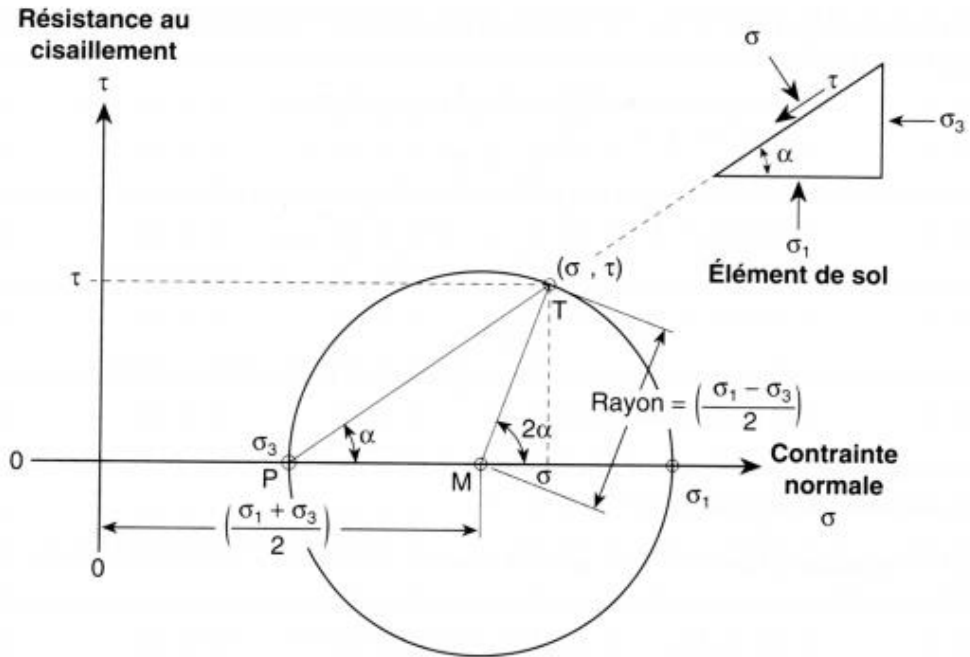


Figure 1.9. Cercle de Mohr.

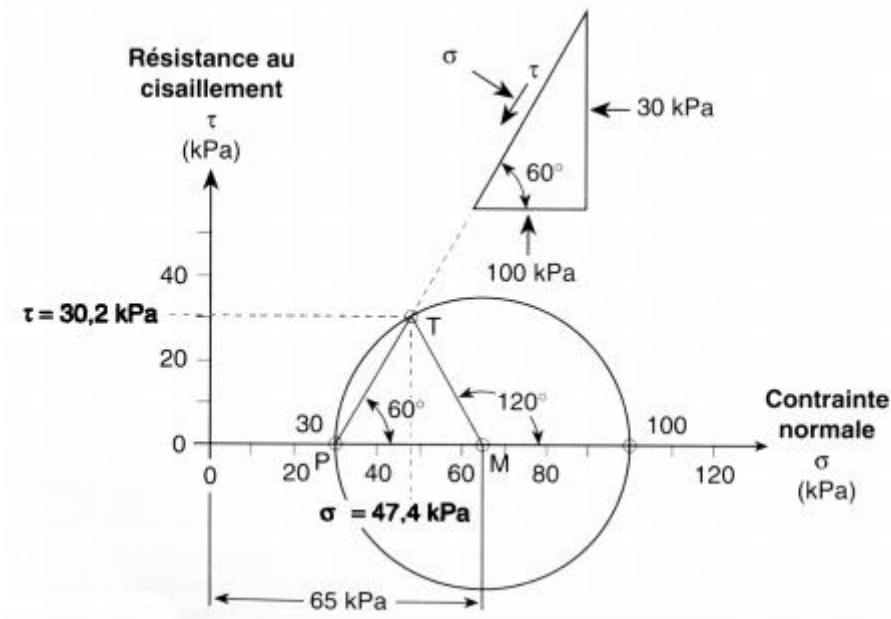


Figure I.10. Exemple de calcul des contraintes à l'aide du cercle de Mohr pour  $\sigma_1 = 100$  kPa,  $\sigma_3 = 30$  kPa et  $\alpha = 30^\circ$  [40].

1.3.5. Critère de Rupture de Mohr-Coulomb.

Le plan de Mohr est une représentation plane de l'état de contrainte dans des axes liés à la facette. L'axe des abscisses ( $O_s$ ) est confondu avec la normale à la facette, l'axe des ordonnées est ( $O_t$ ). Chacun des états de rupture dans un sol peut être caractérisé par un couple  $\tau_r$  et  $\sigma_r$  représenté par un point sur le plan de Mohr [42].

L'ensemble des points représentant différents états de rupture forme une courbe à peu près rectiligne qui sépare le plan de Mohr en deux domaines:

- Le domaine sous cette courbe représente l'ensemble des états de contrainte que peut « supporter » le sol,
- Le domaine au-dessus de la courbe représente l'ensemble des états de contrainte non accessibles par le sol (le sol entre en rupture avant)

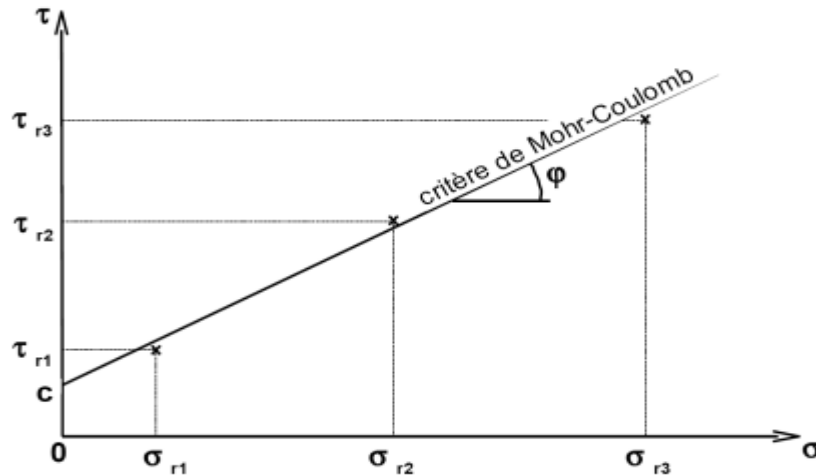


Figure I.11. Etats de rupture et critère de Mohr-Coulomb représentés dans le plan de Mohr.

Cette courbe est correctement approximée par une droite appelée critère de rupture de Mohr-Coulomb et définie par l'équation[40]:

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

La relation correspondante entre  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  s'écrit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{I.8})$$

- $\varphi$  : est appelé l'angle de frottement, il représente la pente de la droite et s'exprime en degré.
- $c$  : est appelée la cohésion. La cohésion traduit l'« effet de colle » que l'on observe dans des argiles ou des sables partiellement saturés, elle est nulle pour un sable sec.

### I.3.6. Caractéristiques intrinsèques des sols.

#### I.3.6.1. Cohésion C.

Dans les sols très fins, en plus des frottements inter granulaires se manifestent des forces d'attraction entre particules qui se traduisent par une « cohésion du sol ». Elle est exprimée par une pression qui varie avec la teneur en eau des sols[40].

### I.3.6.2. L'angle de frottement interne.

Angle que fait la courbe intrinsèque ou droite de Coulomb dans le plan de Mohr avec l'axe des contraintes normales. L'angle de frottement interne et la cohésion sont deux caractéristiques mécaniques fondamentales des sols. Ils sont souvent représentés par la courbe intrinsèque[47].

### I.4. Essai de résistance au cisaillement des sols.

Plusieurs types d'essais sont utilisés pour déterminer les caractéristiques de plasticité ; on distingue:

- Les essais de mesure in situ (scissomètre, rhéotest, pénétromètre...)
- les essais de laboratoire (compression simple, essai de cisaillement rectiligne ou boîte de Casagrande, essai de compression triaxial).

#### I.4.1. La boîte de cisaillement (boîte de Casagrande).

L'échantillon est placé entre deux demi-boîtes, une supérieure  $C_1$  qui peut coulisser horizontalement sur une inférieure  $C_2$  (figure 1)

Le sol est placé entre deux pierres poreuses qui permettent le drainage de celui-ci. On peut remplacer les pierres poreuses par des plaques pleines et le sol ne peut plus se drainer, du moins théoriquement [8].

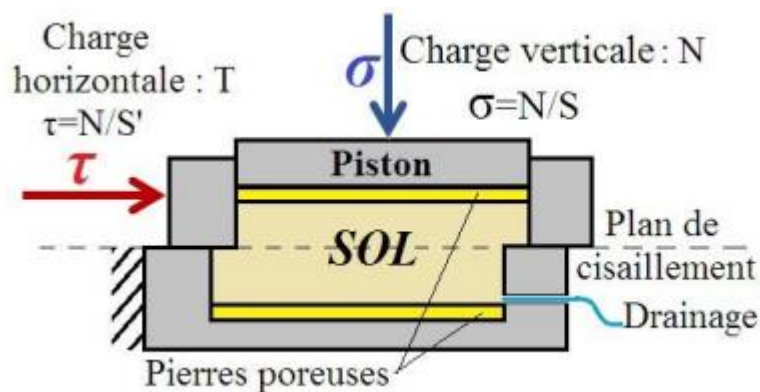


Figure I.12. Boîte de casagrande.

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

Si cet essai est réalisé sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes, par exemple  $\sigma_{i(i=1,2,3,4)}$ , la courbe intrinsèque du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme de Coulomb ( $\sigma$ ,  $\tau$ ) ; les points correspondants aux contraintes  $\tau_{i(i=1,2,3,4)}$  mesurées.

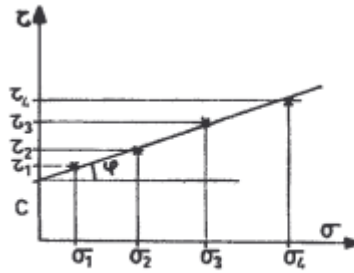


Figure I.13. Détermination de  $c$  et  $\phi$ .

Dans l'essai de cisaillement direct les conditions de drainage ne sont pas maîtrisées, elles dépendent de la perméabilité du sol et de la vitesse d'essai.-

#### I.4.1.1. Cas des sols grenus.

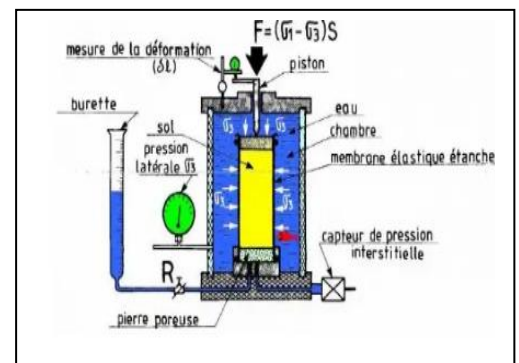
La perméabilité étant élevée, les contraintes appliquées sont des contraintes effectives et les caractéristiques déterminées  $c$  et  $\phi$  sont des caractéristiques du comportement à long terme

#### I.4.1.2. Cas des sols fins saturés .

Le cisaillement commence après que l'échantillon ait été consolidé sous l'effet de la contrainte normale. La vitesse de cisaillement très lente (de l'ordre du  $\mu$  m/mn) [8]. Dans ces conditions les contraintes produites sont des contraintes effectives et les caractéristiques déterminées sont les caractéristiques  $c$  et  $\phi$  du comportement à long terme.

#### I.4.2. L'appareil triaxial.

L'éprouvette de sol a la forme d'un cylindre droit. Elle est placée dans une cellule appelée cellule triaxiale. L'éprouvette est contenue dans une gaine élastique étanche et parfaitement déformable. Son extrémité inférieure ou ses deux extrémités, selon le montage, son au contact d'une pierre poreuse.



La cellule est remplie d'eau. Le dispositif d'essai permet de mettre cette eau en pression, ce qui conduit à appliquer une contrainte isotrope  $\sigma_3$  à l'éprouvette (on a ici  $\sigma_2 = \sigma_3$  ).

D'autre part l'éprouvette peut être comprimée verticalement à l'aide d'un piston. Soit la charge ainsi appliquée. La déformation verticale  $Dl$  de l'éprouvette est mesurée à l'aide d'un comparateur[8]. .



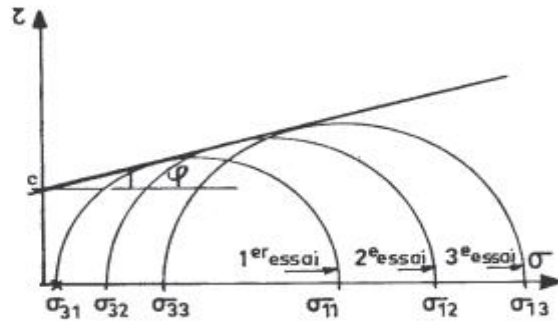


Figure I.14. Détermination de la droite intrinsèque d'un sol

L'essai triaxial offre les conditions de drainage suivantes :

#### I.4.2.1. Essai consolidé drainé (CD).

L'essai CD permet de déterminer les caractéristiques intrinsèques du squelette du sol ; il correspond au comportement du sol à **long terme**.

Les étapes de l'essai sont les suivantes :

1. Mise en place de l'échantillon
2. Drainage ouvert on applique  $\sigma_3$  et on attend que la surpression interstitielle se dissipe (jusqu'à  $u = 0$ ).
3. On augmente  $\sigma_1$  à  $\sigma_3$  constante, drainage ouvert pour avoir toujours  $u = 0$  jusqu'à rupture de l'échantillon.

**Cet essai est relativement long et peut durer plusieurs jours**



Figure I.15. Essai consolidé drainé.

La courbe intrinsèque obtenue (Figure 5) à partir des résultats de plusieurs essais est toujours approximativement une droite dont les caractéristiques sont les suivantes,

- $\phi'$ : appelé angle de frottement effectif est l'angle que fait la droite intrinsèque avec l'axe des contraintes normales.
- $c'$ : appelée cohésion drainée est la valeur de l'ordonnée à l'origine de la droite intrinsèque.

L'équation de la droite intrinsèque d'un sol fin saturé dite équation de Mohr-Coulomb est :

$$\tau = \sigma' \tan \phi' + c' \quad (I.9)$$

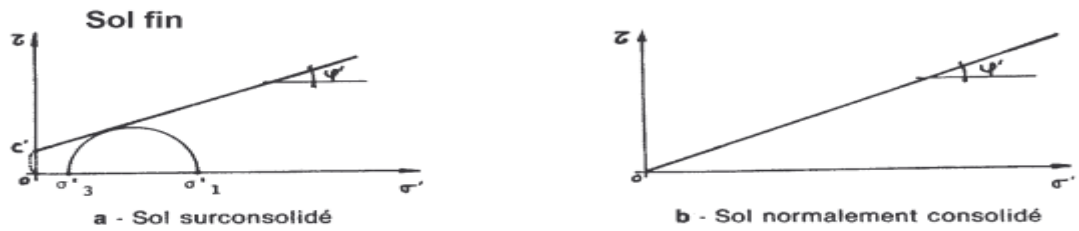


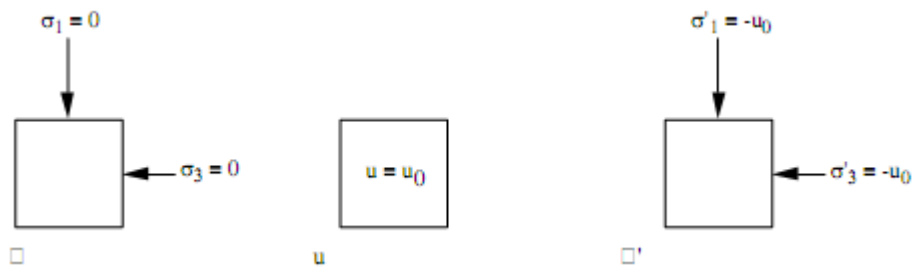
Figure I.16. Résultat d'essai CD.

Dans les sols surconsolidés, la cohésion effective est due à une adhésion entre les grains, adhésion provoquée par la préconsolidation ( $\sigma_c > \sigma'_{v0}$ ) ;

I.4.2.2. Essai non consolidé non drainé(UU), et concept de cohésion non drainée .

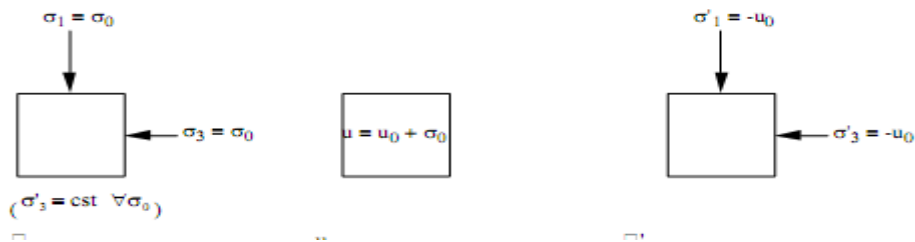
L'essai non consolidé non drainé (UU) correspond au comportement à court terme du sol en place. Il s'effectue à l'appareil triaxial ou à la boîte de cisaillement si le sol est très imperméable. Ils se déroulent en deux étapes :

A. Mise en place de l'échantillon

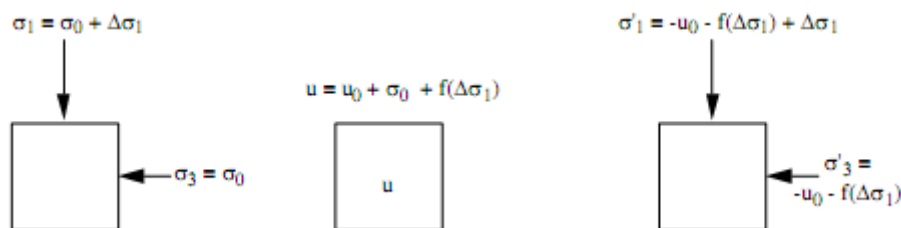


L'échantillon du sol n'étant soumis à aucune contrainte ( $\sigma_3 = \sigma_1 = 0$ ), il est décomprimé par rapport à son état in-situ et une pression interstitielle négative s'y développe.

B. Drainage fermé on applique  $\sigma_3$



C. On augmente  $\sigma_1$  à  $\sigma_3$  constante et on mesure u



Les différents cercles de Mohr à la rupture, en contraintes totales, sont simplement translatés parallèlement à l'axe des contraintes normales. Ils ne correspondent qu'à un seul cercle de Mohr en contraintes effectives.

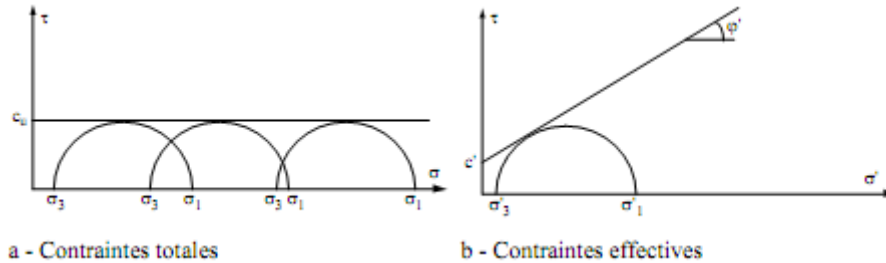


Figure I.17. Représentation de l'état de contrainte au cours d'essai UU

L'enveloppe de ces cercles est une droite parallèle à l'axe des  $\sigma$  dont l'ordonnée à l'origine est appelée cohésion non drainée et notée  $c_u$

Donc on considère qu'un sol fin saturé en condition non drainée a comme critère de rupture,

$$\tau = c_u \tag{I.10}$$

Donc la résistance au cisaillement ou contraintes totales s'écrit d'après le critère de Mohr Coulomb :

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \tag{I.12}$$

I.4.2.3. Essai consolidé non drainé (CU).

L'essai consolidé non drainé a deux buts :

- 1) déterminer la variation de la cohésion non drainée  $c_u$  en fonction de la contrainte de pré consolidation,
- 2) déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme ( $c'$  et  $\phi'$ ) en mesurant la pression interstitielle au moment de la rupture[47]..

Les étapes comme suit :

- 1- Mise en place de l'échantillon
- 2- Drainage ouvert : on applique  $\sigma_3$  et on attend que la surpression interstitielle se dissipe (jusqu'à  $u = 0$ ).
- 3 - on augmente  $\sigma_1$  à  $\sigma_3$  constante, drainage fermé (et on mesure  $u$ ) jusqu'à rupture de l'échantillon.



Figure I.18. Consolidation et rupture.

L'essai CU ne dure que de quelques minutes à quelques heures.

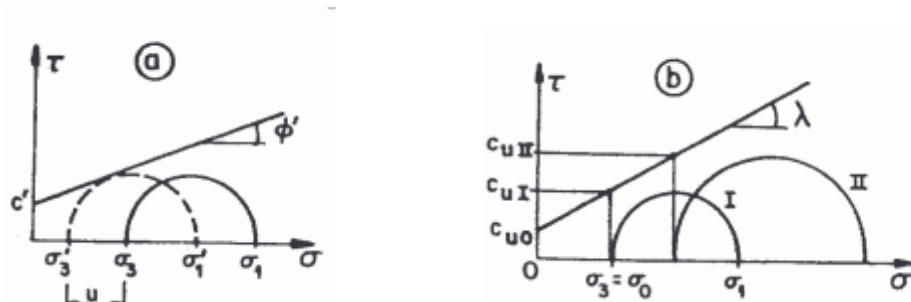


Figure I.19. Résultats d'essai CU.

**En résumé :**  
 L'essai UU  $\phi_u \approx 0$  et  $c_u$  court terme  
 L'essai CD  $\phi_d$  et  $c_d$  long terme

1.4.3. Essai de compression simple.

L'essai de compression simple consiste à écraser un échantillon cylindrique de sol intact entre les deux plateaux d'une presse. La compression axiale à la rupture  $R_c$  est appelée la résistance à la compression simple[40].

Comme le montre le cercle de Mohr,  $R_c = 2c_u$

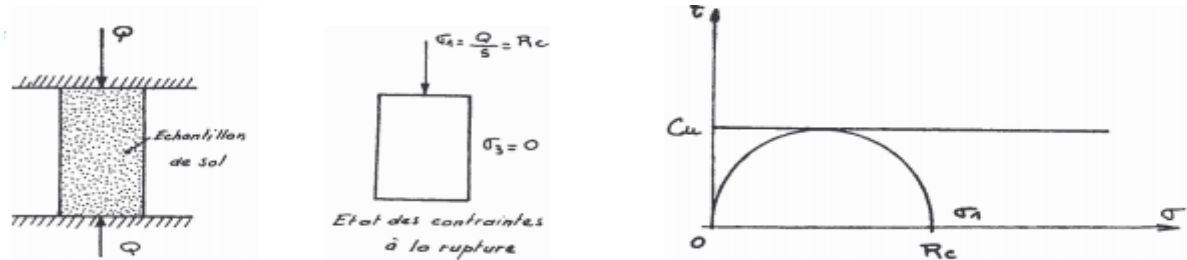
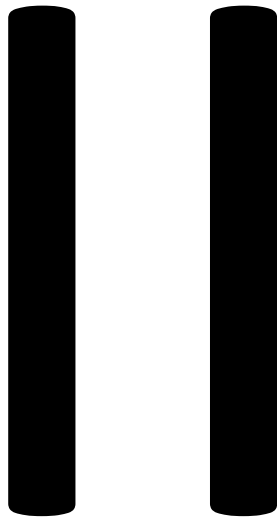


Figure I.20. L'essai de compression simple.

1.5. Conclusions.

Ce chapitre est un rappel sur la résistance au cisaillement des sols avec une introduction sur la théorie d'élasticité : Généralité, hypothèses fondamentales et les contraintes : Vecteur, tenseur, équations d'équilibre, contrainte et direction principales et aussi cercles de Mohr des contraintes, il est rédigé de manière simplifiée avec des notions afin que l'étudiant puisse assimiler le contenu.



Calcul des fondations

superficielles

## Calcul des fondations superficielles

### II.1. Introduction.

Une fondation est destinée à assurer la stabilité d'un ouvrage sur le terrain et à transmettre au sol toutes les sollicitations de manière permanente et uniforme. Il existe deux grands modes de transmission des charges des constructions aux couches de sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde.

Les fondations superficielles sont, par définition, les fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastrées. Ce sont les semelles, radiers, etc. Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base [40].

Lorsque le sol en surface n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges par l'intermédiaire de fondations superficielles, soit que sa résistance soit trop faible, soit que les tassements prévus soient préjudiciables à la construction, on fait appel à des fondations profondes ou semi-profondes. Les fondations profondes (pieux et barrettes) sont celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on distingue les fondations semi-profondes dont la base se trouve relativement près de la surface, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des puits et pieux courts ou des barrettes de faible profondeur et de la plupart des caissons.

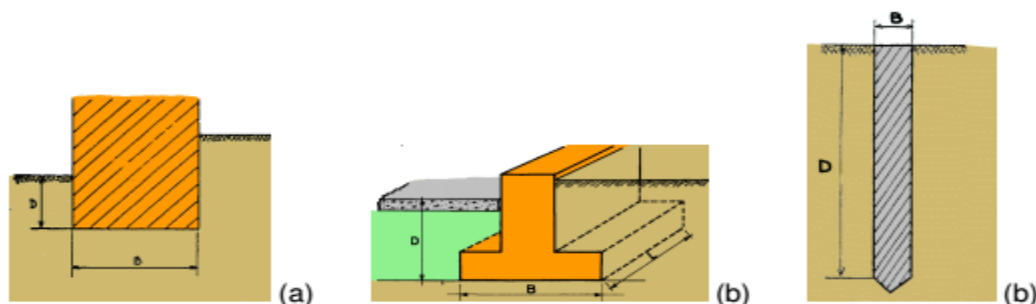


Figure II.1. (a) et (b) fondations superficielles, (c) pieu.

On considère une fondation comme superficielle quand la profondeur  $D_f$  d'encastrement de la fondation par rapport à la surface superficielle du terrain n'excède pas quatre ou cinq fois la largeur  $B$  (ou le plus petit côté  $B$ ) du massif de fondation ( Figure II.1).

$$\frac{D_f}{B} < 4 \quad \text{Fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers)}$$

$$4 \leq \frac{D_f}{B} < 10 \quad \text{Fondations semi-profondes (puits).}$$

$$\frac{D_f}{B} \geq 10 \quad \text{Fondations profondes (pieux).}$$

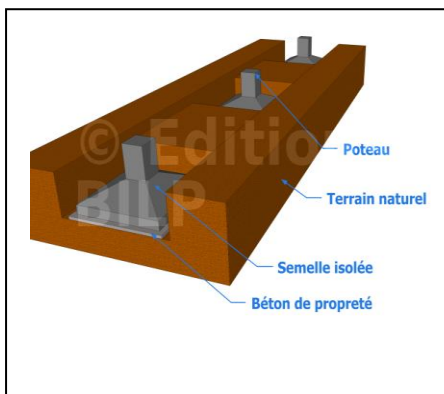
Lors du choix du type de fondation, l'ingénieur doit exécuter cinq étapes successives [19] :

1. Obtenir la nature de la superstructure et les charges à transmettre à la fondation.
2. Obtenir les informations nécessaires du terrain d'assise (les coupes géologiques, les paramètres géotechniques- l'angle de frottement interne  $\phi$ , la cohésion  $c$ , le poids propre  $\gamma$ ).
3. Explorer la possibilité de construire sur n'importe quel type de fondations (superficielles ou profondes) dans les conditions existantes en tenant compte :
  - ◆ La capacité portante du sol de supporter les charges transmises ;
  - ◆ Les effets nuisibles sur la structure due aux tassements différentiels.
4. Une fois qu'un ou deux types de fondations sont choisis sur la base des études préliminaires, effectuer des études plus détaillées. Ces études peuvent exiger la détermination plus précise des charges, des paramètres géotechniques et les dimensions des fondations. Il est nécessaire aussi d'évaluer le tassement afin d'assurer la stabilité de la structure.
5. Estimer le coût de chacun des types des fondations, et choisir le type qui représente le plus acceptable entre l'exécution et le coût.

### II.2. Types de fondations superficielles.

Il existe trois types de fondations superficielles (isolées, filantes ou radiers) et dans tous les cas, les assises doivent être protégées des eaux de ruissellement pour empêcher non seulement les lessivages du sol, mais aussi pour maintenir une hygrométrie constante (notamment en présence d'argile).

#### II.2.1. Les semelles indépendantes (isolées).



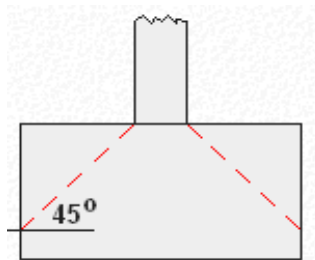
Ce sont des fondations directes, elles transmettent directement les efforts sur les couches proches de la surface [40].

Ce sont les fondations les plus simples, utilisables sous les colonnes (poteaux) des constructions légères et sur des sols de bonne qualité.

**Figure II.2. Semelles isolées.**

D'une manière générale, si les charges à supporter sont faibles, et/ou si la pression admissible du sol est élevée, il est possible d'utiliser des semelles en béton non armé, dans le cas contraire, on utilisera le plus souvent des semelles en béton armé.

Une caractéristique de dimensionnement des semelles en béton non-armé est qu'il faut pouvoir tracer une ligne à  $45^\circ$  (à partir du bas de la colonne), qui aille rencontrer la face verticale de la fondation [40].



Si les charges sont plus fortes, les semelles seront en béton armé et la largeur de la fondation sera plus importante que dans le cas d'une distribution des charges à  $45^\circ$ .

### II.2.2. Les critères de choix d'une semelle indépendante (isolée).

Au niveau des couches géologiques : elles doivent, d'une part, être capables de supporter la construction. Une bonne « couche géologique » est une couche dont la capacité de portance est adéquate supérieure ou égale à 0,1 MPa pour soutenir la fondation sans risque. Et, d'autre part, elles doivent se trouver à faible profondeur. Au niveau des colonnes, elles doivent être suffisamment espacées pour ne pas que les semelles isolées se recouvrent, c'est à dire qu'il n'engendre pas un chevauchement entre les pressions engendrées par chaque semelle, (Sinon on a recours aux semelles filantes) [40].

### II.2.3. Les semelles continues (ou filantes).

Lorsque les descentes de charges sont continues (sous un mur), le seul moyen pour diminuer la pression sur le sol est de mettre en œuvre une fondation continue. Il s'agit d'une configuration bien adaptée aux maisons individuelles construites sur des sols dont la portance est supérieure ou égale à 0,1 MPa [40].

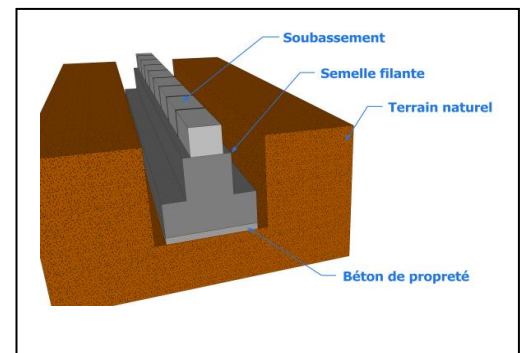
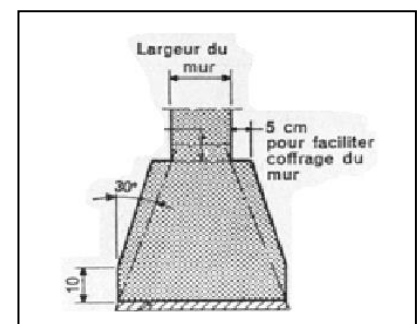


Figure II.3. Semelle filante[47].

A la base on retrouve une couche de béton de propreté, la section est légèrement pyramidale. Cette caractéristique de la répartition des contraintes s'appliquant à la fondation. Une section rectangulaire jusqu'au sommet engendrerait un surcoût inutile [40].

Au niveau du pied du mur, on laisse souvent un espace supplémentaire d'environ 5cm pour faciliter le coffrage du mur.





### II.2.4. Les radiers.

Il est utilisé pour fonder un bâtiment sur un sous-sol comportant des petites cavités souterraines (anciennes carrières) susceptibles de créer des fontis en s'écroulant. Il est plus particulièrement destiné aux terrains homogènes avec une portance inférieure à 0,05 MPa. Il existe quatre types de radiers : à dalle plate (le plus courant), nervuré, voûté et le radier champignon sous poteaux [40].



Figure II.4. Radier général[47].

### II.3. Mécanismes de rupture des fondations superficielles.

Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe plusieurs mécanismes de rupture pour les fondations superficielles en fonction du type de chargement, excentricité de la charge, type du sol de fondation et type de fondation. On observe tout d'abord le cas général : semelle filante soumise à une charge verticale centrée dans un sol homogène.

Avant l'application de la charge sur une semelle, le sol de fondation est en état d'équilibre élastique. Lorsque la charge augmente au-delà d'une certaine valeur critique, le sol passe progressivement à l'état d'équilibre plastique. Les études théoriques relatives à l'état d'équilibre plastique sous les semelles filantes conduisent aux conclusions générales suivantes:

- Au cours du passage d'un état à l'autre, la répartition des réactions du sol sur la base de la semelle et l'orientation des contraintes principales dans le sol, subissent des variations. La transition s'opère à partir des bords extérieurs de la fondation.

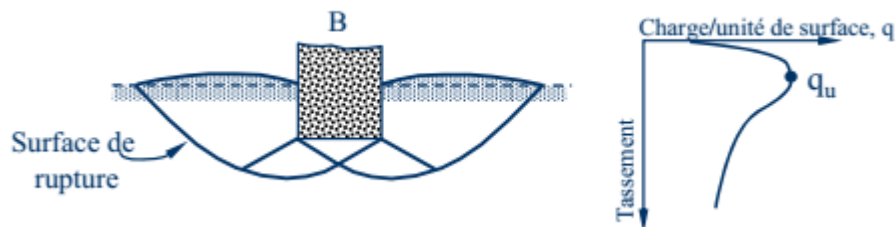


Figure II.5. Rupture généralisée par cisaillement [6].

- Si les propriétés mécaniques du sol sont telles que la déformation qui précède la rupture par écoulement plastique est très petite, la semelle ne s'enfoncera pas dans le sol avant qu'un état d'équilibre plastique soit atteint. La rupture a lieu par glissement suivant des directions dirigées vers l'extérieur

(Figure II.5). Il s'agit d'une “*rupture généralisée par cisaillement*” correspondant à la courbe de tassement de la Figure II.5 [6].

• Si au contraire, les propriétés mécaniques du sol sont telles que l'écoulement plastique fait suite à une déformation importante, l'apparition de la rupture par cisaillement généralisé s'accompagne d'un tassement à évolution rapide. La relation entre la charge et le tassement est, dans ce cas, donnée par la courbe de la Figure II.6. La capacité portante est atteinte avant même que la rupture soit parvenue jusqu'à la surface, c'est pourquoi ce type de rupture est appelé “*rupture locale par cisaillement*” Figure II.6. [6].

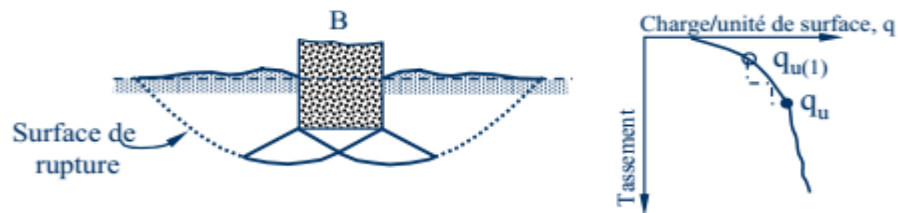


Figure II.6. Rupture locale par cisaillement [6].

Le problème de poinçonnement d'un sol réel par une fondation (Figure II.7) est extrêmement complexe et il n'existe de solutions mathématiques exactes que pour les cas les plus simples, la courbe de tassement est représentée dans la Figure II.7. On dispose cependant pour les autres cas d'approximations suffisamment précises pour la pratique courante des travaux de fondation [18].

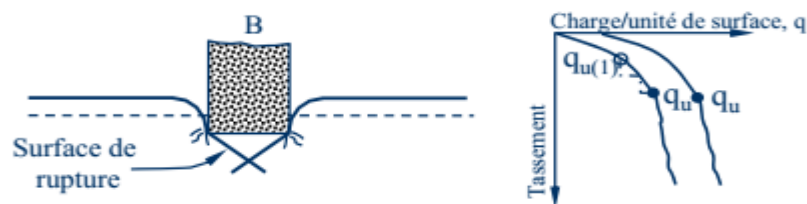


Figure II.7. Rupture par poinçonnement [6].

Devant la difficulté du problème, il est nécessaire de simplifier considérablement et nous considérons généralement plusieurs hypothèses simplificatrices. Le mode de rupture des fondations superficielles observé expérimentalement par Prandtl est donné sur la Figure II.8.

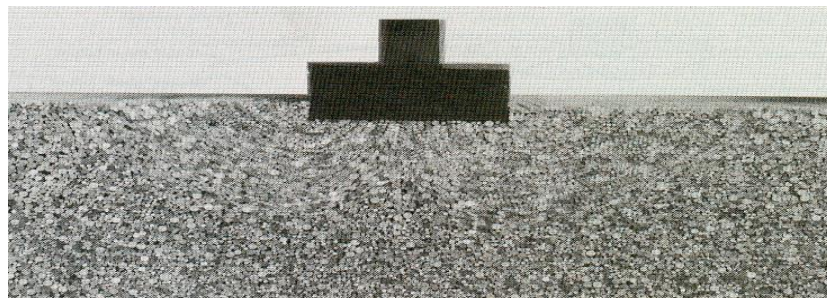


Figure II.8. Mode de rupture des fondations superficielles selon Prandtl[18].

#### II.4. Capacité portante des fondations superficielles.

Plusieurs méthodes et théories de calcul de la capacité portante ont été développées au fil des années passées, en cite en premier lieu, la théorie classique de calcul ou bien la méthode à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement interne (dite méthode " $c-\phi$ "), les méthodes à partir des résultats des essais in situ, à partir de la pression limite  $P$  du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe  $q_c$  du pénétromètre statique CPT [8]. Et enfin les simulations numériques (MEF) .

##### II.4.1. Théorie classique de capacité portante - Semelle filante soumise à une charge verticale centrée-

###### II.4.1.1. Théorie de Terzaghi.

En 1948, Terzaghi a utilisé la même forme d'équation de Prandtl (1921) [11] pour la détermination de la capacité portante d'une semelle filante rigide de largeur  $B$  encastrée à une grande profondeur, et a pris en compte le poids du coin du sol et l'effet du sol au-dessus de la base de la fondation sur la capacité portante.

Terzaghi a pris certaines hypothèses simplificatrices pour déterminer la capacité portante ultime  $q_u$  :

- ◆ Un milieu (sol) semi-infini, homogène et isotrope ;
- ◆ Le problème est modélisé en deux dimensions ;
- ◆ La base de la fondation est rugueuse;
- ◆ Rupture généralisée par cisaillement montrée dans la Figure II.9 ;
- ◆ La charge verticale centrée et s'exerce dans l'axe de la semelle;
- ◆ Surface de la terre horizontale dont le comportement est caractérisé par une cohésion et un angle de frottement interne ;
- ◆ Le sol situé au-dessus de l'horizontale  $ab$  de la base de la fondation, agit comme une surcharge verticale constante d'intensité  $\gamma D_f$ ; avec  $\gamma$  poids propre du sol,  $D_f$  la profondeur ou bien l'encastrement de la fondation( Figure II.9);
- ◆ Le principe de superposition est applicable ;
- ◆ L'effet des contraintes de cisaillement dans le plan  $ab$  est négligé ;
- ◆ La loi du Coulomb est applicable ;  $\tau = \sigma' \tan \phi + c$

D'après la Figure II.9, le mécanisme de rupture peut être divisé en trois zones principales [6]:

1. **Zone abc**: c'est une zone élastique triangulaire (coin triangulaire) située immédiatement au-dessous du fond de la fondation. L'inclinaison des côtés  $ac$  et  $bc$  avec l'horizontale est  $(\pi/4+\phi/2)$ ; avec  $\phi$  angle de frottement interne du sol.

2. **Zone bcf**: C'est la zone radiale du cisaillement de Prandtl (les lignes de glissement composées de segment de droites et de spirales logarithmiques).

3. **Zone bfg** : Cette zone est la zone passive de Rankine (butée). Les lignes de glissement dans cette zone font des angles de  $\pm(\pi/4 - \phi/2)$  avec l'horizontale.

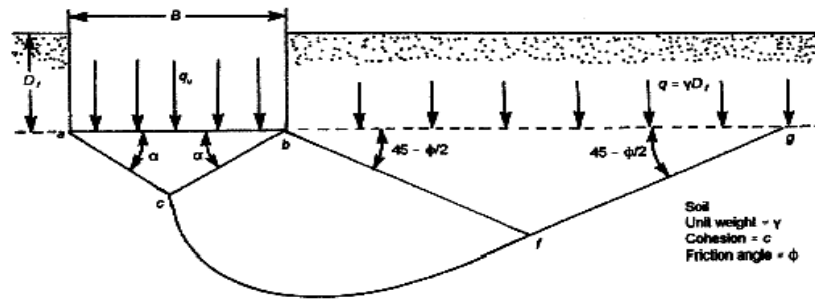


Figure II.9. Mécanisme de rupture d'une semelle filante rigide suivant Terzaghi [6].

La résistance du cisaillement,  $\tau$  du sol peut être donnée comme suit :

$$\tau = \sigma' \tan \phi + c \tag{II.1}$$

Avec :

$\sigma'$  = contrainte normale effective ;  $c$  = la cohésion du sol

La capacité portance ultime  $q_u$  de fondation peut être déterminée, si nous considérons les faces  $ac$  et  $bc$  du triangle  $abc$  (coin rigide) comme de véritables écrans de butée, on obtient la force passive sur chaque écran.

Pour déterminer la force de butée l'analyse est faite en considérant la superposition de trois cas élémentaires suivants (Figure II.10) \*méthode de superposition de Terzaghi\* :

1. Sol pesant sans surcharge et avec une cohésion nulle d'où une certaine résistance  $Q\gamma$  ( $q=0, \gamma \neq 0, c=0, \phi \neq 0$ ) ;
2. Sol non pesant avec surcharge et une cohésion nulle d'où une résistance  $Qp$  ( $q \neq 0, \gamma = 0, c=0, \phi \neq 0$ ) ;
3. Sol non pesant purement cohérent d'où une charge de rupture  $Qc$  ( $q=0, \gamma = 0, c \neq 0, \phi \neq 0$ ).

La butée totale:  $P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{p\gamma}$  (II.2)

Avec :  $P_{pq}$ ,  $P_{pc}$ , et  $P_{p\gamma}$  les forces passives dues à la surcharge  $q$ , la cohésion  $c$  et le poids propre  $\gamma$  respectivement.

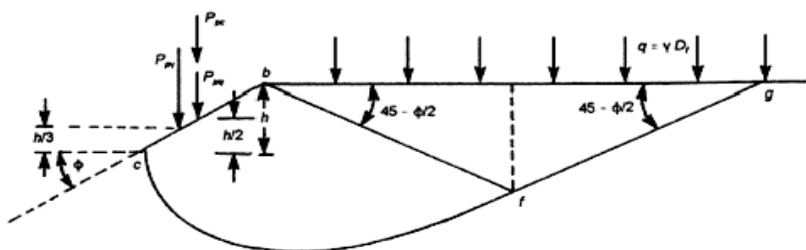


Figure II.10. Les Forces passives sur la face  $bc$  du coin  $abc$  [6].

**La force de butée Ppq (q≠0, γ = 0, c=0, φ ≠0) :**

q<sub>q</sub> = la charge par unité de surface de fondation donc :

$$q_q = \frac{2P_{pq}}{B} = q \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \right] = q N_q \quad (\text{II.3})$$

**La force de butée Ppc (q=0, γ = 0, c≠0, φ ≠0)**

$$q_c = c \cot\phi \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = c N_c = c \cot\phi (N_q - 1) \quad (\text{II.4})$$

**La force de butée Ppy (q=0, γ ≠ 0, c=0, φ ≠0)**

$$q_\gamma = \frac{1}{2} \gamma B \left[ \frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2\phi - \frac{\tan\phi}{2} \right] = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{II.5})$$

II.2.1.2. La capacité portante ultime.

La capacité portante limite q<sub>u</sub> du sol de fondation (semelle filante soumise à une charge verticale centrée) est donnée par :

$$q_u = q_q + q_c + q_\gamma \quad (\text{II.6})$$

$$\text{on obtient : } q_u = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{II.7})$$

Les trois coefficients N<sub>γ</sub>, N<sub>q</sub> et N<sub>c</sub> ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ . On les appelle : **les facteurs de capacité portante** données comme suit :

$$\bullet \quad N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad \text{Terme de profondeur} \quad (\text{II.8})$$

$$\blacklozenge \quad N_c = \cot\phi (N_q - 1) \quad \text{Terme de cohésion} \quad (\text{II.9})$$

$$\blacklozenge \quad N_\gamma = \left[ \frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2\phi - \frac{\tan\phi}{2} \right] \quad \text{Terme de surface} \quad (\text{II.10})$$

Le Tableau II.1 regroupe les valeurs des facteurs de portance d'après Terzaghi en fonction de l'angle de frottement interne φ.

Krizek a donné des formules empiriques simples basées sur les facteurs de capacité portante de Terzaghi  $N_\gamma$ ,  $N_q$  et  $N_c$ .

$$\diamond N_c = \frac{228 + 4.3\phi}{40 - \phi} \quad (\text{II.11})$$

$$\diamond N_q = \frac{40 + 5\phi}{40 - \phi} \quad (\text{II.12})$$

$$\diamond N_\gamma = \frac{6\phi}{40 - \phi} \quad (\text{II.13})$$

Tel que  $\phi$  : l'angle de frottement interne du sol.

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.70	1.10	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.10	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.60	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.49	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.89	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	42.44	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

**Tableau II.1. Facteurs de capacité portante selon Terzaghi [6] .**

#### II.4.2. Discussion générale de facteurs de la capacité portante des fondations superficielles.

Actuellement, les ingénieurs géotechniciens ont accepté la méthode de superposition comme la meilleure méthode pour estimer la capacité portance des fondations superficielles.

Pour les semelles filantes (*continues*), les solutions de *Reissner et de Prandtl* pour  $N_q$  et  $N_c$ , qui sont identiques à celles de *Meyerhof* [6] :

$$Nq = e^{\pi \tan \phi} \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad (\text{II.14})$$

$$Nc = \cot \phi (Nq - 1) \quad (\text{II.15})$$

Il y a une différence bien marquée entre les chercheurs et les approches de calcul pour les fondations superficielles concernant la valeur de  $N_\gamma$ . Hansen a proposé un rapport approximatif pour  $N_\gamma$  sous la forme :  $N_\gamma = 1.5 Nc \tan^2 \phi$ , Telque  $Nc$  est celui de Prandtl.

Caquot et Kérisel [14] ont choisi une valeur critique de  $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ .

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left[ K_{p\gamma} \frac{\cos\left(\frac{\pi - \phi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right] \quad (\text{II.16})$$

$K_{p\gamma}$  : coefficient de pression passif.

Les valeurs de  $N_\gamma$  d'après Caquot-kérisel sont basées sur le choix de l'angle critique qui conduit au minimum de la capacité portante :  $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$  qui en réalité ne correspondent pas à la valeur critique.

#### II.4.2.1. D'après la méthode ISO.

La norme ISO prévoit des valeurs différentes par rapport à la méthode de Meyerhof.

$$N_\gamma = 2 (Nq - 1) \tan \phi \quad (\text{II.17})$$

#### II.4.2.2. D'après le DTU 13.12.

En France, le calcul des fondations superficielles est réglementé par le Document Technique Unifié (DTU) N° 13.12 [12]. L'expression littérale de  $N_\gamma$  donnée par :

$$N_\gamma = 1.85(Nq - 1) \tan \phi \quad (\text{II.18})$$

#### II.4.2.3. D'après l'Eurocode 7.

L'Eurocode 7 [14] donne la formule de  $N_\gamma$  sous la forme :

$$N_\gamma = 2(Nq - 1) \tan \phi \quad (\text{II.19})$$

II.4.2.4. D'après DIN1054.100.

En Allemagne le calcul et le dimensionnement des fondations superficielles est réglementé par DIN.4084 et DIN1054.100[11]. L'expression de  $N_\gamma$  est semblable à celle donnée par l'Eurocode 7 :

$$N_\gamma = 2.(Nq - 1)\tan \phi \tag{II.20}$$

On indiquera aussi une formule empirique d'origine expérimentale due à Feda [14], qui donne une expression approchée de  $N_\gamma$  :

$$N_\gamma = 0.01e^{\frac{\phi}{4}} \tag{II.21}$$

Biarez *et al* ont également recommandé le rapport suivant pour  $N_\gamma$  :

$$N_\gamma = 1.8(Nq - 1)\tan \phi \tag{II.22}$$

II.4.3. Influence de l'inclinaison de la charge.

II.4.3.1. D'après Meyerhof.

L'inclinaison de la charge diminue fortement la capacité portante des fondations [14]. Meyerhof a également résolu le problème de manière approchée en introduisant dans les trois termes de l'expression de la pression de rupture des coefficients correcteurs d'inclinaison  $i_q$ ,  $i_c$  et  $i_\gamma$  qui tiennent compte du rapport B/L.

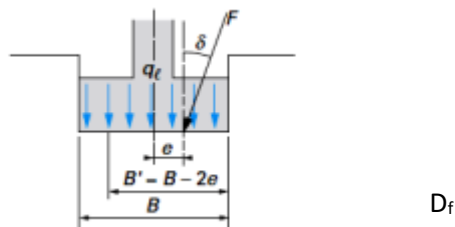


Figure II.11. Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B[10]

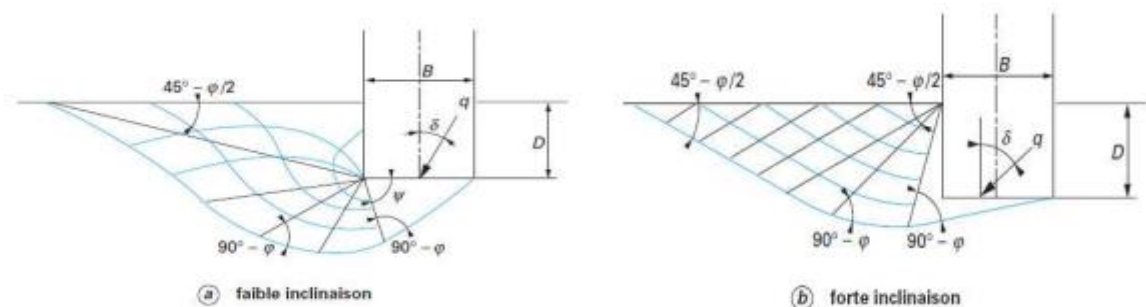


Figure II.12. Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée [10]



Soit une fondation de largeur B et de longueur L à la profondeur  $D_f$ , soumise à une charge inclinée par rapport à la verticale.

Selon Meyerhof, la pression limite s'exprime par l'expression suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B i_\gamma N_\gamma + \gamma D_f i_q N_q + c i_c N_c \quad (\text{II.23})$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan 1.4\phi \quad \text{D'origine expérimentale.}$$

$N_q, N_c$  les facteurs originaux de Prandtl .

$i_q, i_c, i_\gamma$  : Les facteurs d'inclinaison dépendant de l'inclinaison  $\delta$  et  $\phi$ .

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B, d'angle  $\delta$  par rapport à la verticale, le DTU 13.12 [20] propose les relations suivantes dues à Meyerhof :

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 \quad (\text{II.24})$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 \quad (\text{II.25})$$

#### II.4.3.2. D'après l'Eurocode 7.

Le projet d'Eurocode 7 [14] propose des relations plus compliquées, fonction de l'aire réduite  $A'$  de la surface de base de la fondation qui tient compte des excentremets de la charge dans les deux directions et les conditions du sol :

- ◆ En conditions non drainées, pour une charge horizontale H :

$$i_c = 0.5(1 + \sqrt{1 - H/A'c_u}) \quad (\text{II.26})$$

- ◆ En conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à L et une charge verticale V :

$$i_q = i_\gamma = 1 - H/(V + A'c' \cot \phi') \quad (\text{II.27})$$

$$i_c = (i_q N_q - 1)/(N_q - 1) \quad (\text{II.28})$$

- ◆ En conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à B et une charge verticale V :

$$i_q = (1 - 0.7H/(V + A'c' \cot \phi'))^3 \quad (\text{II.29})$$

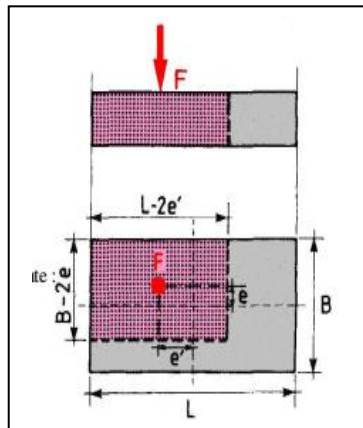
$$i_\gamma = (1 - H/(V + A'c' \cot \phi'))^3 \quad (\text{II.30})$$

$$i_c = (i_q N_q - 1)/(N_q - 1) \quad (\text{II.31})$$

## II.4.4. Influence de l'excentrement de la charge.

## II.4.4.1. L'excentrement selon une seule dimension – longitudinale -

Selon la méthode de Meyerhof, quand la semelle filante soumise à une charge verticale excentrée suivant B avec une excentrement  $e$  parallèle à B, la pression de contact diminue linéairement, dans ce cas Meyerhof a proposé d'attribuer à cette semelle une largeur fictive, centrée sur la charge [14].



**Figure II.13. Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée [6].**

Dans le cas d'une charge d'excentrement, d'une semelle filante supportant une charge :

$$B' = B - 2e \quad (\text{II.32})$$

La charge portante  $Q_u$  par unité de longueur de la semelle égale à:

$$Q_u = B' q_u = B' \left( \gamma \frac{B'}{2} N_\gamma + \gamma D N_q + c N_c \right)$$

$$\text{Donc :} \quad Q_L = B \left[ (1 - 2e)^2 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + (1 - 2e) \gamma N_q + (1 - 2e) c N_c \right] \quad (\text{II.33})$$

Donc les deux coefficients correcteurs correspondants à l'excentricité de la charge sont :

$$(1 - 2e) \quad \text{Pour } N_q \text{ et } N_c$$

Et

$$(1 - 2e)^2 \quad \text{Pour } N_\gamma$$

II.4.4.2. La charge doublement excentrée.

Lorsqu'on est en présence d'une semelle isolée et que la charge est doublement excentrée (aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal), on opérera de même, en remplaçant B et L par [14]:  $B' = B - 2e_B$  et  $L' = L - 2e_L$

La capacité portante totale  $q_L$  est alors obtenue par :

$$q_L = Q_L / B'.L' \quad \text{Pour une fondation rectangulaire ou carrée.}$$

$$q_L = q_{QL} / \pi.B'.B'/4 \quad \text{Pour une fondation circulaire.}$$

II.4.5. Influence de la forme de la fondation.

Le calcul des semelles isolées et des radiers est un problème complexe à trois dimension [14] que l'on ne sait pas traiter à l'heure actuelle de manière théorique satisfaisante. Faute de mieux, on utilise la formule donnant la capacité portante de la semelle filante, en affectant chacun des trois facteurs de capacité portante des coefficients correcteurs choisis de manière empirique, au vu des résultats d'essais de laboratoire et des constatations faites sur la capacité portante de semelles réelles.

Terzaghi, le premier, avait proposé, initialement, les relations suivantes, dans le cas d'une semelle circulaire de diamètre B et d'une semelle carrée de côté B. Le DTU 13.12 [20] retient les mêmes valeurs. Les valeurs sont données dans le Tableau II.2.

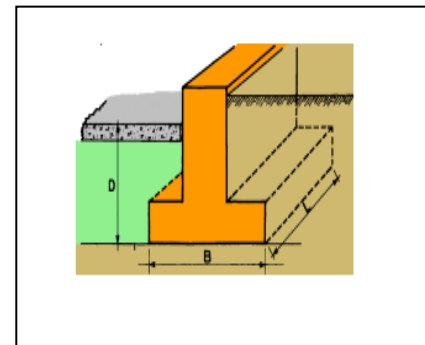


Figure II.14. Semelle rectangulaire.

Fondations Facteurs De forme	Rectangulaire ou carrées ( B/L=1)	Circulaires	Filantes
$S_{\gamma}(1)$	$1 - 0.2B/L$	0.8	0.6
$S_c$	$1 + 0.2B/L$	1.2	1.3
$S_q$	1	1	1
(1) condition drainée, seulement			

Tableau II.2. Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi

(Condition non drainées et drainées) [14].

Les propositions de l'Eurocode 7 [22] sont très semblables pour les conditions non drainées. Elles sont sensiblement différentes pour les conditions drainées, en ce qui concerne  $S_c$  et  $S_q$  (Tableau II.3).

Fondations Facteurs de forme	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaire	Carrées ou circulaire (B/L=1)	Rectangulaire	Carrées ou circulaire (B/L=1)
$S_\gamma$	$1 - 0.2B/L$	0.8	$1 - 0.3 B/L$	0.7
$S_c$	$1 + 0.2B/L$	1.2	$(1 + \frac{B}{L} \sin \phi') N_q$	$\frac{1}{1 + \sin \phi} N_q - 1$
$S_q$	1	1	$\frac{N_q - 1}{1 + \frac{B}{L} \sin \phi}$	$\frac{N_q - 1}{1 + \sin \phi}$

Tableau II.3. Coefficients de forme d'après Eurocode 7 [14].

#### II.4.6. Cas de sol très compressible.

Lorsqu'on se trouve en présence de sols très compressibles, comme l'argile molle, il arrive fréquemment que les tassements constatés ne soient plus acceptables, bien avant qu'un état d'équilibre plastique ait pu se développer dans le massif.

Pour limiter les tassements absolus et différentiels à une valeur acceptable, Terzaghi [14] propose de prendre en compte un angle de frottement interne réduit  $\phi'$  et une cohésion réduite  $c'$  tel que :

$$\operatorname{tg} \phi' = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \phi \quad c' = \frac{2}{3} c$$

Dans ce cas, la capacité portante donnée par la relation :

$$q'_u = \gamma \frac{B}{2} N'_\gamma + \gamma D_f N'_q + \frac{2}{3} c N'_c \quad (\text{II.34})$$

$$\text{Avec :} \quad N'(\phi) = N(\phi') = N\left(\arctg \frac{2}{3} \operatorname{tg} \phi\right) \quad (\text{II.35})$$

#### II.4.7. Effet de l'eau sur la capacité portante d'une fondation superficielle

Le niveau de la nappe phréatique est rarement au-dessus de la base de la fondation, car cela poserait des problèmes de construction. Ainsi, la capacité portante d'une fondation superficielle sur un sol pulvérulent avec une nappe phréatique près de sa base est plus faible que celle de la même fondation posée sur un sable sec. Plus haute est la nappe phréatique, plus son influence est grande [45].

## II.4.7.1. Calcul en conditions non drainées.

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée  $C_u$ . on prend :

$$c = c_u \quad \text{et} \quad \phi = 0$$

Il en résulte :  $N_\gamma = 0$  et  $N_q = 1$ , donc pour une semelle filante :

$$q_u = c_u N_c(0) + \gamma D_f \quad (\text{II.36})$$

Avec :  $N_c(0) = \pi + 2 = 5.14$  Pour les fondations lisses.  
 $N_c(0) = 5.7$  Pour les fondations rugueuses.

## II.4.7.2. Calcul en conditions drainées.

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives [14]. Les paramètres de résistance drainés sont :  $c = c'$  et  $\phi = \phi'$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma(\phi') + c' N_c(\phi') + \gamma' D_f N_q(\phi') \quad (\text{II.37})$$

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation, c'est à dire que l'on déjauge également le poids de la fondation) [14]:  $\gamma' = \gamma - \gamma_w$

Avec :  $\gamma$  poids volumique total du sol.  
 $\gamma_w$  poids volumique de l'eau.

Ainsi pour la nappe affleurant à la surface (sol saturé) :

$$q_u = \frac{1}{2} (\gamma - \gamma_w) B N_\gamma(\phi') + c' N_c(\phi') + (\gamma_1 - \gamma_w) D_f N_q(\phi') \quad (\text{II.38})$$

Et pour une nappe à grande profondeur (sol sec) :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma(\phi') + c' N_c(\phi') + \gamma D_f N_q(\phi') \quad (\text{II.39})$$

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension  $N_c(\phi')$  et  $N_q(\phi')$ , on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :  $N_q = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi tg \phi'}$ , et  $N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$

En pratique, pour une interface relativement rugueuse ( $\delta$ , angle de frottement fondation-sol), le projet d'Eurocode 7 [22] préconise l'expression suivante pour  $N_\gamma$  :  $N_\gamma = 2(N_q - 1) tg \phi'$

#### II.4.8. Fondation sur sols hétérogènes.

Les valeurs des facteurs  $N_\gamma(\phi)$ ,  $N_c(\phi)$  et  $N_q(\phi)$  données jusqu'à maintenant ne sont rigoureusement applicables que si la couche de sol de fondation est homogène et si elle a une épaisseur suffisante pour que le mécanisme de rupture puisse entièrement s'y développer. Donc lorsque l'on souhaite utiliser une méthode classique, telle que celle de Meyerhof, à un sol stratifié, il convient de faire certaines hypothèses quant à la résistance du sol qui doit être introduite dans le calcul [32]. L'une des méthodes la plus utilisée est la méthode **des semelles virtuelles**. Elle est basée sur l'hypothèse que le coefficient de sécurité est égal à la plus faible des valeurs obtenues pour les semelles virtuelles dont le niveau d'assise correspond à chaque interface entre deux couches homogènes successives et supposant que l'épaisseur de la couche inférieure est chaque fois infinie. Le profil des couches homogènes doit avoir été défini et les valeurs traitées des paramètres nécessaires,  $c$  et  $\phi$ , doivent avoir été calculées.

##### II.4.8.1. Principe de Méthode des semelles virtuelles.

Lorsque le sol est chargé par une fondation de largeur  $B_1$  à une profondeur  $D_1$ , on suppose que la charge se répartit à une profondeur  $D_2=D_1+H_1$  sur une largeur  $B_2=B_1+H_1$ , où l'accroissement  $H_1$  dépend de l'angle de répartition  $\theta$ . Celui-ci peut être choisi égal à  $27^\circ$  ou  $\tan^{-1}(1/2)$ , sans grande différence entre les résultats [60].

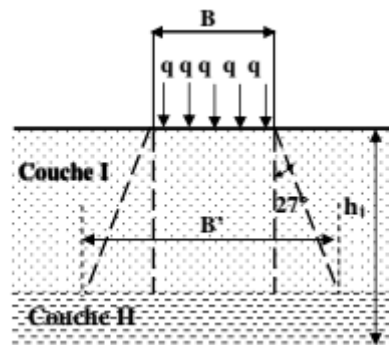


Figure II.15. Principe des semelles virtuelles [6].

A la Figure II.15, La largeur dans le sol 1 est la largeur réelle  $B_1$  à la profondeur  $D_1$ . A l'interface entre les sols 1 et 2, c'est-à-dire à la profondeur  $D_2=D_1+H_1$ , avec l'hypothèse ( $\theta=\tan^{-1}(1/2)$ ), la largeur de la semelle virtuelle vaut  $B_2=B_1+H_1$ . La charge totale transmise au sol reste inchangée et la sécurité peut être calculée pour les paramètres du sol 2. Un calcul similaire peut être effectué pour toutes les interfaces entre couches de sols et la plus petite valeur de  $F_s$  peut être déterminée.

#### II.4.9. La contrainte admissible.

La contrainte admissible est la pression maximale qui puisse être appliquée par une structure sur le sol, sans qu'il y ait des tassements excessifs et des risques de rupture du sol

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{cN_c(\phi) + \gamma D(N_q(\phi) - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma(\phi)}{F_s} \quad (\text{II.40})$$

$F_s$  : coefficient de sécurité pris égale à 3 selon le DTU 13.12.

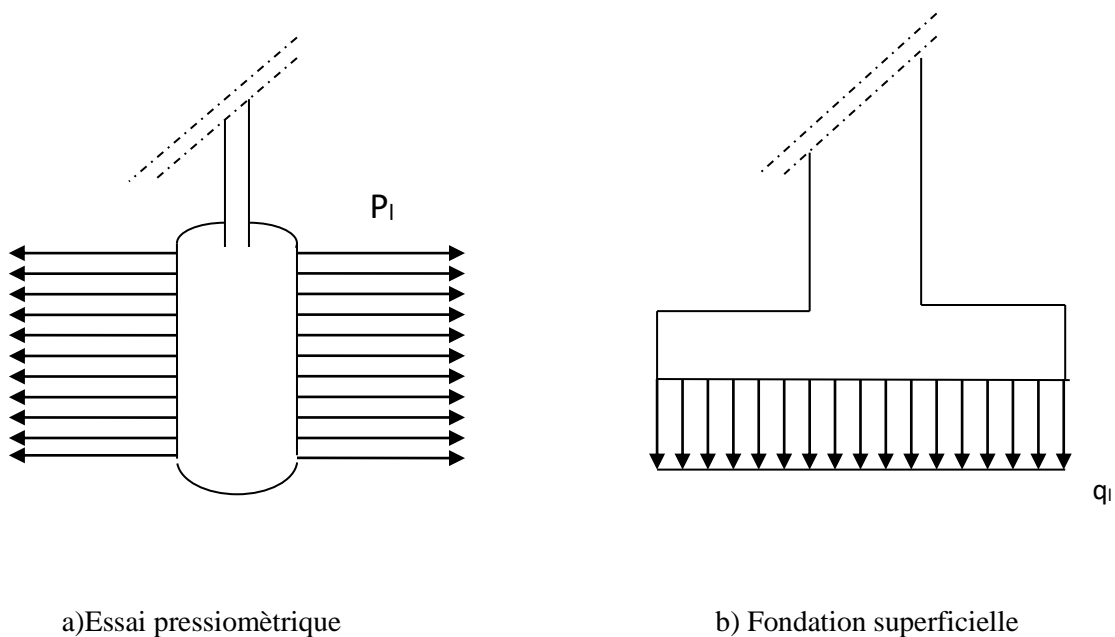
### II.5. Détermination de la capacité portante à l'aide des essais *in situ*.

Les essais *in situ* (pressiométriques et pénétrométrique) sont très utilisés pour déterminer la capacité portante des fondations superficielle, car ils intègrent mieux les hétérogénéités du sol, ils sont moins coûteux que les essais au laboratoire. Les méthodes de calcul pressiométrique et pénétrométrique qui suivent sont celles incluses dans le fascicule 62-V [31] : « **Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil** » qui sont les règles actuellement en vigueur pour les marchés publics de travaux de génie civil en France. Elles sont issues des résultats de nombreux essais de Chargement réalisés par les laboratoires des Ponts et Chaussées, ainsi que de l'exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale [12].

En ce qui concerne les essais pressiométriques et pénétrométrique eux-mêmes, on se reportera à l'article spécialisé dans les Techniques de l'Ingénieur.

#### II.5.1. Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique et pénétrométrique .

L'essai pressiométrique est un essai de cisaillement pur. La pression limite correspond à une rupture par cisaillement. La Figure II.16, montre l'analogie à la différence d'orientation, entre la pression limite  $P_l$  obtenu par un essai pressiométrique et la contrainte de rupture  $q_l$  du sol[24].



**Figure II.16. Analogie entre les modes de rupture [6].**

#### II.5.2 Hauteur d'encastrement équivalente « *De* ».

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place : pressiomètre ou pénétromètre. On considère la courbe représentant la variation de la pression limite ou de la résistance de pointe en fonction de la profondeur  $z$  (**Figure II.17**) :

Soit, dans le cas du **pressiomètre**, la pression limite nette :

$$P_l^* = P_l - P_0 \quad (\text{II.41})$$

avec :  $P_l$  : pression limite mesurée,

$P_0$  : contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai ;

La hauteur d'encastrement équivalente «  $D_e$  » est définie par :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(Z) dz \quad (\text{II.42})$$

$P_{le}^*$  : pression limite nette équivalente.

Dans le cas du pénétromètre :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(Z) dz \quad (\text{II.43})$$

Avec :  $q_c$  la résistance de pointe (ou résistance de cône) mesurée.

### II.5.3 Pression limite nette équivalente « $p^*_{le}$ » au pressiomètre Ménard et résistance de pointe.

#### II.5.3.1. Pression limite.

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à  $1,5 B$  au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites  $p_l$  sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la **pression limite nette**  $p^*_{li} = p_l - p_0$  et l'on prend pour pression limite nette équivalente  $p^*_{le}$  la valeur à la profondeur  $D + 2/3 B$ , comme indiqué sur la **Figure II.17**.

$$P_{le}^* = P_{li}^*(D + \frac{2}{3}B) \quad (\text{II.44})$$

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins «  $1,5B$  » au-dessous de la base de la fondation, on retient «  $p^*_{le}$  » pour la moyenne géométrique :

$$P_{le}^* = \sqrt[3]{P_{11}^* \cdot P_{12}^* \cdot P_{13}^*} \quad (\text{II.45})$$

$p^*_{11}, p^*_{12}, \dots$  et  $p^*_{1n}$  étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de  $D$  à  $D + 1,5 B$ , après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.



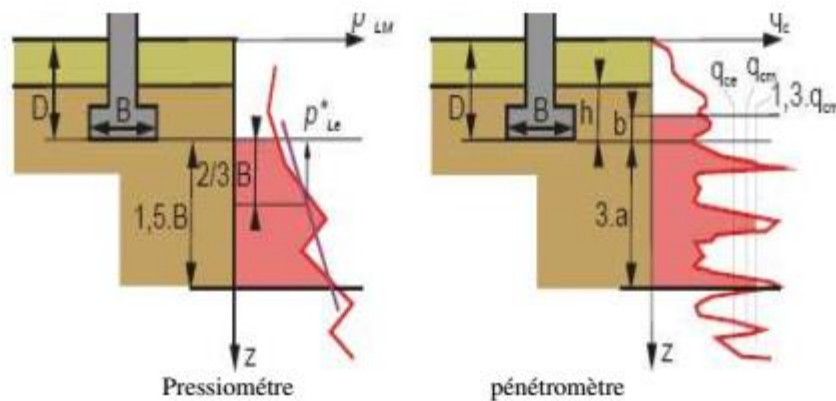


Figure II.17. Définition de la pression limite nette équivalente  $p_{le}^*$  et de la résistance de pointe équivalente [5]

#### II.5.3.2. Résistance de pointe équivalente.

La résistance de pointe moyenne peut être définie à partir d'une courbe lissée ou écrêtée à «  $1,3.q_{cm}$  » avec :

$$a = \frac{B}{2} \quad \text{si } B > 1 \text{ m}$$

$$a = 0,5 \text{ m} \quad \text{si } B < 1 \text{ m}$$

$b = \min(a, h)$  où  $h$  est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse :

$$q_{ce} = \frac{1}{3.a+b} \int_{D=b}^{D+3.a} q_c(Z) \cdot dZ \quad (\text{II.46})$$

#### II.5.4. Profondeur critique.

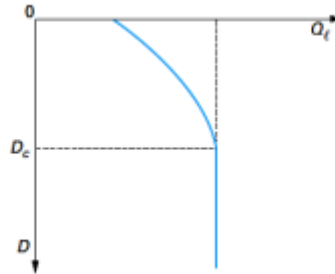
L'expérience montre que, dans un sol homogène, la capacité portante sous la base de la fondation «  $Q_I$  » augmente avec la profondeur «  $D$  », jusqu'à une profondeur dite profondeur critique  $D_c$  au-delà de laquelle elle reste constante (Figure II.18). Cette profondeur critique varie, en principe, avec :

- Le type de sol ;
- La résistance du sol ;
- Le diamètre du pieu.

En fonction du rapport  $D_c/B$  entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur de la fondation, on pourra admettre les limites suivantes proposées par le fascicule 62-V (1993) [8] :

- $D_c/B < 1,5$  : il s'agit de **fondations superficielles** : les méthodes de calcul développées ci-après s'appliquent pleinement.

- $De/B > 5$  : il s'agit de **fondations profondes** dont la base est située au-delà de la profondeur critique : elles doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de fondation.
- $1,5 < De/B < 5$  : il s'agit de **fondations semi-profondes ou sous critiques**. Les méthodes de calcul des fondations superficielles ou profondes s'appliquent, moyennant des adaptations.



**Figure II.18. Variation de la capacité portante « Ql » en fonction de la profondeur D dans un sol homogène [5].**

#### II.5.5. Calcul de la capacité portante.

##### II.5.5.1. classification des sols.

Pour le dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou pénétromètre statique, le fascicule 62, Titre V [26], définit les catégories conventionnelles de sols données par le Tableau 1.6, en fonction de la pression limite  $P_1$  mesurée par le pressiomètre Ménard ou de la résistance de pointe  $q_c$  mesurée par le pénétromètre statique.

Classe de sol	Pressiomètre $P_1$ (MPa)	Pénétrömètre $q_c$ (MPa)
Argiles, Limons	A- Argiles et Limons mous	< 0.7
	B - Argiles et Limons fermes	1.2 à 2.0
	C - Argiles très fermes à dures	> 2.5
Sables, graves	A- Lâches	< 0.5
	B - Moyennement compacts	1.0 à 2.0
	C - Compacts	> 2.5
Craies	A- Molles	< 0.7
	B - Altérées	1.0 à 2.5
	C - Compacts	> 3.0
Marnes, marno-calcaires	A - Tendres	1.5 à 4.0
	B- Compacts	> 4.5
Roches	A – Altérées	2.5 à 4.0
	B- Fragmentées	> 4.5

**Tableau II.4. Définition des catégories conventionnelles des sols**

(Fascicule 62-V) [5].

## II.5.5.2. Charge verticale centrée.

La formule fondamentale de L.Ménard qui donne la contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est :

$$q_l = q_0 + K_p \cdot p_{le}^* \quad (\text{II.47})$$

Avec :  $q_l$  : contrainte de rupture.

$q_0$  : contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation.

$p_{le}^*$  : pression limite nette équivalente.

$K_p$  : facteur de portance pressiométrique.

Les valeurs du facteur de portance  $K_p$  sont données par le Tableau 1.7 [12], on peut faire les commentaires suivants concernant ce facteur de portance :

Il faut noter que la méthode pressiométrique, comme d'autres méthodes à partir des résultats d'essais en place, ne distingue pas les notions de court terme et de long terme pour les sols cohérents, comme c'est le cas pour la méthode à partir des essais de laboratoire qui s'appuie sur des caractéristiques du comportement élémentaire ou intrinsèque des sols [12]. L'approche pressiométrique est de type empirique ou direct, en ce sens qu'elle lie directement le paramètre cherché (la portance) à la grandeur mesurée (la pression limite), en se basant sur les résultats d'essais de chargement ou d'observations de fondations en vraie grandeur. Elle tient donc compte implicitement des conditions de saturation et de drainage du sol. Ceci implique naturellement que l'essai pressiométrique soit exécuté sur le sol dans l'état où sera sous l'ouvrage [12].

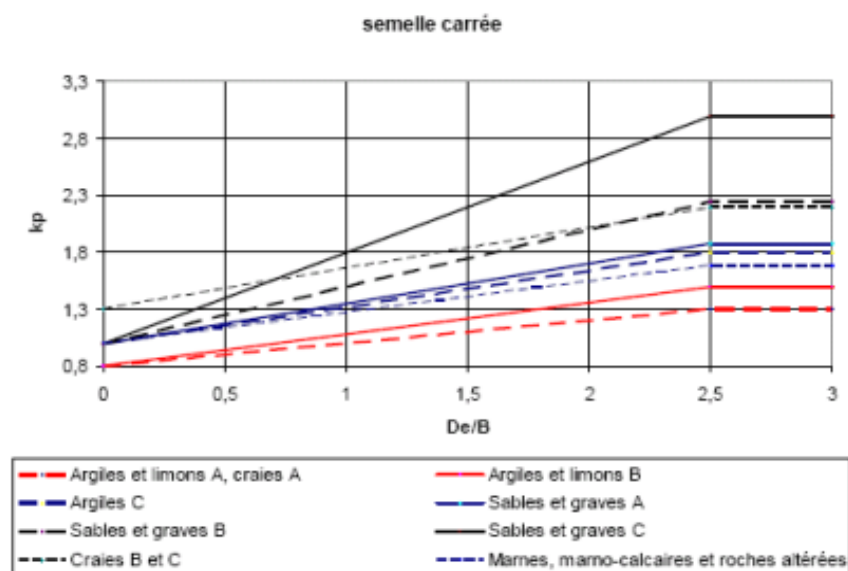


Figure II.19. Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire

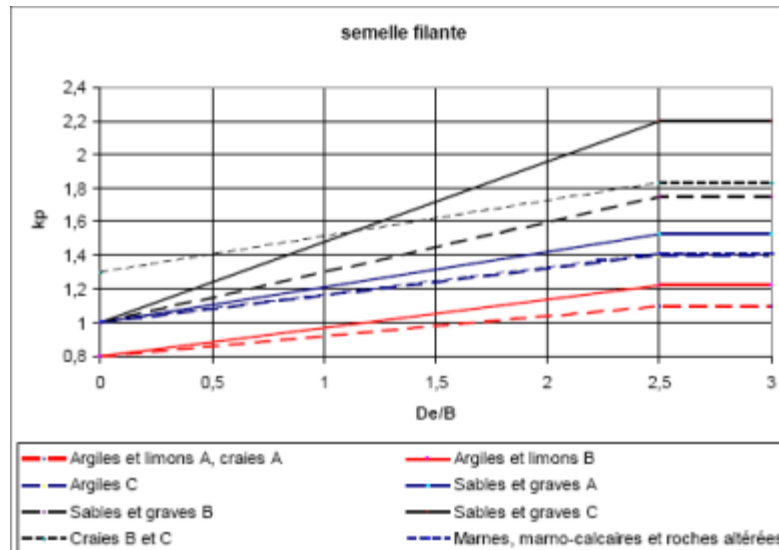


Figure II.20. Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes.

Type de sol	Expression de $K_p$	$K_{p \max}$ semelle carrée	$K_{p \max}$ semelle filante
Argile et limons A, craies A	$0,8 \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B	$0,8 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C	$0,8 \left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A	$\left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B	$\left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C	$\left[ 1 + 0,80 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C	$1,3 \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1,68	1,41

Tableau II.5. Facteur de portance pressiométrique [5].

II.5.5.3. Influence de l'inclinaison de la charge.

Dans ce cas la relation (1.43) est remplacée par la relation suivante :

$$q_l = q_0 + i_{\delta\beta} K_P \cdot p_{le}^* \quad (\text{II.48})$$

Le fascicule 62-V[26] propose les coefficients minorateurs  $i_{\delta\beta}$  suivante [12] :

### Charge centrée inclinée sur sol horizontal

Dans le cas d'une charge centrée inclinée de  $\delta$  par rapport à la verticale, on applique pour les sols cohérents (argiles, limons, marnes), les craies, les marno-calcaires et les roches altérées:

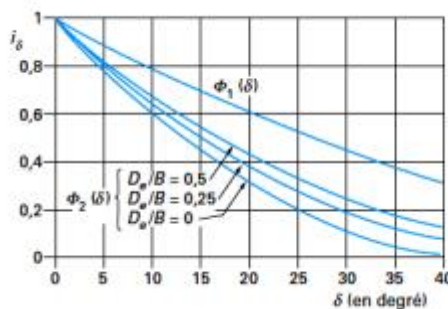
$$i_{\delta\beta} = \phi_1(\delta) \quad (\text{II.49})$$

et pour les sols pulvérulents (sables et graves):

$$i_{\delta\beta} = \phi_2(\delta) \quad (\text{II.50})$$

Les fonctions  $\phi_1(\delta)$  et  $\phi_2(\delta)$  sont données par des abaques [12].on peut noter que :

- Pour les sols cohérents, la fonction  $\phi_1(\delta)$  est la même que pour  $i_c$  dans la méthode "c- $\phi$ ".
- Pour les sols pulvérulents, la réduction est fonction de l'encastrement équivalent relatif  $D_e/B$ .
- Pour les grands encastresments, on se rapprocha de la valeur obtenue pour les sols cohérents.



**Figure II.21. Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-V)[31].**

II.5.5.4. Influence de l'excentrement.

L'influence de l'excentrement de la charge est prise en compte, dans les règles du fascicule 62-V [26], par l'intermédiaire de la contrainte de référence  $q_{\text{réf}}$  appliquée par la semelle au sol, contrainte qui sera comparée à la contrainte de rupture du sol.

Dans le cas de l'utilisation des résultats pressiométrique [12] :

$$q_{réf} \leq \frac{1}{\gamma_d} \cdot K_p \cdot P^*_{le} \cdot i_{\delta\beta} + q_0 \quad (\text{II.51})$$

$\gamma_q$  : coefficient

$i_{\delta\beta}$  : coefficient d'inclinaison de la charge.

La contrainte  $q_{réf}$  est la contrainte située aux  $3/4$  [12] de la largeur comprimée, le sol étant supposé ne pas réagir aux contraintes de traction sur la partie décomprimée (Figure 1.19) :

$$q_{réf} = \frac{3q_{max} + q_{min}}{4} \quad (\text{II.52})$$

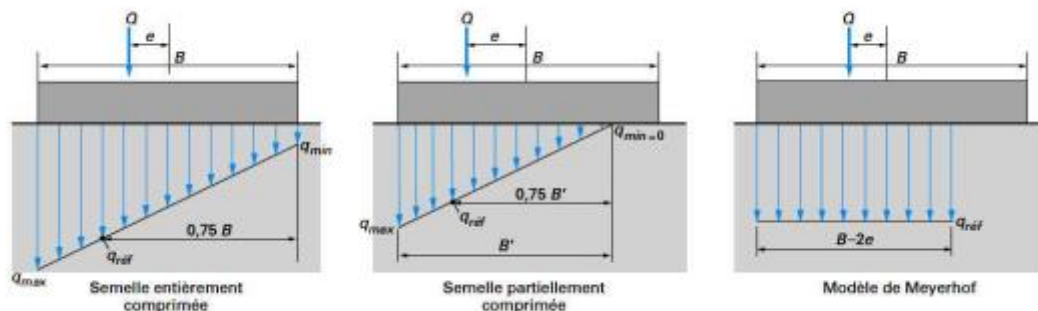
$q_{max}$  et  $q_{min}$  sont calculés en supposant une répartition linéaire de la contrainte normale à la base de fondation [12], de manière à équilibrer la force  $Q$  et le moment  $Qe$  par rapport au centre.

Pour les semelles rectangulaires, on peut se servir de la méthode de Meyerhof, qui prend en compte une largeur réduite  $B-2e$ , où  $e$  est l'excentrement des charges  $Q$ , c'est-à-dire la distance de son point d'application par rapport au centre. La contrainte  $q_{réf}$  est alors la contrainte uniforme (Figure 1.19):

$$q_{réf} = \frac{Q}{B - 2e} \quad (\text{II.53})$$

Dans le cas où l'on a également un excentrement  $e'$  dans la direction parallèle à  $L$ , la contrainte uniforme appliquée  $q_{réf}$  est alors :

$$q_{réf} = \frac{Q}{(B - 2e)(L - 2e')} \quad (\text{II.54})$$



**Figure II.22. Définition de la contrainte de référence pour un excentrement « e »**  
(fascicule 62-V) [31].

**II.5.6. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique (CPT).**

Comme pour le pressiomètre, la formule générale traduit la proportionnalité semi-empirique entre la rupture du sol par poinçonnement sous une semelle soumise à une charge verticale centrée, et celle provoquée par le pointe du pénétromètre ; elle s'écrit :

$$q_t = q_0 + K_c q_{ce} \quad (\text{II.55})$$

Avec  $q_t$       contrainte de rupture,  
 $q_0$       contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux) ,  
 $q_{ce}$       résistance de pointe équivalente,  
 $K_c$       facteur de portance pénétrométrique.

Les valeurs du coefficient de portance  $K_c$  sont données par les expressions figurant dans le Tableau 1.8 en fonction de la catégorie de sol considérée et de la hauteur d'encastrement équivalent.

Type de sol	Expression de $K_c$	$K_{c \max}$ semelle carrée	$K_{c \max}$ semelle filante
Argile et limons A et B, craies A	$0.32 \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	0.60	0.49
Sables A	$0.14 \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	0.26	0.21
Sables et Graves B	$0.11 \left[ 1 + 0.50 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	0.25	0.19
Sables et Graves C	$0.08 \left[ 1 + 0.80 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	0.24	0.18
Craies B	$0.17 \left[ 1 + 0.27 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	0.29	0.24

**Tableau II.6. Facteur de portance pénétrométrique [5].**

**II.6. Calcul des tassements des fondations superficielles**

Objectif : S'assurer que le tassement « s » sous la fondation est acceptable pour la structure (à ELS) :

**Tassement sous la fondation  $\leq$  Tassement admissible**

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

- Evaluation du tassement à partir des essais de laboratoire :  
Essentiellement l'essai œdométrique sur des **sols fins cohérents**

- Evaluation du tassement à partir des essais en place :  
Essentiellement l'essai de pénétration SPT et CPT, et l'essai pressiométrique Ménard très utilisées notamment pour **les sols pulvérulents**.

### II.6.1. Evaluation du tassement à partir des essais de laboratoire.

Il s'agit de tassements déterminés à partir de l'essai oedométrique.

$$S_f = S_i + \mu S_c \quad (\text{II.56})$$

- $S_f$ : tassement final
- $S_i$ : tassement immédiat
- $S_c$ : tassement de consolidation

$\mu$ : coefficient dépendant du rapport  $H/B$  et de la nature du sol,  $H$  étant l'épaisseur de la couche de sol et  $B$  est la largeur de la fondation.

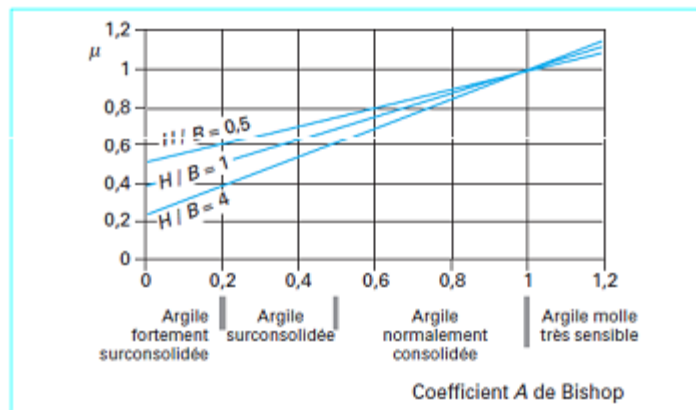


Figure II.23. Facteur correcteur  $\mu$  pour tenir compte des déformations latérales[44].

$H$ : épaisseur de la couche,  $B$ : largeur de la fondation

#### II.6.1.1. Evaluation du tassement immédiat « $S_i$ ».

Fondation superficielle isolée, sol horizontal homogène d'épaisseur infinie, charge verticale centrée.

$$S_i = q \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot B \cdot C_f \quad (\text{II.57})$$

$E$  et  $\nu$ : le module d'Young et le coefficient de poisson du sol

$q$ : la contrainte moyenne appliquée au sol par la fondation. Elle est donnée par  $q = Q/A$ ,

$Q$  étant la charge appliquée et  $A$  la surface de la fondation.

$B$ : la largeur de la fondation.

$C_f$ : coefficient dépendant de la forme et de la rigidité de la fondation, il est donné par le tableau.



L/B		Circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide		0.79	0.88	1.2	1.43	1.59	1.72	1.83	1.92	2	2.07	2.13	2.37	2.54
Fondation souple	Centre	1.00	1.12	1.53	1.78	1.96	2.10	2.22	2.32	2.40	2.48	2.54	2.80	2.99
	Bord	0.64	0.56	0.76	0.89	0.98	1.05	1.11	1.16	1.20	1.24	1.27	1.40	1.49

Tableau II.7. valeurs du coefficient Cf[44]

## II.6.1.2. Evaluation du tassement de consolidation « Sc ».

Le sol est découpé en plusieurs couches « j » d'épaisseur B/2.

$$S_c = \sum H_j \cdot \frac{C_c}{1+e_{0j}} \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{v0j} + \Delta\sigma'_{v0}}{\sigma'_P} \right) \quad (\text{II.58})$$

H<sub>j</sub>: épaisseur de la couche « j » (= B/2)

e<sub>0</sub>: indice des vides initial (avant consolidation);

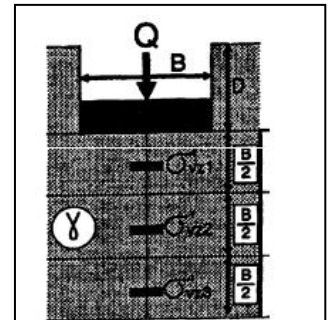
C<sub>c</sub>: indice de compression (obtenu par l'essai oedométrique);

σ'v<sub>0</sub>: la contrainte verticale effective au milieu de la couche;

Δσ'v<sub>0</sub>: accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche

σ'<sub>P</sub>: contrainte de préconsolidation (obtenu par l'essai oedométrique)

L'accroissement de contrainte verticale « Δσ'v<sub>0</sub> » est calculé à partir de la contrainte « q » apporté par la fondation en surface. Il est calculé par la méthode de Boussinesq (figures ci-dessous).



## II.6.2. Méthode pressiométrique.

Calculer « s » au moyen des résultats d'essais pressiométriques Ménard [11]: les pressions limite « P<sub>1</sub> », les modules pressiométriques « EM ».

$$S = \frac{2}{9E_d} (q - \sigma'_{v0}) \cdot \beta_0 \cdot \left( \lambda_q \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{2}{9E_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B \quad (\text{II.59})$$

q: contrainte verticale appliquée par la fondation q = Q/A,

σ'v<sub>0</sub>: contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation,

B<sub>0</sub>: dimension de référence égale à 0,60 m,

$\alpha$  : coefficient de structure du sol, dépendant de la nature du matériau et du rapport  $EM/P_1$  ( $P_1$  pression limite), donné par le tableau ci-dessous.

$\lambda_d$  et  $\lambda_c$  : coefficients de forme dépendant du rapport  $B/L$ , donné par le tableau ci-dessous

$E_c$  et  $E_d$  : modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique, respectivement

- Sol sur-consolidé lorsque :  $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$   
 - Sol normalement consolidé lorsque :  $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$   
 - Sol sous-consolidé lorsque :  $\sigma'_{v0} > \sigma'_p$

Type	Tourbe	argile		limon		Sable		Sable et gravier		Type	roche
	$\alpha$	E/P <sub>1</sub>	$\alpha$	E/P <sub>1</sub>	$\alpha$	E/P <sub>1</sub>	$\alpha$	E/P <sub>1</sub>	$\alpha$		$\alpha$
Surconsolidé ou très serré		>16	1	14	2/3	> 12		>10	1/2	Très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9à16	2/3	8 à14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2
Sous consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5à 8	1/2	5à 7	1/3			Très fracturé	1/3 2/3

Tableau II.8. Coefficient de structure du sol[44].

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

Tableau II.9. Coefficients de forme  $\lambda_d$  et  $\lambda_c$  [44].

Sol homogène :

$$E_c = E_d = E_M$$

Sol hétérogène :

Découper le sol en tranches fictives d'épaisseur  $B/2$

jusqu'à « 8B ».

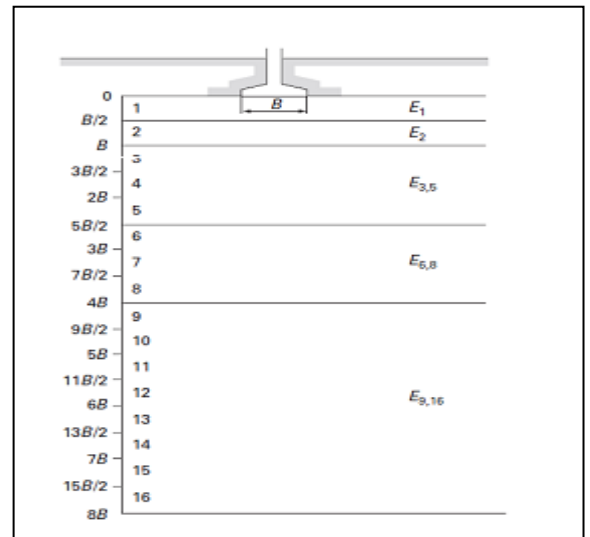
$$E_c = E_l$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}}$$

$E_1, E_2, E_{3,5}, E_{6,8}, E_{9,16}$  : moyennes harmoniques

des modules pressiométriques mesurées dans

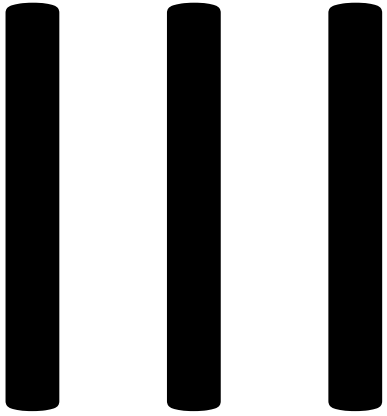
chaque tranche



### *II.7 Conclusions.*

Dans ce chapitre, nous pouvons fournir un résumé du comportement des fondations superficielles sous différentes configurations de chargement (verticale centrée, inclinées ou bien excentrées), forme de la fondation (filantes, carrées ou bien d'autres formes). La définition et le principe de fonctionnement des principaux types des fondations fournissent les éléments nécessaires à une bonne compréhension du comportement de ces fondations.

D'autre part, l'analyse du comportement des fondations superficielles, par les méthodes de calcul de capacité portante soit au laboratoire ou bien in situ, permet d'avoir une idée globale sur leurs comportements. La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci. Il existe une littérature traitant le calcul de la capacité portante des fondations, soit par méthodes expérimentales ou théoriques.



Calcul des fondations

profondes

## Calcul des fondations profondes

### III.1 Généralités sur les fondations profondes.

Souvent, les couches superficielles d'un terrain sont compressibles, molles, peu résistantes et l'amélioration de leur portance s'avère difficile voire impossible ou trop coûteuse alors que les couches sous-jacentes sont résistantes à partir d'une certaine profondeur. Si la fondation est exécutée directement sur ces couches de faible résistance, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage pourraient se produire. Il est donc naturel, et parfois nécessaire, de fonder l'ouvrage sur ce substratum (le «bed roek »).

Les fondations profondes sont donc celles qui permettent de reporter depuis la surface les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers).

#### Donc on utilise les fondations profondes :

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

2. Lorsque les couches superficielles sont peu résistantes, molles et compressibles (vases, des tourbes, des argiles, et dans le cas où il serait impossible d'améliorer la portance de ces couches).

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

Une fondation est dite profonde lorsque le rapport  $D/B > 10$  (Figure III.2)

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

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

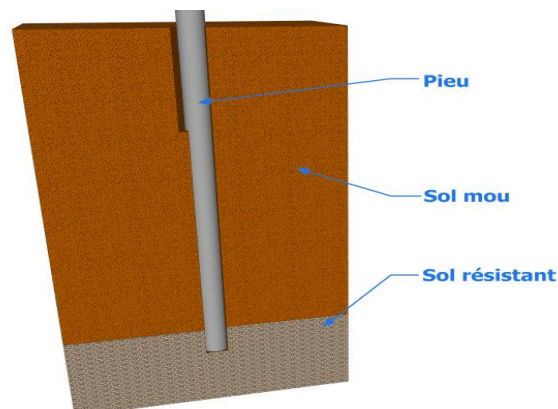


Figure III.1. Pieu .

Une autre façon plus précise de définir la limite entre les fondations consiste à introduire la notion de profondeur critique. L'expérience montre que, dans un sol homogène, la charge limite de pointe  $Q_p$  augmente avec la profondeur  $D$  jusqu'à une profondeur dite profondeur critique  $D_c$  au-delà de laquelle elle reste presque constante (Figure III.1). Cette profondeur dépend du type de sol, de la résistance du sol et du diamètre  $B$  du pieu.

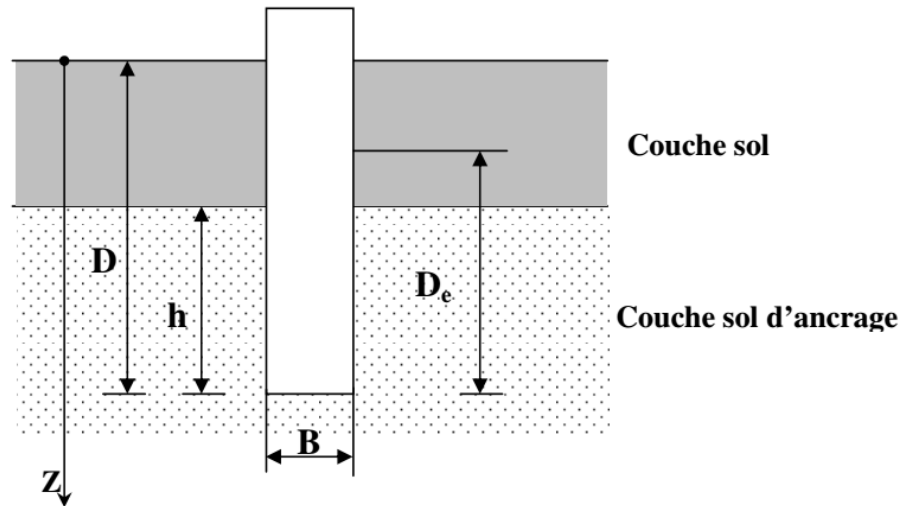


Figure III.1 . Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique  $D_c$ .

On pose  $D_c = \lambda B$  Ménard propose les valeurs du paramètre  $\lambda$  indiquées sur le Tableau III.1.

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



Figure III.2. Puits

Sol	$\lambda$	
	Fondation	
	Circulaire ou carrée	Filante
Argile – Limon	2	3
Argile raide – Marne – Limon compact – Sable compressible	5	6
Sable et gravier	8	9
Sable et gravier très compact	10	11

**Tableau III.1. Valeurs de  $\lambda$  en fonction du sol et de la forme de la fondation.**

### III.2. Typologie des pieux.

Les fondations sur pieux sont classées selon **la fonction, le matériau et le processus d'installation.**

#### III.2.1. Selon fonction ou utilisation..

- **Pieux muraux.** Dans cette application, de nombreux pieux individuels sont interconnectés pour former un mur qui contrebalance la pression latérale et les forces verticales minimales. Les pieux muraux ou les palplanches sont utilisés comme retenues pour le sol meuble et parfois l'eau dans de nombreuses applications temporaires et permanentes telles que la construction de batardeaux, de voies navigables, de protection des rives, de tranchées, etc.

- **Pieux porteurs.** Ces types de pieux sont utilisés pour transférer les charges verticales de la superstructure à travers des strates à faible capacité portante vers une couche solide de sol ou de roche. Les pieux porteurs ont deux types selon la manière dont ils transmettent la charge :

1. **Pieux porteurs d'extrémité** - l'extrémité inférieure du pieu repose ou est ancrée à une couche solide de sol ou de roche. Il agit exactement comme une colonne.

2. **Pieux de friction** - il développe la stabilité à partir du frottement créé entre toute la surface du pieu contre le sol environnant. Le pieu de friction est idéal pour les sols tels que l'argile raide.

- **Pieux d'amélioration du sol.** Empilés à des intervalles déterminés, ils augmentent la densité et la capacité portante du sol en comprimant ou en compactant tout en agissant également comme un groupe de pieux à friction.

#### III.2.2. Classification selon le matériau.

- **Pieux en béton armé.** Aussi appelés pieux en béton, ils sont produits soit par pré-moulage, soit par coulage en place. Les pieux préfabriqués sont installés par battage tandis que les pieux coulés sur place sont formés en forant un trou suivi de la mise en place de béton frais. Les pieux en béton sont utilisés comme éléments de fondation qui supportent presque tous les types de structures, en particulier dans les zones où la corrosion est certaine ou très attendue. Les pieux en béton massif ont généralement une



section transversale circulaire et rectangulaire. Les pieux en béton creux ou les pieux filés ont la forme d'un beignet avec des parois plus minces.

- **Pieux en bois.** Bien que conçus pour supporter des charges minimales et une durée de vie plus courte, les pieux en bois sont avantageux en raison de leur disponibilité dans les régions éloignées et de leur coût inférieur.
- **Pieux composites.** Il s'agit d'une application qui combine différents matériaux pour créer le pieu le plus efficace et le plus économique qui s'adapte aux conditions environnementales existantes. Dans ce système, les supériorités et les infériorités des différents matériaux sont prises en compte pour les utiliser stratégiquement avec un maximum d'avantages. Ci-dessous un exemple :

1. **Un pieu composite composé d'acier à section en H ou de tuyaux en acier au bas et d'un pieu en béton au sommet.** Cela se produit dans des situations où la longueur de pieu requise pour un ancrage correct est plus longue que le pieu coulé sur place le plus long possible. Comme solution, un pieu en acier peut d'abord être enfoncé jusqu'aux strates souhaitées, puis procéder à un pieu foré coulé sur place.



**Figure III.3. Pieu composite.**

- **Pieux en acier.** Les tuyaux en acier peuvent être en acier en forme de I ou en tube creux et sont installés par enfoncement à l'aide de marteaux à percussion ou à vibration. Les pieux tubulaires en acier, qui sont les plus courants, sont faciles à enfoncer et peuvent être utilisés comme pieux permanents dans les petits diamètres et comme caissons temporaires ou battants pour les grands diamètres. Les pieux en acier sont privilégiés comme pieux porteurs en raison de leur capacité à être enfoncés dans des strates profondes en raison de leur faible section transversale, ce qui minimise la résistance du sol. Un autre facteur est leur soudabilité pour fournir des extensions plus longues si nécessaire. Les tuyaux en acier peuvent être enfoncés dans des extrémités ouvertes ou fermées.



### III.2.3. Classification selon le processus d'installation..

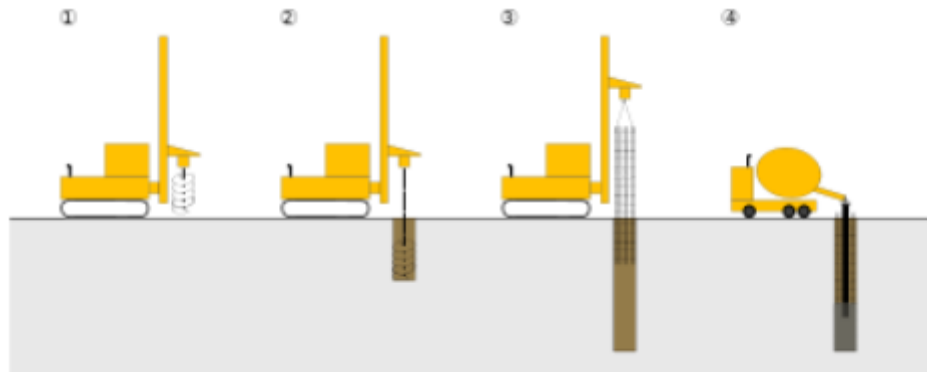
- **Pieu battu.** Les pieux battus sont également appelés pieux de « déplacement » car le processus d'installation déplace une quantité de sol équivalente au volume du pieu battu. Les pieux battus gagnent efficacement en capacité géotechnique en déplaçant le sol autour du puits et en compactant les sols au pied lors de l'installation. Le battage des pieux se fait généralement par percussion et marteaux vibrants mais dans les cas difficiles, il se fait à l'aide de certaines techniques comme suit :

1. **Jet d'eau** - cela implique l'installation d'un dispositif à jet d'eau au pied du pieu qui fournit de l'eau en continu pour réduire la friction tout au long de l'opération de battage du pieu

2. **Pré-tarière**-elle utilise une tarière à vol continu qui pénètre le sol à l'avance pour faciliter l'entrée de la pile entraînée.

3. **Gabarits de battage de pieux**-également appelés mandrins, ils sont utilisés comme support et guide pour les pieux afin de maintenir un positionnement axial vertical et droit dans des situations difficiles de battage de pieux.

- **Pieu foré.** Ces types de pieux sont installés en forant un trou vertical dans le sol puis en le remplissant de béton frais. Par forage, le sol est retiré pour laisser de la place au pieu à installer, qui est également étiqueté comme pieu de « remplacement ». Les pieux forés peuvent être en béton ordinaire ou armé. L'installation de pieux forés peut comprendre l'enfoncement d'un **tuyau d'acier** temporaire comme châssis pour éviter l'érosion et le colmatage du trou foré. Celui-ci reste en place dans la partie supérieure du trou jusqu'à ce que le coulage du béton soit terminé. Les pieux forés sont couramment utilisés dans les systèmes de fondation qui supportent de lourdes charges structurales. Ils sont également favorisés dans des conditions de sol instables et difficiles comme un sol cohésif et soulevé, et sur des sites où le dégagement vertical est limité et où les vibrations excessives sont interdites.



**Figure III.4. Principe de réalisation d'un pieu foré en béton armé : Principe de réalisation d'un pieu foré en béton armé : 1. Mise en station de la foreuse. 2. Forage. 3. Mise en place d'une cage d'armatures. 4. Coulage du béton.**

- **Pile vissée.** Les pieux vissés sont des types d'acier avec une hélice près du pied comme mécanisme auto-pénétrant. Un pieu vissé peut être équipé de plusieurs hélices en fonction de l'état du sol. Généralement, plus il y a d'hélices fournies, plus la résistance à l'arrachement est élevée. Ce type de pieux est largement utilisé dans les chemins de fer, les travaux routiers et de nombreuses autres industries où une installation rapide est requise et où l'ancrage n'est pas nécessairement très profond.



Figure III.6. Pieu vissé à pointe perdue Atlas.



Figure III.7. Pieu vissé de type Oméga à deux pas de vis ou un seul.

#### III.2.4. Classification selon le mode de fonctionnement.

Les pieux agissent sur le sol soit par :

- **Effet de pointe (  $Q_p$  )**: reposant sur une couche très dure. L'effort de pointe est proportionnel à :
  - Section de la base du pieu.
  - A la résistance du substratum.
- **Effet de frottement latéral (Pieux flottants,  $Q_s$ )** : transmettent essentiellement leurs charges par frottement latéral et ne reposant pas sur une couche résistante.

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

- ✓ La surface de contact entre le pieu et le sol
- ✓ Au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol).

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 à 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.

- **Effet de pointe et frottement latéral (Pieux frottant à la base) :** frottement latérale à la partie inférieure du fut qui doit s'ajouter à la résistance de pointe (*Figure III*).

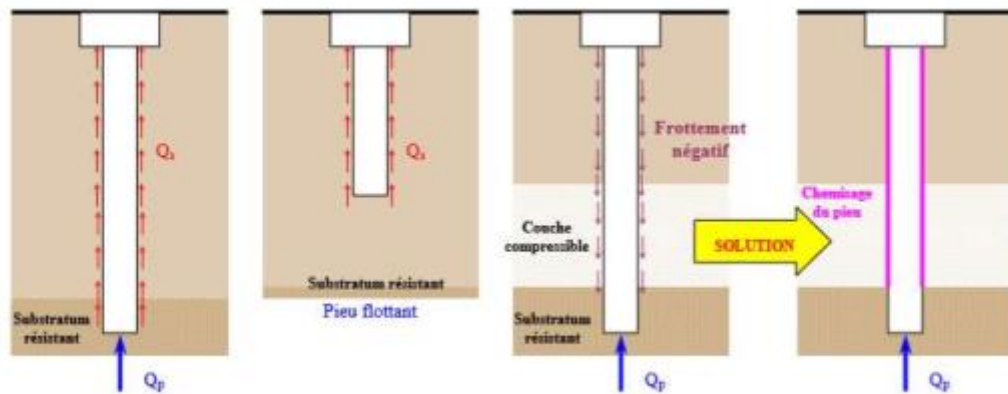


Figure III.8. Classification suivant le mode de fonctionnement.

### III.3. critères de sélection du type de fondation sur pieux approprié.

La sélection du type de pieu est une procédure compliquée qui implique la formulation, la validation du site et l'optimisation de la conception. Elle nécessite une étude méticuleuse et une étroite collaboration entre l'expertise en géotechnique et en ingénierie structurale. De nombreux facteurs d'influence doivent être pris en compte dans ce processus, ils sont les suivants :

#### III.3.1. Aspects généraux.

1. Budget
2. Équipement disponible
3. Environs ou environnement (c'est-à-dire ville non résidentielle, urbaine ou encombrée)

#### III.3.2. Aspects techniques.

1. Propriétés du sol
2. Type et ampleur des charges superposées
3. Type d'exposition (c.-à-d. offshore, onshore, structure hydraulique)
4. Profondeur du sol porteur
5. Profondeur du niveau de l'eau et intensité de l'écoulement souterrain

### III.4. Problèmes posés par le calcul d'une fondation sur pieux.

L'ingénieur est généralement confronté à des problèmes de résistance des matériaux (R.D.M) et de mécanique des sols (M.D.S).

#### III.4.1. Problèmes de résistance des matériaux( R.D.M).

- Détermination de la charge transmise aux pieux par la superstructure (problème complexe).
- Détermination de la charge maximale supportée par un pieu de section donnée compte tenu du matériau constitutif.
- Dans le cas du pieu préfabriqué, calculer l'effort exercé sur le pieu lors de sa manutention et de sa mise en (flexion).

#### III.4.2. Problèmes de mécanique des sols (M.D.S)

- Détermination de la force portante d'un pieu isolé.
- Détermination de la force d'un groupe de pieux.
- Évaluation des tassements de groupe de pieux.
- Il existe d'autres problèmes aussi importants que les précédents tels que la corrosion et l'affouillement en site aquatique (pile de pont).

### III.5. Calcul de la capacité portante des fondations profondes.

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale  $Q_U$  qu'il peut supporter, Au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale  $q_1$  sera la charge par unité de surface, encore appelée **pression**. Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite  $Q_u$  supportée par le pieu en deux composantes: la résistance de pointe  $Q_p$  et la résistance au frottement  $Q_f$  ( **figure III. 9** )

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{fu} \quad (\text{III.1})$$

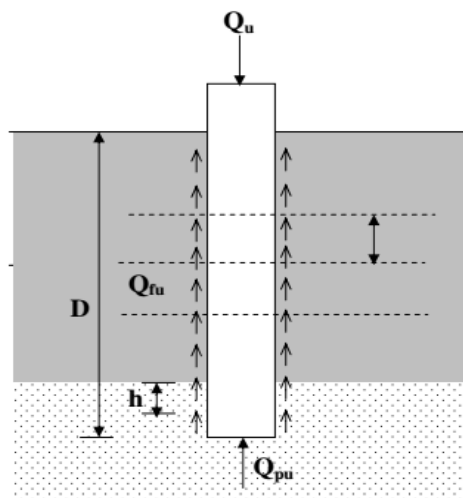


Figure III.9. Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale.

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

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

### III.5.1. Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif.

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif «  $f_p$  », vers le haut (Figure III.10). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse ( $S_s$ ) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif «  $f_u$  » qui le surcharge (Figure III.10). Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années).

Le frottement négatif maximal dépend :

- ◆ De la compressibilité du sol,
- ◆ Des surcharges de longue durée appliquées sur le terre-plein,
- ◆ De l'interface entre le sol et le pieu. Il pourra être évalué conformément à la méthode de COMBARIEU [7] préconisée par le fasc.62–titre V [8].

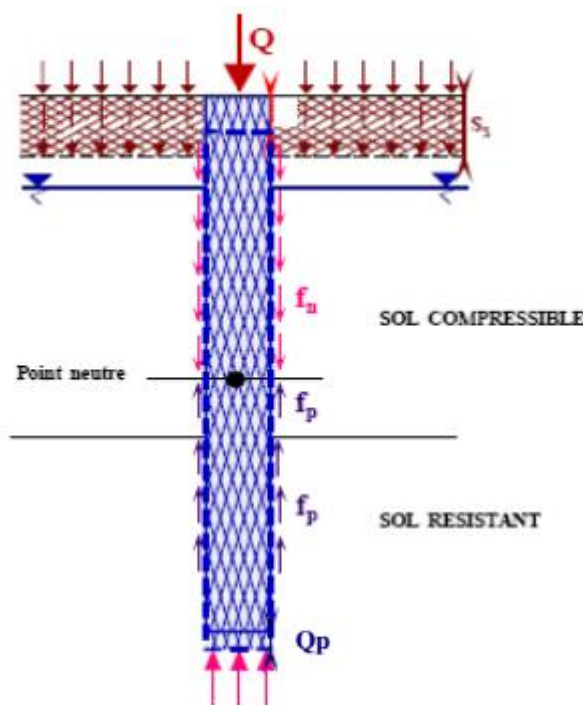


Figure III.10. Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.

## III.5.2. Méthodes d'un pieu foré sous charge axiale à partir des essais de laboratoire.

## III.5.2.1. Formule statique.

A. Expression générale de la force de pointe  $Q_{PU}$ .

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

$$Q_{PU} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu} \quad (\text{III.3})$$

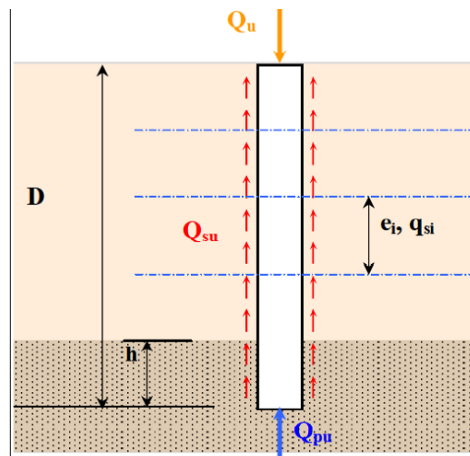


Figure III.11. La force de pointe.

$Q_{pu}$  : charge limite de pointe ;

$\rho_p$  : coefficient réducteur de la section de l'effort de pointe;

A : aire de la section du pieu ;

$q_{pu}$  : résistance limite de pointe;

B. Expression générale de la force de frottement  $Q_{Fu}$ 

$$Q_{Fu} = \rho_f \cdot P \cdot \sum q_{fi} \cdot e_i \quad (\text{III.4})$$

$\rho_f$  : Coefficient réducteur de la section de l'effort de frottement latéral. ;

P : Périmètre de la section du pieu ;

$q_{si}$  : Résistance limite de pointe et de frottement ;

h : Hauteur d'encrage dans la couche porteuse ;

$e_i$  : épaisseur de la couche i.

C. Détermination de «  $\rho_p$  » et «  $\rho_s$  » :

- Pour les pieux à section pleine :  $\rho_p = \rho_s = 1$
- Pour les autres sections, on se réfère au tableau ci-dessous :

Type de pieu	Argiles		Sables	
	$\rho_p$	$\rho_s$	$\rho_p$	$\rho_s$
Tubulaire ouvert	0,50	1,00	0,50	1,00
Pieu H	0,50	1,00	0,75	1,00
Palplanches	0,50	1,00	0,30	0,50

Tableau III.1. Valeurs des coefficients réducteurs de la section.

**D. Détermination de «  $q_{pu}$  et  $q_{si}$  »**

Il existe 3 méthodes :

1. Méthode basée sur les essais de laboratoire
2. Méthode basée sur l'essai préssiométrique
3. Méthode basée sur l'essai pénétrométrique

III.5.2.2. D'après la méthode de l'essai de laboratoire.

**Lorsque  $h < D_c$  :**

- $D_c = \text{Max}(6B, 3\text{m}) \rightarrow$  pour sol homogène
- $D_c = 3B \rightarrow$  pour sol hétérogène (en multicouche)

$$q_{pu} = \gamma \cdot D \cdot N_{q \max} + c \cdot N_{c \max}$$

$$N_{q \max} = 10^{3,04 \cdot \tan \phi}$$

$$N_{c \max} = \frac{N_{q \max} - 1}{\tan \phi}$$

$\gamma$  : densité ( $\text{kN/m}^3$ ),  $c$  : cohésion (kPa)

$\phi$  : angle de frottement interne de la couche porteuse.

**Lorsque  $h > D_c$  :**

$$q_{pu} = a \cdot N_{q \max} + \lambda \cdot c \cdot N_{c \max} \quad \text{(III.5)}$$

$a$  : constante égale à 50 kPa

$\lambda$  : coefficient de forme égale à :

- « **1,3** » pour les pieux circulaires ou carrés
- « **1 + 0,3 B/L** » pour les barrettes et parois moulés.

**Lorsque le sol est purement cohérent :**

$$q_{pu} = 7 \cdot \lambda \cdot C_U \quad \text{(III.6)}$$



**Sols cohérents :**

$$q_{si} = \min(\beta, C_U, q_{si}) \quad (\text{III.7})$$

Pour  $q_{si}$  :

Classe de sol		Pressiomètre $P_1$ (MPa)	Pénétromètre $q_c$ (MPa)	$q_{si}$ (MPa)
Argiles, Limons	A- Argiles et Limons mous	< 0.7	< 3.0	15
	B - Argiles et Limons fermes	1.2 à 2.0	3.0 à 6.0	80
	C - Argiles très fermes à dures	> 2.5	> 6.0	80
Sables, graves	A- Lâches	< 0.5	< 5.0	--
	B - Moyennement compacts	1.0 à 2.0	8.0 à 15.0	--
	C - Compacts	> 2.5	> 2.5	120
Craies	A- Molles	< 0.7	< 5.0	80
	B - Altérées	1.0 à 2.5	> 5.0	120
	C - Compacts	> 3.0		--

**Tableau III.2. Définition des catégories conventionnelles des sols  
(Fascicule 62-V) [26].**

Le coefficient «  $\beta$  » est donné par le tableau ci-dessous :

Pieux	Forés gros diamètre > 1.5 m	Forés	Battus	injectés
<b>En béton</b>	0.6	0.7	0.7	0
<b>En acier</b>	0	0.5	0.5	0
<b>Faible pression</b>	0	0	0	1
<b>Forte pression</b>	0	0	0	1.5

**Tableau III.3. Le coefficient «  $\beta$  ».**

### III.5.3. La charge admissible $Q_N$ .

Le charge nominale ou charge admissible du pieu s'obtient en appliquant un coefficient de sécurité de **3** sur le terme de pointe et de **2** sur le terme de frottement :

$$Q_L = \frac{Q_P}{3} + \frac{Q_f}{2} \quad (\text{III.8})$$

**Remarque :** Le calcul de la charge limite d'un pieu à l'aide de formules statiques découlant de la théorie de la plasticité parfaite n'est plus utilisé car les hypothèses mise en jeu sont trop éloignées de la réalité.



### III.5.4. Méthodes de calcul de la force portante d'un pieu battu sous charge axiale (in situ).

#### III.5.4.1. A partir des résultats de l'essai Pénétrètres dynamiques.

Le pénétromètre dynamique permet d'enfoncer dans le sol un train de tubes lisses muni à son extrémité d'une pointe ou d'un carottier simple. L'enfoncement se fait à l'aide d'une masse frappante tombant d'une hauteur constante à cadence régulière. On mesure l'enfoncement en fonction du nombre de coups (ou du temps de fonçage si la fréquence de battage est élevée : vibro-marteau).

#### Appareillage courant.

On distingue deux classes d'appareils :

- Les pénétromètres dynamiques à tube carottier battu : standard penetrometer test (SPT) ou mouton automoteur DELMAG H<sub>2</sub>,
- Les pénétromètres dynamiques à cône : pénétromètre SERMES, BEVAC...

Il existe aussi des appareils légers, portatifs, utilisés pour des contrôles rapides (fond de fouille) mais ils ne peuvent servir pour l'établissement d'un projet de fondations.

#### Interprétation des résultats.

On utilise couramment des formules de battages permettant de calculer la capacité portante d'un pieu. En effet, à chaque choc on suppose que l'énergie fournie par la chute du mouton se décompose en :

- énergie provoquant l'enfoncement,
- énergie restituée au mouton (rebondissement),
- énergie dépensée en pertes diverses (raccourcissement élastique du pieu, chaleur, vibrations...).

De nombreuses formules ont été proposées mais elles ne sont pas toutes satisfaisantes. On s'en tiendra aux formules suivantes :

#### A. Formule des Hollandais

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

$$Q = \frac{1}{6} \cdot \frac{M^2 \cdot h}{e(M + P)} \quad (\text{III.9})$$

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

H = hauteur de chute du mouton

M = masse du mouton en kg

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

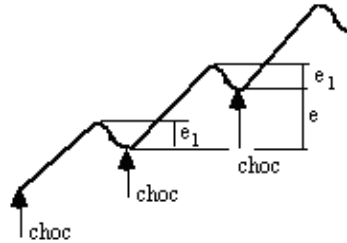
e = Enfoncement permanent ou refus moyen en m.

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

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

### B. Formule de Crandall

Cette formule est une correction de la précédente tenant compte du raccourcissement élastique du pieu au moment du choc. Pour mesurer ce dernier on fixe sur la surface du pieu un papier millimétré et on déplace horizontalement un crayon pendant plusieurs coups de mouton. On obtient le diagramme suivant :



La formule des Hollandais on l'utilise pour des refus inférieurs à 5 millimètres.

$$Q_d = \frac{1}{4} \cdot \frac{M^2 \cdot h}{(e + \frac{e_1}{2})(M + P)} \quad (\text{III.10})$$

Le refus est mesuré sur un enregistrement graphique du mouvement de la tête du pieu. Cette formule n'est autre que celle des Hollandais pour laquelle on tient compte du raccourcissement élastique  $e_l$  du pieu exprimé en m. On prend dans ce cas F 4.

#### III.5.4.2. A partir des résultats de l'essai pressiométrique.

La formule donnée par la méthode pressiométrique peut s'appliquer à une fondation profonde dans certaines conditions. On utilise la méthode de superposition qui consiste à considérer séparément le terme de pointe et celui du frottement latéral.

#### A. Calcul de la résistance de pointe.

Le terme de pointe se calcule comme une fondation superficielle. En effet, la résistance limite unitaire en pointe sera donnée par :  $q_f = q_o + 1 (P_{le} - P_o)$

- $q_o$  et  $P_o$  sont les pressions verticales et horizontales telles qu'elles ont été définies précédemment.
- $P_{le}$  est la pression limite équivalente donnée par :

$$P_{le} = \sqrt[n]{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3} \cdot \dots \cdot P_{ln}} \quad (\text{III.11})$$

$P_{ln}$  sont les valeurs des pressions limites mesurées au voisinage de la fondation dans la limite  $+3R$  et  $-3R$ .

**Nota :** On ne prendra pas en compte les valeurs des  $P_{li}$  situées dans cet intervalle, au-dessus de la base du pieu et qui diffèrent de plus de 50% de la valeur moyenne sous la base.

- $k$  est un facteur de portance dépendant de la nature du sol (catégories I, II, III, ou IIIbis), de l'encastrement relatif  $h_o/R$  avec :

$$h_e = \frac{1}{P_{le}} \int_0^H P_l(z).dz \quad (\text{III.12})$$

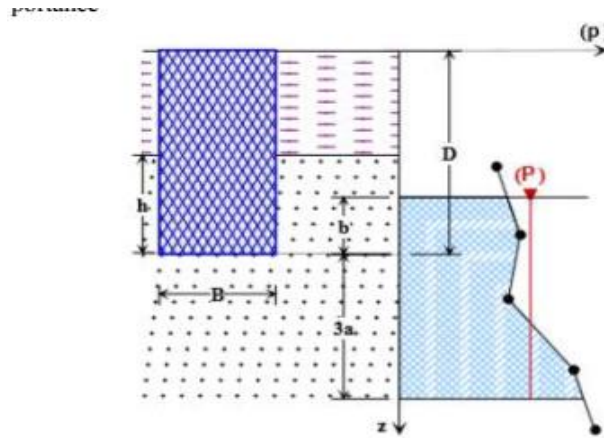


Figure III .12. Définitions de la pression équivalente.

Il faudra en outre vérifier que  $h_e/R > h_c/R$ ,  $h_c$  étant la profondeur d'encastrement critique telle qu'on l'a définie dans le chapitre consacré aux fondations profondes.  $k$  dépend aussi de la nature du pieu. MENARD a donné des abaques permettant le calcul de ce coefficient.

La résistance nominale en pointe : Compte-tenu d'un coefficient de sécurité de 3, la valeur de la résistance unitaire nominale est :

$$q_N = q_o + \frac{K}{3} \cdot (P_{le} - P_o) \quad (\text{III.13})$$

On en déduit que la résistance nominale en pointe pour un pieu de section circulaire est de :

$$Q_N = \pi R^2 [q_o + \frac{K}{3} \cdot (P_{le} - P_o)] \quad (\text{III.14})$$

### B. Calcul du frottement latéral.

La résistance au cisaillement réellement mobilisable entre la paroi latérale du pieu et le sol est fonction de la pression limite enregistrée aux différentes profondeurs dans l'essai pressiométrique. Deux cas sont à considérer :

- Les terrains dont une ou plusieurs couches provoquent un frottement négatif. Ce sont les couches pour lesquelles le tassement propre est plus grand que celui du pieu.
- Les terrains ne provoquant pas de frottement négatif.

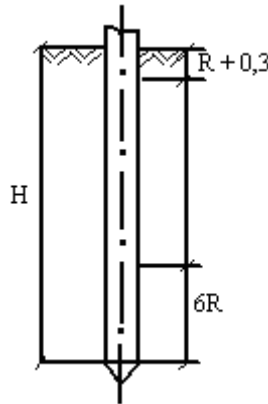
#### a) Terrains sans frottement négatif :

La fiche H du pieu est alors divisée en trois zones comme l'indique la figure :

- Entre 0 et  $R + 0,3$  m, on ne prendra pas de frottement latéral.

➤ Entre  $R + 0,3$  m et  $H - 6R$  : le frottement latéral unitaire est égal à :

$$f_1 = \int_{R+0,3}^{H-6R} s(P_1).dz \quad (\text{III.15})$$



Le terme de frottement  $s(P_1)$  est une fonction de  $P_1$  ; il est donné par des abaques dues à MENARD

\* Entre  $H - 6R$  et  $H$  : le frottement latéral unitaire est égal à :

$$f_2 = \int_{H-6R}^H s'(P_1).dz \quad (\text{III.16})$$

$s'(P_1)$  est donnée en abaque

Le frottement latéral sur toute la hauteur de fiche est alors :

$$Q_{lat} = P. \left[ \int_{R+0,3}^{H-6R} s(P_1).dz + \int_{H-6R}^H s'(P_1).dz \right] \quad (\text{III.17})$$

( $P$  : périmètre).

### b) Terrains avec frottement négatif

Si certaines couches de sol sont susceptibles de tasser davantage que le pieu, il s'ensuit un frottement négatif le long du fût du pieu à la traversée de ces couches et de toutes celles qui les surmontent. La fiche du pieu est divisée en trois zones :

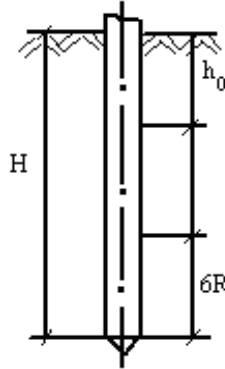
$$f_3 = \int_0^{h_0} s''(P_1).dz \quad (\text{III.18})$$

$s''(P)$  est négatif

- $s''(P_1)$  est une fonction de  $P_1$  donné par les abaques.
- de  $h_0$  à  $H - 6R$  : un terme de frottement du type  $f_1$ .
- de  $H - 6R$  à  $H$  : un terme de frottement du type  $f_2$ .

Le frottement latéral total est égal à :

$$Q_{lat} = P \cdot \left[ \int_0^{h_0} s''(P_1) \cdot dz + \int_{h_0}^{H-6R} s(P_1) \cdot dz + \int_{H-6R}^H s'(P_1) \cdot dz \right] \quad (\text{III.19})$$



### C. Frottement latéral nominal.

Le frottement latéral total nominal sera calculé en affectant le deuxième et le troisième terme d'un coefficient de sécurité de 2. En effet, il n'y a aucune raison d'affecter le premier terme d'un coefficient de sécurité puisqu'il va lui-même dans le sens de la sécurité par sa valeur négative. Par excès de prudence, on devrait même multiplier ce terme par 2.

### D. Capacité portante totale.

Par superposition des deux charges nominales (de pointe et de frottement latéral) on détermine la capacité portante d'une fondation par :

\* Pour un pieu ne subissant pas de frottement négatif de section  $\pi R^2$  :

$$Q_N = \pi R^2 \cdot \left[ q_0 + \frac{k}{3} (P_{le} - P_0) + \pi R \left[ \int_{R+0,3}^{H-6R} s(P_1) \cdot dz + \int_{H-6R}^H s'(P_1) \cdot dz \right] \right] \quad (\text{III.20})$$

\* Pour un pieu soumis à frottement négatif sur une hauteur  $h_0$  :

$$Q_N = \pi R^2 \cdot \left[ q_0 + \frac{k}{3} (P_{le} - P_0) + 2\pi R \left[ \int_0^{h_0} s''(P_1) \cdot dz + \frac{1}{2} \int_{h_0}^{H-6R} s(P_1) \cdot dz + \int_{H-6R}^H s'(P_1) \cdot dz \right] \right] \quad (\text{III.21})$$

## 1.6. Conclusions

Dans ce chapitre, nous pouvons fournir un résumé du comportement des pieux. La définition et le principe de fonctionnement des principaux types de pieux fournissent les éléments nécessaires à une bonne compréhension du comportement des pieux, aussi bien en termes de capacité portante que de déformations. On présente ainsi quelques méthodes de dimensionnement, basées sur les essais in-situ, et qui connaissent actuellement un gain d'intérêt auprès des ingénieurs.

**IV**

Ouvrages de

soutènement et renforcement

## Les ouvrages de soutènement et renforcement

### IV.1. Introduction.

De nombreux travaux de construction nécessitent la réalisation d'excavations. Afin de réduire l'importance des talus ou d'étayer des tranchées, on est souvent amené à réaliser des ouvrages de soutènement (provisoire ou définitifs).

### IV.2. Définition.

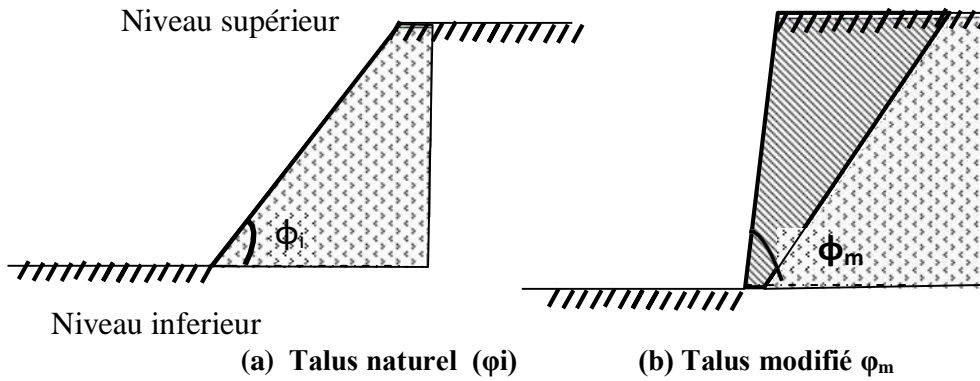
Les ouvrages de soutènement sont des ouvrages généralement verticaux, ou au moins proche de la verticale, destinés à retenir soit des terres soit n'importe quels matériaux sur une surface donnée. Les ouvrages de soutènement comprennent tous les types de murs et les systèmes d'appui où la surface subit les forces qu'imposent le matériau à soutenir.

Ils peuvent également être installés à l'occasion en tant que mesure préventive contre l'érosion des sols. Ainsi, la mise en œuvre de ces ouvrages peut être établie à titre temporaire ou définitif. Les ouvrages de soutènement ont figuré dans l'histoire de la construction, dès son origine. Ils ont été en pierres sèches, puis en maçonnerie et parfois même en bois ou polymère et enfin en béton armé. Ils sont généralement utilisés :

- En site montagneux pour préserver les routes et chemins contre le risque
- D'éboulement, au bord d'un cours d'eau ou au passage d'une vallée ;
- En site urbain afin de diminuer l'emprise d'un talus naturel pour la réalisation d'une route, d'une construction ainsi que l'aménagement d'un bord de quai ou d'un ouvrage d'art ;

Lorsqu'il existe une différence de niveau entre deux points a et b d'un terrain, l'angle que fait la droite (AB) avec l'horizontale s'appelle angle de talus naturel ( $\phi$ ) [4]. Il s'agit de l'angle maximal que peut présenter un sol mis simplement en tas sans soutènement. Ce talus n'est plus stable à partir d'une certaine valeur (Figure IV.1). On est alors obligé de prévoir un ouvrage destiné à maintenir le massif de terres et qui est appelé 'mur de soutènement'. A noter que la dénivelée entre les terres situées à l'amont et l'aval de l'ouvrage peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage ou par extraction des terres devant celui-ci [4]. En pratique, il est aussi fréquent de procéder à la fois à un apport de remblai derrière l'ouvrage et à une extraction de terre devant celui-ci.

On définit également la cohésion  $C$  exprimée en (kPa) d'un sol comme sa capacité à s'amalgamer ou se coller. Typiquement, le sable sec ou le gravier n'ont aucune cohésion ( $C=0$ ), ils sont alors dits 'sols pulvérulents'. A l'inverse, les argiles se caractérisent par une cohésion non nulle. Le tableau IV.1 donne quelques exemples de valeurs de ces caractéristiques ( $\phi$  et  $C$ ).



**Figure 1.1. Stabilité d'un talus en fonction de son inclinaison.  
: talus stable, (b) talus instable.**

Nature du sol	C (kPa)	$\phi$ (°)
<b>Gravier</b>	0	40 à 45
<b>Sable compact</b>	0 à 10	30 à 40
<b>Sable lâche ou peu compact</b>	0 à 10	25 à 30
<b>Argile</b>	20	15 à 25

**Tableau IV.1. Valeurs de  $\phi$  et C de quelques sols.**

### IV.3. Classification des ouvrages de soutènement

Il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement des sols [4] qui se distinguent principalement par :

- La morphologie (ouvrages massifs armés ou non, rideaux et parois ancrés ou non, ouvrage en béton armé ou non) ;
- Le mode d'exécution et domaine d'emploi ;
- Les matériaux de fabrication,
- Le mode de fonctionnement ;

Le choix du type d'ouvrage de soutènement dépend de plusieurs facteurs [4] tels que :

- Déblais ou remblai ou mixte ;
- Hauteur de soutènement ;
- Sol de fondation ;
- Disponibilité des matériaux ;
- Aspect extérieur ;



Comme les ouvrages de soutènement ont en commun la force de poussée exercée par le massif de terre retenu, on retiendra ce critère pour une description des différents ouvrages de soutènement. Trois modes de fonctionnement peuvent être distingués [32]:

- Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage ;
- Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage ;
- Cas où la poussée est reprise par des ancrages ;

#### *IV.3.1. Poussée reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.*

##### *IV.3.1.1. Murs poids en béton ou maçonnerie.*

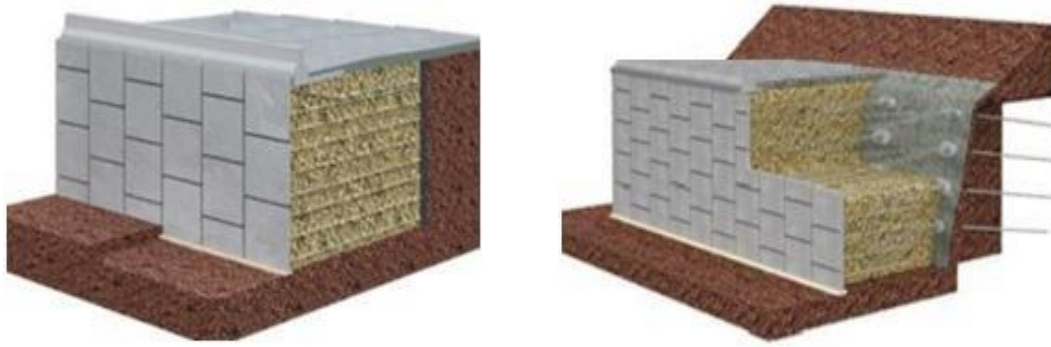
Ce type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Il est en béton ou en maçonnerie. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelque pour-mille. Le principe du mur poids est d'opposer le poids de la maçonnerie du soutènement à la poussée des terres qui tendent à le renverser [32]. La poussée des terres est minimale au sommet du mur et croît avec la profondeur en arrière du mur : c'est pourquoi les murs poids s'épaississent vers la base (le fruit). Les murs de soutènement de type ouvrage poids sont connus depuis l'Antiquité. Ils sont constitués en pierres taillées, moellons ou en brique.



**Figure IV. 2. Murs poids [48].**

##### *II.3.1.2. Mur en terre armée.*

Tel que le béton armé, il s'agit d'une manière d'améliorer les caractéristiques d'un matériau de base (le sol) en lui incorporant des armatures passives travaillant en traction (Figures IV.3 a et b). La terre armée est ainsi une technique un peu récente (1963) [4] qui repose sur l'utilisation du sol pour garantir la stabilité d'un talus. D'une manière générale, les ouvrages en terre armée sont conçus sans dispositifs particuliers de drainage, le sol constitutif du remblai étant formé d'un matériau drainant.



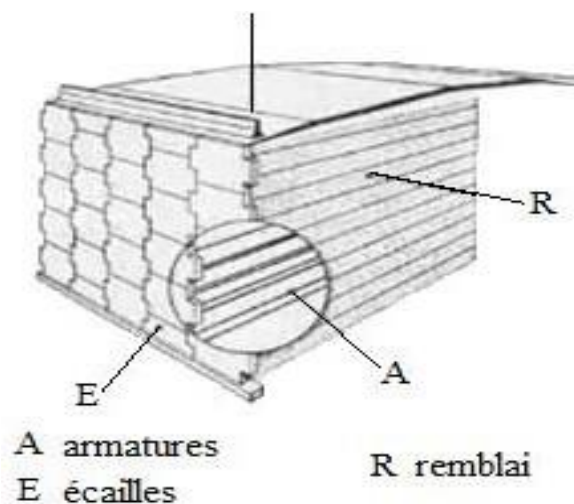
(a)

(b)

**Figure IV.3. Murs en terre armée (a) armatures résistantes en acier, (b) armatures en synthétiques [39].**

Les murs en terre armée sont formés de trois (3) composants [27]:

1. Un remblai granulaire compacté en couches pas trop épaisses ;
2. D'armatures disposées en lit dans le remblai et qui peuvent être soit :
  - Métalliques : pouvant présenter des problèmes de corrosion ;
  - Géo synthétiques réalisées par nappes ou en bandes. Le renforcement par nappe se fait à l'aide de géosynthétiques de grande largeur joint ou non avec des longueurs de bandes ou nappes pas nécessairement constantes sur la hauteur de l'ouvrage. La figure IV.4 montre la disposition des armatures dans un mur.
3. Un parement, faisant le lien entre les armatures et assurant l'esthétique du mur, est généralement réalisé en éléments de béton préfabriqué facile à assembler, en pneus ou autres éléments récupérés.



**Figure IV.4. Disposition des armatures dans un mur en terre armée [32].**

## IV.3.1.3. Murs caisson.

Très anciens, souvent utilisés comme soutènement routier ou piéton, les murs caissons sont constitués d'un empilement d'éléments préfabriqués en béton (armé ou non), en acier et même en bois sans fond et remplis de terre [32].

Ces murs peuvent se présenter sous plusieurs aspects ou figures (fruités, droits ou courbes) ce qui leur confère un joli aspect architectural étant donné que le parement visible n'est pas forcément uniforme (Figures IV.5 a et b). De plus, la présence de terres les rend végétalisables et parfaitement adaptables aux caractéristiques du terrain et du sol tout en garantissant un drainage efficace.

La stabilité des murs caisson est assurée par la largeur des éléments et le poids du matériau de remplissage. Ils présentent l'avantage de rapidité et facilité d'exécution mais sont limités en hauteur et peuvent présenter des déplacements latéraux importants.



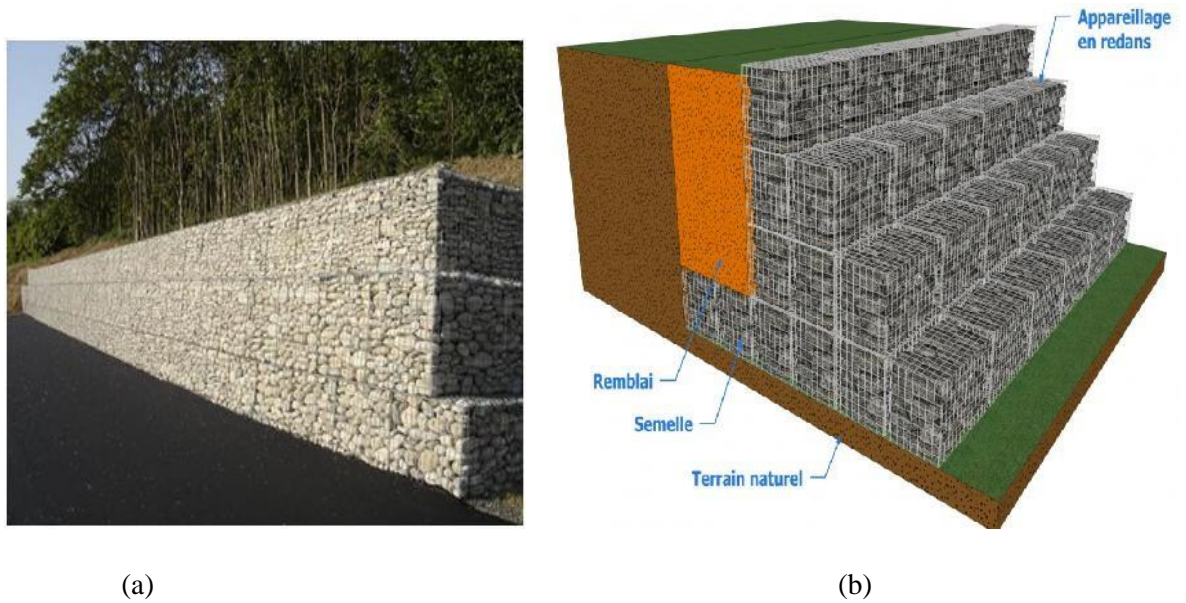
(a)

(b)

**Figure IV.5. Murs poids en caisson [47].**

## IV.3.1.4. Murs poids en gabions.

Constitués d'éléments parallélépipédiques en grillage métallique remplis de blocs de carrière ou d'alluvions et qui présentent l'avantage de bien laisser passer l'eau ruisselante évitant ainsi toute pression hydrostatique supplémentaire (Figures IV.6 a et b). Les gabions fournissent beaucoup d'autres avantages puisqu'ils sont à la fois moins coûteux, très simple et rapide à faire et présentent une longue durabilité. Néanmoins, les caissons peuvent être atteints par la corrosion, ce qui constituerait une défaillance. De ce fait, il est nécessaire de les entretenir de temps en temps. Ce type de mur, plus récent, est moins rigide que les murs en maçonnerie, convient particulièrement aux cas de terrains compressibles.



**Figure IV.7 Murs poids en gabions [40].**

*IV.3.2 .Cas ou la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation.*

Le problème des murs poids est que pour des hauteurs de soutènement supérieures à 4 mètres, il faut mettre en œuvre des volumes de matériaux importants, donc des contraintes importantes au sol. On a alors recours au mur de soutènement souple, faisant intervenir les poids des terres à l'arrière de celui-ci pour assurer une part de stabilité. On retrouve dans cette classe les trois principales catégories d'ouvrages suivantes [32]:

- A. Les murs en béton armé ;
- B. Les murs en parois moulées ;
- C. Les rideaux de palplanches ;

#### IV.3.2.1. Murs cantilever en béton armée.

Ce type de mur de soutènement est très couramment employé. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encasturé sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontale. La semelle peut-être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Ils sont normalement pourvus d'un dispositif de drainage disposé à l'arrière du voile auquel est associé un dispositif d'évacuation des eaux (barbacanes) [39].





Figure IV. 7. Murs cantilever en béton armée contrefort

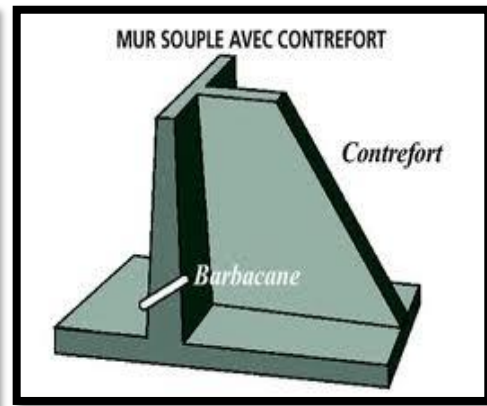


Figure IV.8. Mur de soutènement en

#### IV.3.2.2. Les murs en parois moulées.

La paroi moulée est un écran ou mur de soutènement en béton armé moulé dans le sol et réalisé en déblais. Ainsi, une paroi moulée est réalisée sur le terrain en place avant de procéder au creusement sur l'un des côtés du mur [33]. Le principe de la paroi moulée s'apparente aux pieux forés sous boue. Le procédé consiste à réaliser des panneaux de grande hauteur en béton armé coulé dans le sol. La stabilité de l'excavation est garantie, durant le forage, par une boue de type bentonite ciment (mélange d'argile traitée et d'eau). Les différents panneaux bétonnés sont reliés entre eux par des joints de façon à constituer une enceinte continue dans la fouille. La figure IV.9 illustre le principe général de réalisation d'une paroi moulée.

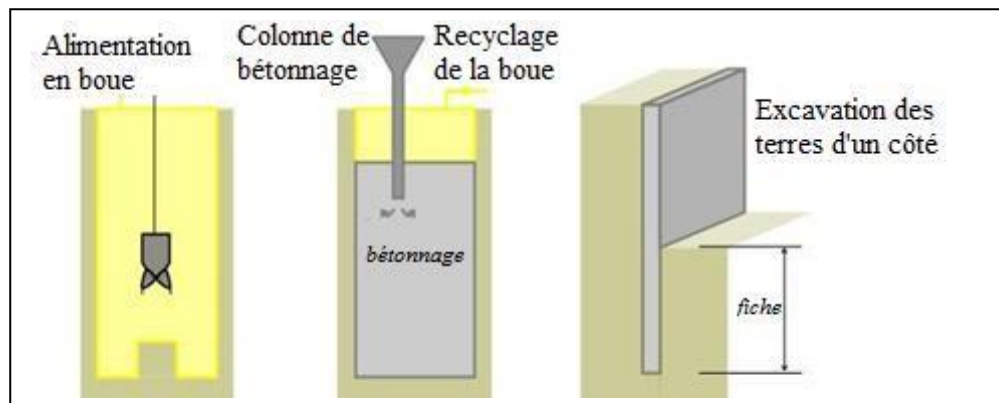


Figure IV.9. Principe général de réalisation d'une paroi moulée [49].

Un panneau standard d'une paroi moulée a une épaisseur allant de 0,5 à 1,5 m, une longueur de 2,8 à 8 m. Il est généralement réalisé jusqu'à une profondeur d'environ 30 m [5]. On peut atteindre des profondeurs maximales de l'ordre de 120 m (selon l'outil de forage employé) mais les parois moulées de profondeur supérieure à 50 m sont rares.

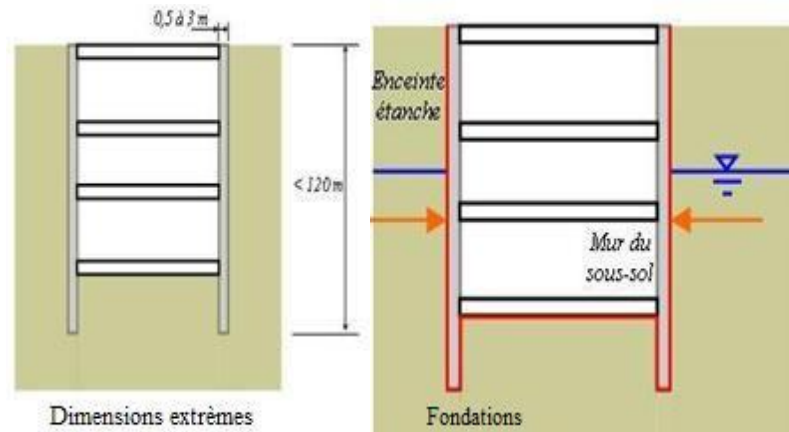


Figure IV.10. Fonctions des parois moulées et dimensions extrêmes [8].

En réalisant les panneaux de manière contiguë, on obtient une paroi continue dans le sol. Une paroi moulée est réalisée à l'aide de béton armé de teneur minimale en ciment de 350 à 400 kg/m<sup>3</sup>. De plus, la conception de la cage d'armature de la paroi doit permettre un bon écoulement du béton et garantir un enrobage minimum de 75 mm. Un dimensionnement permet de calculer la fiche nécessaire à la stabilité [33].

#### VI.3.2.3. Les rideaux de palplanches.

Les rideaux de palplanches sont des pièces longues et plates fabriquées quelque fois en bois ou en béton armé, mais le plus souvent il s'agit de profilés métalliques laminés. Munies de joints coulissant et que l'on enfonce dans le sol par battage ou vibro-fonçage. Les rideaux de palplanches sont constitués de palplanches métalliques en générale, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement d'un massif de sol.

A l'origine, les palplanches étaient réalisées en bois, il s'agissait de pieux faits de planches qu'on enfonceait en terre pour former un encaissement dans l'eau (pal-planches). La technique des écrans de soutènement consistant à opposer à la poussée des terres des éléments de structure fichés dans le sol et résistants à la flexion, dans un premier temps fait appel à des pieux en bois juxtaposés les uns aux autres de façon à constituer un écran continu.

#### A. Les palplanches en bois.

Cette technique était en particulier utilisée pour la réalisation de batardeaux en rivière, ces derniers étant constitués de deux rideaux de pieux entre lesquels on disposerait un remblai d'argile. La fonction d'étanchéité du batardeau était ainsi assurée par le noyau d'argile, tandis que les rideaux de pieux permettaient de maintenir le confinement de ce noyau. Ces premiers batardeaux, utilisant des pieux plus ou moins bien équarris, devaient présenter une forte sensibilité à l'érosion, l'eau pouvant s'infiltrer entre les pieux et entraîner le sol [35].

L'évolution naturelle de cette technique a donc consisté à sophisticationner les joints entre les éléments successifs du soutènement. Les palplanches en bois, s'assemblant les unes aux autres en "grains d'orge",

ou bien à l'aide d'un dispositif de rainures et languettes, ou encore en faisant appel à un "clameau", se sont ainsi substituées aux pieux en bois initialement utilisés[35].

### B. Les palplanches en béton armé.

La recherche d'éléments de structure plus résistants, tant en ce qui concerne leur mise en place dans le sol, qui s'effectue généralement par battage, que leur capacité à résister à la poussée du sol, a conduit les ingénieurs du génie civil à se tourner vers les nouveaux matériaux mis à leur disposition par l'industrie. C'est ainsi que, dès le début du XX<sup>e</sup> siècle, les palplanches en béton armé ou en acier se sont inspirées des palplanches en bois.

L'emploi des palplanches en béton armé ne connaîtra pas de réel développement, du fait du poids de ces structures, de leur fragilité, des difficultés de battage qu'elles présentaient ainsi que des difficultés d'étanchement des joints entre palplanches [40].

### C. Les palplanches en acier (métalliques).

Les palplanches en acier vont par contre connaître un développement important. initialement, elle ne différaient pas des profilés métallique utilisés à d'autres fins et notamment en construction métallique. Il s'agissait de profilés en **I** ou en **U** assemblés de sorte à constituer des écrans continus le raccord étant constitué d'un profil en I dont les ailes avaient préalablement été recourbées. L'utilisation de telles palplanches restera marginale. Les palplanches métalliques sont obtenues par laminage à chaud ou profilage à froid, et mises en œuvre verticalement dans le sol généralement par battage, vibrage ou vérinage.

Les palplanches métallique sont particulièrement bien adapté pour la réalisation d'ouvrage de soutènement (et d'étanchement) en site aquatique et d'une manière plus générale, en présence d'eau (nappe phréatique). C'est la raison pour laquelle elles sont très couramment utilisées aujourd'hui encore pour la réalisation d'ouvrage provisoires tels que batardeaux et blindages de fouilles sous la nappe, et d'ouvrages définitifs tels que murs de quais maritimes ou fluviaux, soutènement de rives et protections de berges.



Figure IV.11. Murs de soutènements en palplanche métallique[35].

### *IV.3.3. Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages.*

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussée est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages.

#### IV.3.3.1. Paroi moulée ancrée.

##### **A. Paroi berlinoise.**

Dans son originalité, qui s'est développée lors de la construction du métro de Berlin, au début du 20<sup>ème</sup> siècle, il s'agit de profils en acier battus dans le sol et la surface entre axes est couverte par des madriers en bois généralement horizontaux. Les murs à la berlinoise se caractérisent par une grande faculté d'adaptation aux différentes situations géologiques rencontrées (canalisation, ou conduite d'eau,...etc.) parce que les distances entre les étais (profilées) peuvent être adoptés aux obstacles rencontrés pendant l'excavation et la méthode de remplissage (revêtement) de l'espace entre les étais peut être varié. C'est pour cela, les murs à la berlinoise sont utilisés de nos jours de plus en plus.

Les parois sont généralement fixées contre le sol avec des cales ou d'autres moyens identiques. Le revêtement doit se mettre en place au fur et à mesure du creusement de la fouille[35].

On commence avec la mise en place au plus tard quand une profondeur de creusement de 1.25m est atteinte. La pose de revêtement se poursuit en générale pour chaque 0.5m de creusement, et cela suivant le type de sol.



**Figure IV. 12. Murs de soutènement en paroi berlinoise [35].**



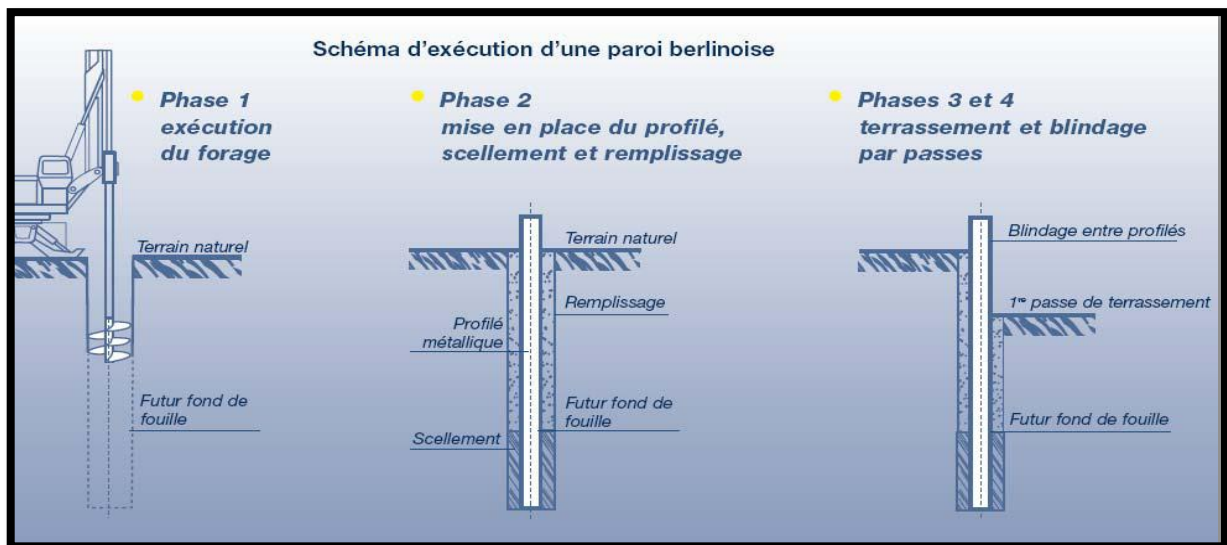


Figure IV.13. Les étapes d'exécution d'une paroi berlinoise [35].

### B. Paroi parisiennes.

Ce sont des ouvrages constitués de poteaux préfabriqués en béton armé, espacés et fichés dans le sol et d'un parement (béton armé coffré...) réalisé entre les poteaux, descendus dans un forage circulaire. Ces poteaux sont des éléments porteurs définitifs de la structure.



Figure IV.14. Mur de soutènement en paroi parisiennes[40].

### C. Paroi clouées

Ouvrage constitué d'éléments de renforcement du sol en place :

- **Clou** : ce sont généralement des armatures métalliques passives, tels que des ronds à béton scellés dans un forage ou des cornières battues.
- **Parement** : il est souvent constitué d'un voile en béton projeté sur une ou deux nappes de treillis soudé.

La paroi clouée est le type même du soutènement léger et souple, associé au terrain.

Ce soutènement s'appuie essentiellement sur les capacités stabilisatrices des clous associés à une peau de confinement en béton projeté.

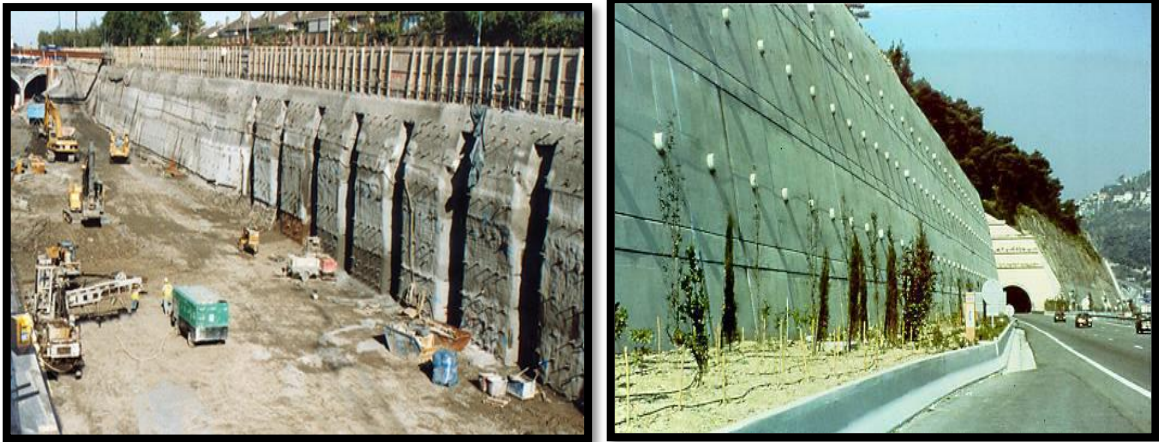


Figure II. 15. Mur cloué[35].

#### II.3.3.2. Les ancrages.

Les ancrages agissent à la surface du massif rocheux. Une fois installés, ils contribuent à améliorer les caractéristiques géotechniques globales du versant. Ils transmettent les efforts auxquels ils sont soumis au terrain qui, pour sa part, fournit la résistance nécessaire pour la réaction à l'équilibre. Selon la typologie de l'ancrage (ponctuel ou réparti), la transmission des efforts de l'ancrage au terrain s'effectue à travers.

Un système mécanique, réalisé avec des dispositifs d'expansion qui agissent lors du vissage de l'écrou. On parle alors d'ancrages ponctuels.

Le scellement de l'espace situé entre le trou du forage et la barre d'ancrage. Le scellement de la barre peut être effectué soit seulement au fond du trou de forage, soit sur toute la longueur de la barre. On parle alors d'ancrages répartis.

Les tirants d'ancrage sont sollicités lors des efforts de traction. Ils sont capables de transmettre les forces résistantes au massif rocheux ou au terrain dans lequel ils sont insérés. Un tirant d'ancrage est constitué par une tête équipée d'une plaque de répartition et d'un système de blocage. Ces éléments sont liés à une partie libre, qui comprend la portion qui peut être mise en tension, et la gaine de revêtement, et à une fondation armée [44].

La tête du tirant est d'habitude cimentée à une structure de soutènement (mur, barrière ou poteau).

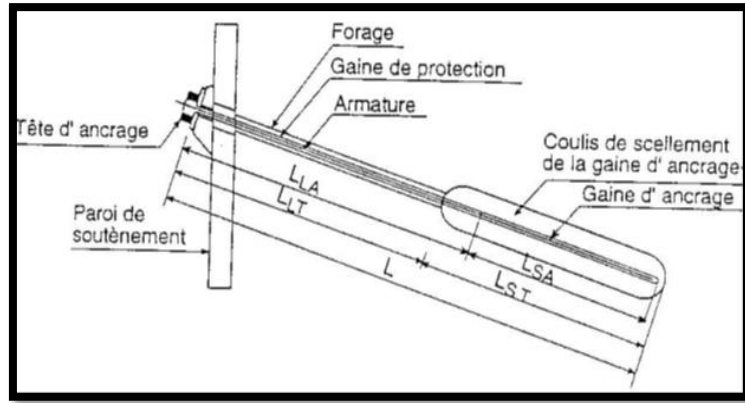


Figure IV.16. Schéma d'un tirant[35].

IV. 4. Dispositions pratique

IV.4.1. Diverses dispositions de bêches

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une «bêche». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

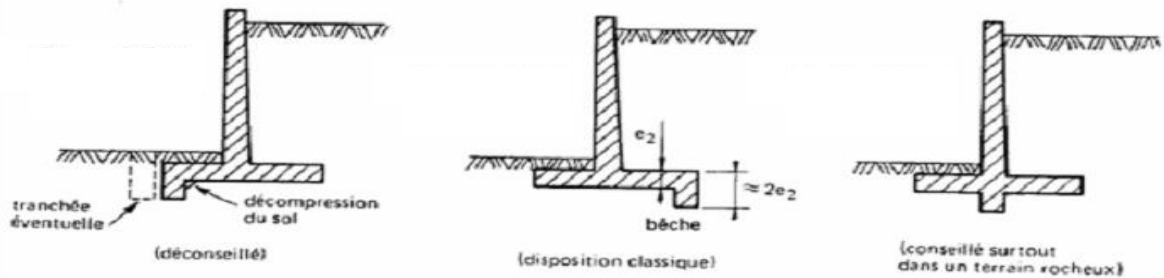


Figure IV.17. Diverses dispositions de bêches.

IV.4.2. Les 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 ayant pour but de raidir le voile (Figure 3).

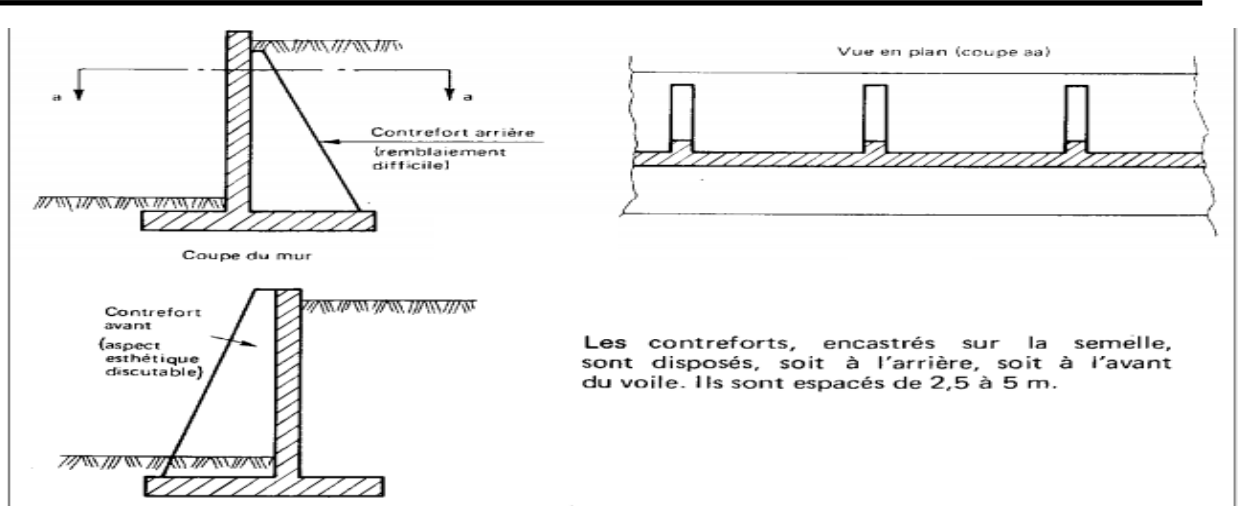


Figure IV.18. Disposition des contreforts

Pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, on peut encore adopter les solutions des Figures 4 et 5, mais d'emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on peut économiser par ailleurs sur la matière.

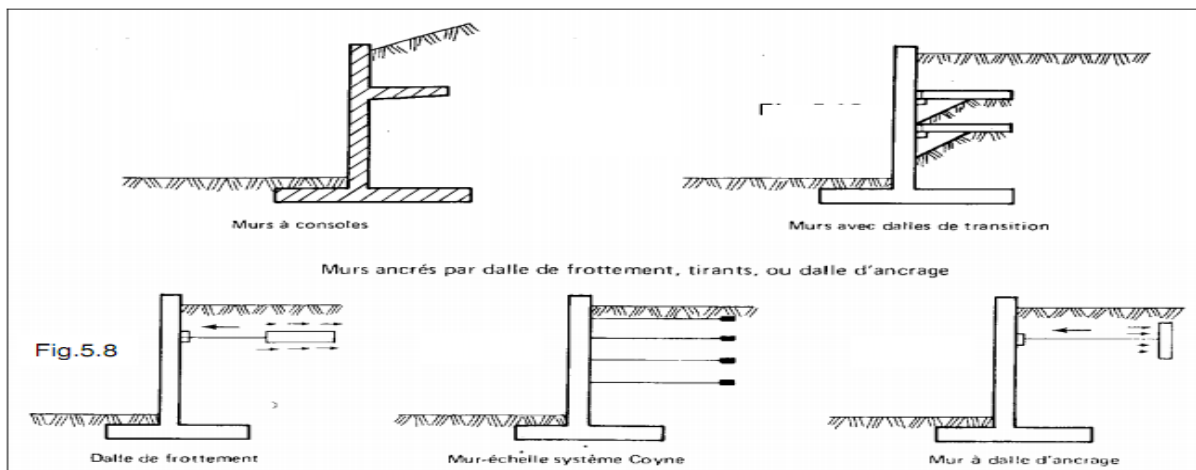


Figure IV.19. Les contreforts.

IV.5. Les actions et sollicitations (Equilibre limite de poussée et butée).

IV.5.1. Notion de poussée et de butée.

Imaginons un écran mince vertical lisse dans un massif de sable. Il est soumis par définition à la poussée au repos. En supprimant le demi massif de gauche, et en déplaçant l'écran parallèlement à lui même vers la droite, il se produit un équilibre dit de butée (ou **passif**). En le déplaçant vers la gauche, il se produit un équilibre de poussée (ou **actif**).

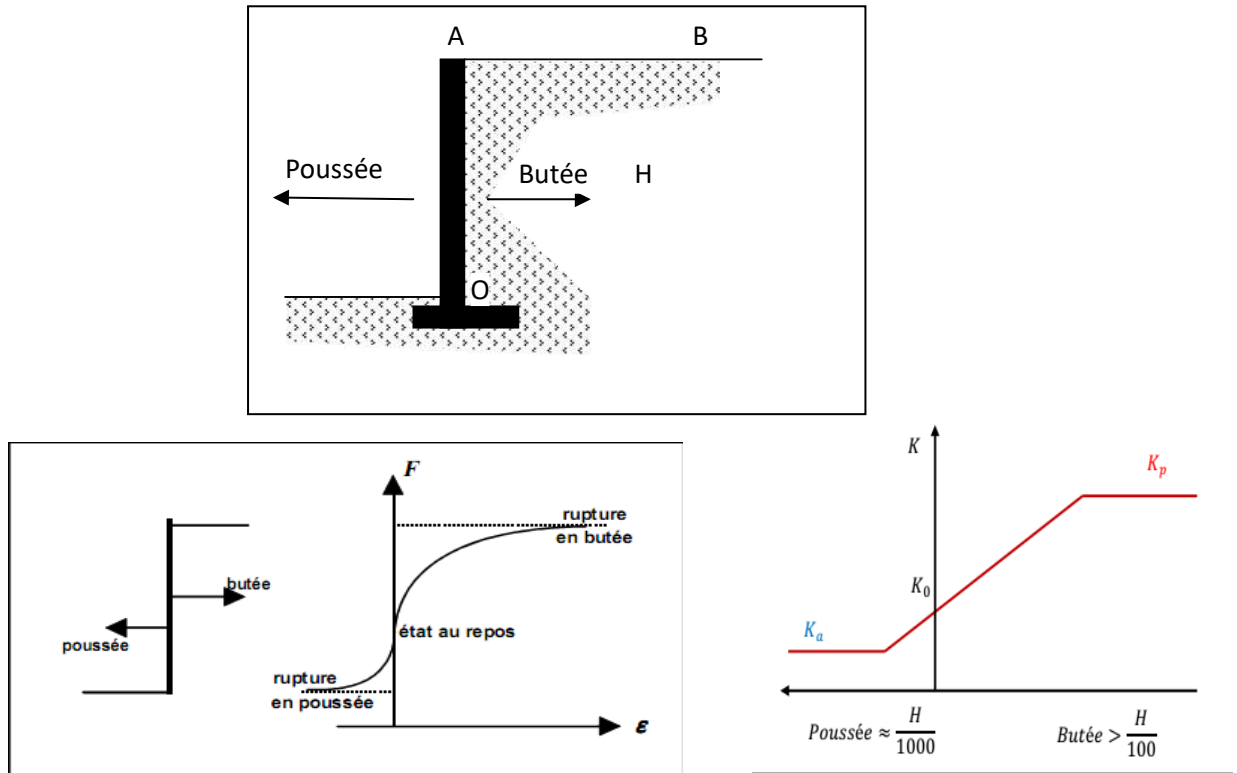


Figure IV.20. Etat de butée et de poussée [32].

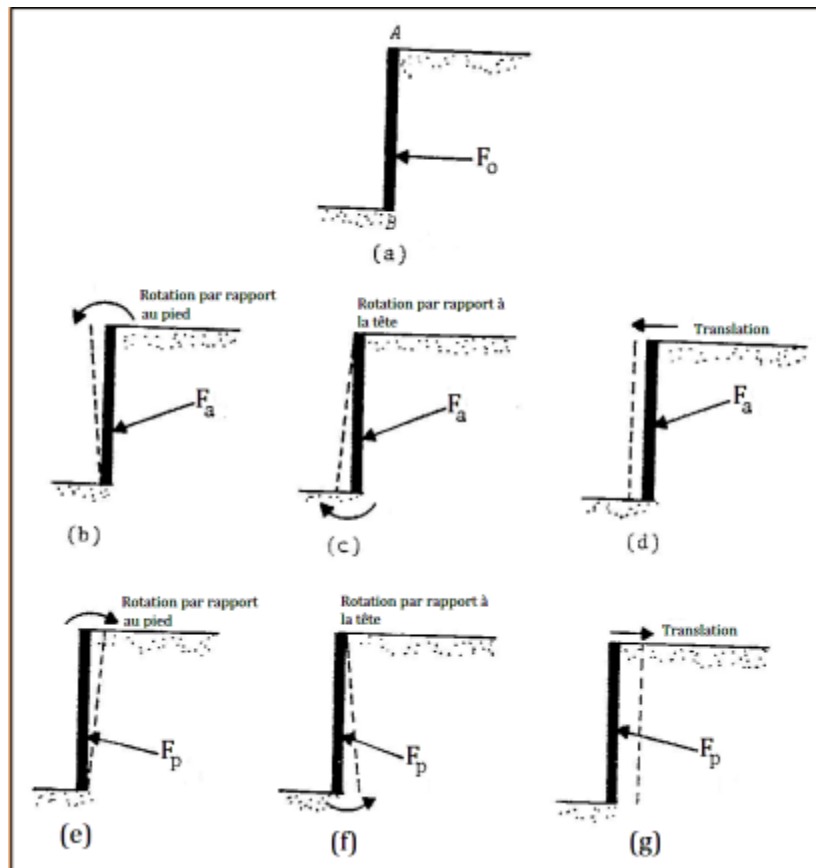


Figure IV.21. Différents modes de déplacement du mur [5].



Pour qu'il y ait équilibre de poussée ou de butée, il faut qu'il y ait déplacements (Figure IV.20) grossièrement de l'ordre de (H/1000) pour mobiliser la poussée et supérieur à (H/100) pour mobiliser la butée. (Expériences de Terzaghi).

#### IV.5.2. Coefficient de pression latérale (Etat initial des sols au repos).

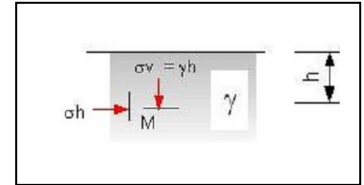
Pour le cas le plus simple, sol (remblai) semi infini, homogène et isotrope, à surface horizontale.

La contrainte verticale (sur une facette horizontale) est :

$$\sigma_v = \gamma h$$

La contrainte horizontale (sur une facette verticale) est :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$



Le diagramme de pression des terres au repos étant linéaire, le résultante  $P_0$  par mètre linéaire du mur est :

$$P_0 = \int_H \sigma_h dz = \int_H K_0 \cdot \gamma \cdot Z \cdot dz$$

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{IV.1})$$

Les valeurs du tableau IV.1 ci après peuvent être retenues comme ordre de grandeur du coefficient  $K_0$  de poussée du sol au repos: est indépendant de l'état de saturation du massif. Il est constant pour une même couche de sol et une même masse volumique.

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (\text{IV.2})$$

Type de sol	Sable	Argile	Argile très molle et vase	Roche à très grande profondeur
Valeur de $K_0$	0.5	0.7	1.0	$\geq 1$

Tableau IV.1. Ordre de grandeur du coefficient de poussée du sol au repos [5].

Pour les matériaux granulaires,  $K_0$  est souvent estimé en utilisant la formule de JAKY [15] :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (\text{IV.3})$$

#### IV.5.3. Etat limite actif (poussée).

Un point du massif est dit en état actif, si son déplacement est dirigé vers l'extérieur du massif. Si on laisse l'écran de se déplacer vers la gauche, le sol a tendance de suivre l'écran et la contrainte  $\sigma_h$  diminue jusqu'à une valeur limite qui correspond à l'effondrement du massif du sol. Just avant la rupture, un nouvel état d'équilibre est atteint, c'est l'état d'équilibre **Actif** ou **Inferieure** ou **Poussée**.

$$\sigma_{ha} = K_a \sigma_v \quad (\text{IV.4})$$

**$K_a$  : coefficient de poussée.**

#### IV.5.4. Etat limite passif (butée).

Si l'on déplace le mur vers le massif, les contraintes horizontales sur le mur (écran) augmente (le sol se comprime) jusqu'à ce que se produisent la rupture de massif du sol. Le sol est à l'état de butée la contrainte de butée est reliée à la contrainte verticale  $\sigma_v$ , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée  $K_p$  (p comme passif). Cet équilibre est différent. On parle alors d'**équilibre limite passif ou supérieure (butée)**.

$$\sigma_{ha} = K_p \sigma_v \quad (\text{IV.5})$$

**$K_p$  : coefficient de poussée.**

#### IV.6. Calcul des pressions sur un écran.

En pratique, il existe plusieurs approches de détermination de la pression qu'exerce un sol sur un écran. C'est d'ailleurs la première étape pour dimensionner ou vérifier la stabilité d'un ouvrage de soutènement. Parfois, les différentes méthodes donnent des résultats qui peuvent diverger. Dans ce qui suit, on propose de rappeler les principes des théories de Coulomb, de Rankine et de l'état d'équilibre de Boussinesq.

##### IV.6.1. Méthode de Coulomb.

Dans cette méthode, les forces de poussée et de butée s'exerçant derrière un écran sont évaluées à l'état de l'équilibre limite. La méthode est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque de glissement (Figure IV.22). Elle s'applique aux milieux pesant et surchargés et repose sur les hypothèses suivantes [2]:

- Sol semi-infini, homogène, isotrope,
- Condition de déformation plane,
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB,
- Massif à surface libre plane,

Pour un écran vertical de hauteur  $H$  soutenant un massif de sol horizontal et sans cohésion, l'équilibre des forces qui s'appliquent sur le coin de sol ( $R$ ,  $W$  et  $F = -P$ ) permet de calculer la poussée en prenant le maximum de  $F$ .

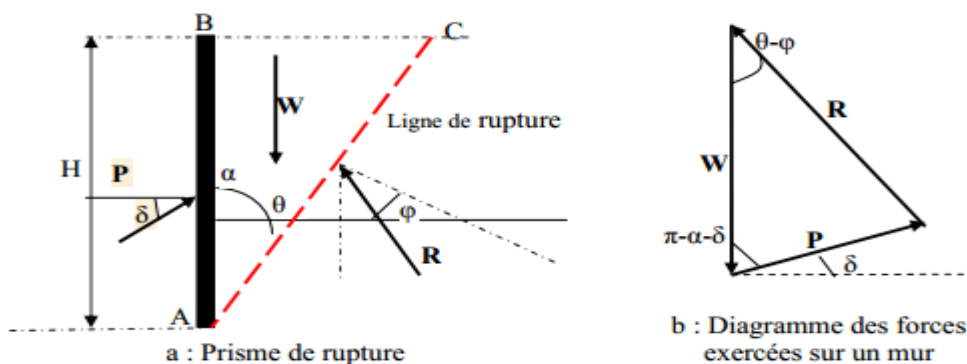


Figure IV.22. Poussée sur un écran selon la méthode de Coulomb [33]

- ✓ W : Poids du prisme de sol (ABC ou écran/ligne de rupture/ surface remblai) ;
- ✓ P : Force exercée par l'écran sur le sol (inclinée de  $\delta$  par rapport à la normale de l'écran et fonction de l'angle  $\theta$ ) ;
- ✓ R : Réaction totale du sol sur le plan AC (fait un angle  $\phi$  avec la normale au plan de rupture)

La force de poussée des terres s'exprime par :

$$P_a = 1/2 \gamma K_a (H)^2 \quad (\text{IV.6})$$

La force de butée s'exprime par :

$$P_p = 1/2 \gamma K_p (H)^2 \quad (\text{IV.7})$$

Avec les coefficients de poussée  $K_a$  et de butée  $K_p$  donnés par :

$$K_{a(p)} = \tan^2(\pi/4 - \varepsilon \cdot \phi/2) \quad (\text{IV.8})$$

$\varepsilon = +1$  en cas de coefficient de poussée et  $\varepsilon = -1$  en cas de coefficient de butée.

En supposant une répartition linéaire des contraintes sur le parement de l'écran, le point d'application de la force de poussée est situé au tiers inférieur de l'écran  $H/3$ . Poncelet a généralisé la méthode de Coulomb à un écran incliné de  $\lambda$  et un sol incliné de  $\beta$  par rapport à l'horizontale [33].

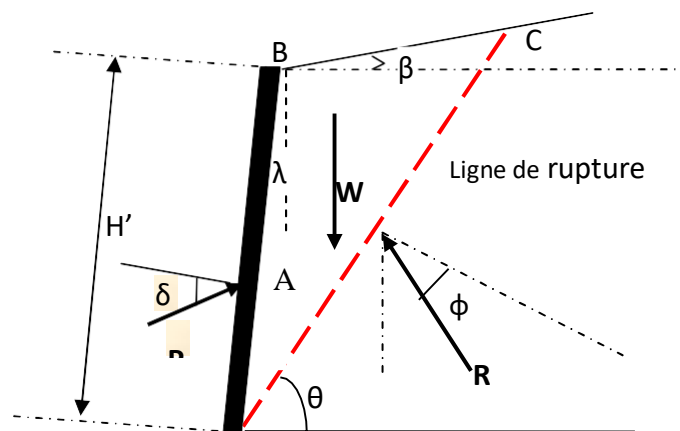


Figure IV.23. Généralisation de la méthode de Coulomb [33].

Dans ce cas, la force de poussée des terres  $P_a$  est donnée par :

$$P_a = 1/2 \gamma K_a (H')^2 \quad (\text{IV.9})$$

avec :  $H' = H/\cos(\lambda)$

Le point d'application de la force de poussée est à  $H'/3$  de la base. Et les coefficients de poussée et de butée des terres  $K_a$  et  $K_p$  sont donnés par [16]:



Pour la poussée: 
$$K_{a\gamma} = \frac{\cos^2(\lambda + \varphi)}{\cos^2 \lambda \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta a) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda - \delta a) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{IV.10})$$

Pour la butée: 
$$K_{p\gamma} = \frac{\cos^2(\lambda - \varphi)}{\cos^2 \lambda \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta p) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta a) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{IV.11})$$

Pour un écran lisse ( $\delta = 0$ ), avec un talus à surface horizontale ( $\beta = 0$ ) et un parement vertical ( $\lambda = 0$ ), on retrouve l'expression (IV.12) du coefficient de poussée des terres.

$$\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{IV.12})$$

#### IV.6.2. Théorie de Rankine.

Cette méthode permet de déterminer les forces de poussée et de butée s'exerçant derrière un mur à partir de la connaissance de l'état des contraintes ( $\sigma$ ) dans le sol au contact de l'ouvrage [47, 33]. La méthode de Rankine est basée sur les hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope,
- Ecran verticale  $\lambda = 0$  et lisse  $\delta = 0$
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB
- Massif à surface libre inclinée,

La méthode de Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir dans le sol au contact de l'écran lisse ( $\delta = 0$ ) et un surface de sol libre inclinée par l'angle  $\beta$ .

La poussée est homogène à une **contrainte**, inclinée de  $\delta = \beta$  à une profondeur donnée  $h$  sur un écran vertical avec une surface libre du terrain inclinée de  $\beta$ . Le calcul de la force de poussée ou de butée s'effectue par intégration des contraintes sur la hauteur du mur.

Dans ces conditions :  $\sigma = \gamma * Z * \cos\beta$

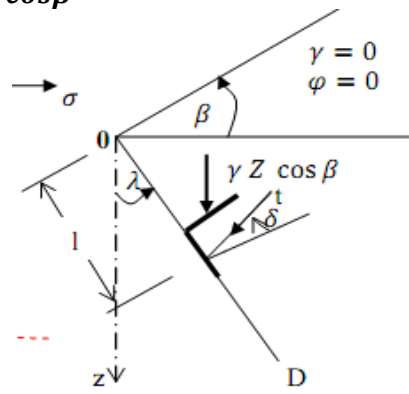


Figure IV.24. Présentation de Rankine [33].

Le développement des calculs montre que les contraintes de poussée et de butée qui s'exercent sur le mur sont, pour un sol pulvérulent :

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v \quad \text{pour la poussée}$$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v \quad \text{pour la butée}$$

$K_a$  et  $K_p$  s'appliquent sur les contraintes effectives.

Ces contraintes sont inclinées de  $\delta=\beta$  par rapport à l'horizontale.

$$K_{a\gamma} = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (\text{IV.13})$$

$$K_{p\gamma} = \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (\text{IV.15})$$

### Cas particuliers

- Pour un milieu pulvérulent ( $c'=0$ ), dans le cas d'une surface libre horizontale :  
 $\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v$   
 avec coefficient de poussée :  $K_a = \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v \quad \text{avec coefficient de butée : } K_p = \text{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) \quad 2$$

Dans le cas d'un massif incliné, on a  $K_a = f(\delta, \varphi)$  et  $K_p = g(\delta, \varphi)$ .

Ainsi, lorsque l'écran est lisse ( $\delta = 0$ ), vertical ( $\lambda=0$ ) et que le sol est horizontal ( $\beta=0$ ), alors les théories de Rankine et de Coulomb donnent la même valeur de coefficients de poussée et de butée.

**Remarque :** Pour le bon choix du coefficient de poussée, une attention particulière doit être apportée aux signes des angles  $\beta$ ,  $\varphi$ ,  $\lambda$  illustrés sur la figure. Ainsi, en cas de poussée, les angles sont positifs lorsqu'ils sont dans le sens trigonométrique (inverse aux aiguilles d'une montre). Pour la butée, les angles sont considérés positifs quand ils ont le sens des aiguilles d'une montre.

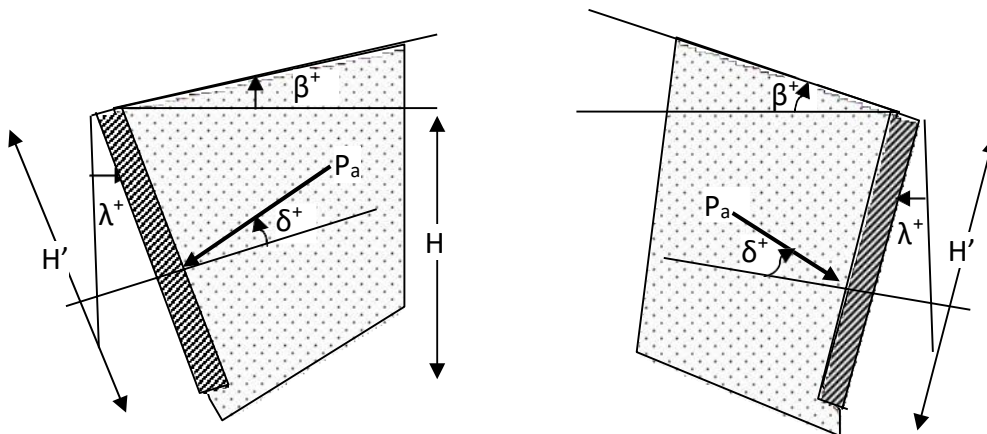


Figure IV.25. Convention de signe des angles [4].

Pour une surface de contact écran/sol dite lisse, donc caractérisée par une absence de contraintes de cisaillement, les pressions sur l'écran sont normales. Autrement l'angle de frottement écran/sol  $\delta=0$ .

### IV.6.3. Théorie de Boussinesq.

La théorie de Rankine ne permet pas de prendre en compte le frottement qui existe entre le sol et le mur. Ainsi, par exemple dans le cas d'un massif à surface horizontale et d'un mur à paroi verticale, la théorie de Rankine suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul, ce qui suppose que le mur est parfaitement lisse.

**BOUSSINESQ (1882)** a amélioré la théorie de RANKINE en prenant en compte 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. Les contraintes appliquées sur le mur de soutènement sont donc inclinées d'un angle  $\delta$  par rapport à la normale à l'écran.

Si 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 (pesant) purement frottant :  $K_a$  et  $K_p$ .

	$\beta/\varphi$		0	0.4	0.6	0.8	1
	$\delta/\varphi$						
$\varphi = 30^\circ$	0	$\lambda = 0^\circ$	0,333	0,386	0,428	0,500	0,850
		$\lambda = 10^\circ$	0,398	0,470	0,528	0,634	-
	2/3	$\lambda = 0^\circ$	0,300	0,352	0,395	0,469	0,822
		$\lambda = 10^\circ$	0,366	0,440	0,499	0,602	-
	1	$\lambda = 0^\circ$	0,308	0,363	0,409	0,488	0,866
		$\lambda = 10^\circ$	0,378	0,458	0,534	0,634	-
$\varphi = 35^\circ$	0	$\lambda = 0^\circ$	0,271	0,316	0,353	0,419	0,767
		$\lambda = 10^\circ$	0,336	0,403	0,456	0,548	-
	2/3	$\lambda = 0^\circ$	0,247	0,291	0,329	0,397	0,756
		$\lambda = 10^\circ$	0,314	0,383	0,439	0,538	-
	1	$\lambda = 0^\circ$	0,260	0,309	0,349	0,423	0,819
		$\lambda = 10^\circ$	0,333	0,409	0,472	0,583	-
$\varphi = 40^\circ$	0	$\lambda = 0^\circ$	0,218	0,254	0,286	0,342	0,676
		$\lambda = 10^\circ$	0,282	0,341	0,388	0,472	-
	2/3	$\lambda = 0^\circ$	0,202	0,239	0,271	0,330	0,683
		$\lambda = 10^\circ$	0,269	0,331	0,382	0,475	-
	1	$\lambda = 0^\circ$	0,219	0,261	0,297	0,364	0,766
		$\lambda = 10^\circ$	0,295	0,366	0,425	0,533	-

**Tableau IV.2. Tables de Caquot-Kérisel du coefficient de poussées  $K_a$  de quelques cas courants [33].**

Avec :

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai ;

$\beta$  : Inclinaison de la surface libre du talus par rapport à l'horizontale ;

$\lambda$  : Angle de l'écran avec la verticale ;

$\delta$  : Inclinaison de la contrainte de poussée par rapport à la normale à l'écran ;

#### IV.6.4. Frottement sol-mur.

L'angle de frottement  $\varphi$  entre le sol et l'écran dépend pour sa valeur de la rugosité de l'écran par rapport aux particules de sol et pour son signe du sens du déplacement relatif entre le sol et l'écran. En l'absence de déplacement entre le sol et l'écran  $\delta = 0$ .

Il dépend donc à la fois de la rugosité du parement et de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol. En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement. Dans les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de  $2/3 \cdot \varphi$  est celle à retenir.

Etat de surface du parement	angle de frottement Sol-mur
Surface très lisses ou lubrifiées	$\delta = \varphi$
Surface peu rugueuse (Béton lisse, Béton traité)	$\delta = \frac{1}{3}\varphi$
Surface rugueuse ( Béton , Béton projeté, maçonnerie, acier)	$\delta = \frac{2}{3}\varphi$
Murs caissons	$\delta \geq \frac{2}{3}\varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers	$\delta = \varphi$

Tableau IV.3. Valeurs de frottement sol-mur[44].

#### IV.7. Prise en compte de l'effet de surcharges.

Un écran de soutènement peut être soumis à des surcharges agissant soit directement sur le mur, soit par l'intermédiaire du remblai. Ces surcharges sur le terrain induisent une augmentation de la contrainte verticale et par conséquent la contrainte horizontale.

Trois cas de surcharge peuvent se présenter [16] :

- Surcharge distribuée suivant une bande uniforme ;
- Surcharge uniforme ;
- Surcharge ponctuelle ;

##### IV.7.1. Effet d'une pression uniforme-Méthode de Sokolovsky .

Comme le schématise la figure 14.3, la pression ultime  $P_q$  sur le mur provenant d'une pression uniforme  $q$ , agissant à la surface d'un sol non cohérent ( $C=0$ ) et non pesant ( $\gamma=0$ ) a été déterminée par Sokolovsky (1960) par le biais de la méthode des caractéristiques de contraintes, comme suit :

$K_q$  est un coefficient de poussée/butée, fonction de l'inclinaison  $\lambda$  du mur, de l'angle de frottement  $\varphi$ , de l'inclinaison  $\beta$  de la surface du remblai, et de l'angle de frottement  $\delta$  entre le mur et le sol. Il est calculé analytiquement par l'équation suivante :  $P_q = K_q q$

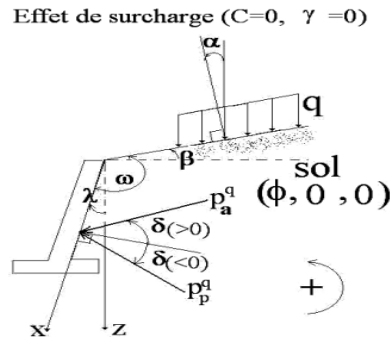


Figure IV.26. Schéma de calcul des pressions  $P_q$  selon Sokolovski [5].

$$K_q = \frac{\cos \delta \pm \sin \varphi \cos \Delta_2}{\cos \delta \pm \sin \varphi \cos \Delta_1} \text{Exp}(\mp 2 \Psi \text{tg} \varphi)$$

$$\Psi = \omega - \frac{\pi}{2} + \frac{\Delta_1 + \Delta_2 \pm \alpha \mp \delta}{2}$$

$$\sin \Delta_1 = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} \quad \text{et} \quad \sin \Delta_2 = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$$

	$\lambda - \beta$ (°)	$\varphi=10^\circ$	$\varphi=20^\circ$	$\varphi=30^\circ$	$\varphi=40^\circ$
$\delta=\varphi$	+15	0.719	0.543	0.427	0.349
	+10	0.697	0.510	0.385	0.300
	+5	0.677	0.478	0.348	0.259
	0	0.656	0.449	0.315	0.224
	-5	0.636	0.422	0.285	0.194
	-10	0.616	0.395	0.258	0.167
	-15	0.598	0.371	0.233	0.144
$\delta=2/3\varphi$	+15	0.724	0.536	0.410	0.316
	+10	0.702	0.508	0.372	0.274
	+5	0.681	0.476	0.336	0.236
	0	0.660	0.447	0.304	0.204
	-5	0.640	0.420	0.274	0.176
	-10	0.621	0.392	0.248	0.152
	-15	0.602	0.369	0.224	0.131
$\delta = 0$	+15	0.772	0.592	0.448	0.334
	+10	0.749	0.555	0.407	0.290
	+5	0.726	0.521	0.368	0.251
	0	0.704	0.490	0.333	0.217
	-5	0.682	0.460	0.301	0.188
	-10	0.662	0.431	0.272	0.162
	-15	0.642	0.405	0.246	0.140

Tableau IV.4. Valeurs du coefficient  $K_{aq}$  pour une surcharge normale ( $\alpha=0$ ).

On considère le signe supérieur pour la poussée ( $K_{aq}$ ), et le signe inférieur pour la butée ( $K_{pq}$ ). Notons qu'en cas de poussée, on convient que tout angle est positif si son sens est contraire à celui des aiguilles d'une montre. En cas de butée, tout angle est considéré positif si son sens est celui des aiguilles d'une montre. Si le sol est homogène la pression  $P_q$  est uniforme et sa résultante  $F_q$  agit au milieu du mur et a pour expression :

$$F_q = K_q q h \quad (\text{IV.16})$$

Le tableau IV.4 donne les valeurs typiques du coefficient de poussée  $K_{aq}$  pour une surcharge normale ( $\alpha=0$ ) en fonction de  $\varphi$ ,  $\delta$  et la différence ( $\lambda-\beta$ ).

#### IV.7.2. Effet d'autres surcharges.

La contrainte horizontale de poussée due à d'autres cas de surcharges verticales, comme le schématise la figure 14.4, peut être déterminée en considérant le sol comme un milieu élastique horizontal semi-infini soutenu par un écran vertical, comme suit :

- **Charge concentrée  $Q$  (cas a de la figure IV.17):**

$$\sigma_h(Z) = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{Zd^2}{R^5} \quad (\text{IV.17})$$

- **Charge  $Q$  répartie sur la longueur du mur (cas b de la figure IV.17):**

$$m > 0.4 \quad \sigma_h = 1.27 \frac{Q}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad (\text{IV.18})$$

$$m < 0.4 \quad \sigma_h = 0.203 \frac{Q}{H} \frac{m}{(0.16 + n^2)^2} \quad (\text{IV.19})$$

- **Charge  $q$  sous forme d'une bande linéaire uniforme (cas c de la figure IV.17):**

$$\sigma_h = 2 \frac{q}{\pi} [(\beta + \sin\beta) \sin^2\alpha + (\beta - \sin\beta) \cos^2\alpha] \quad (\text{IV.20})$$

En considérant le mur comme infiniment rigide fixe, la pression  $\sigma_h$  pour les différentes distributions de surcharge est doublée.

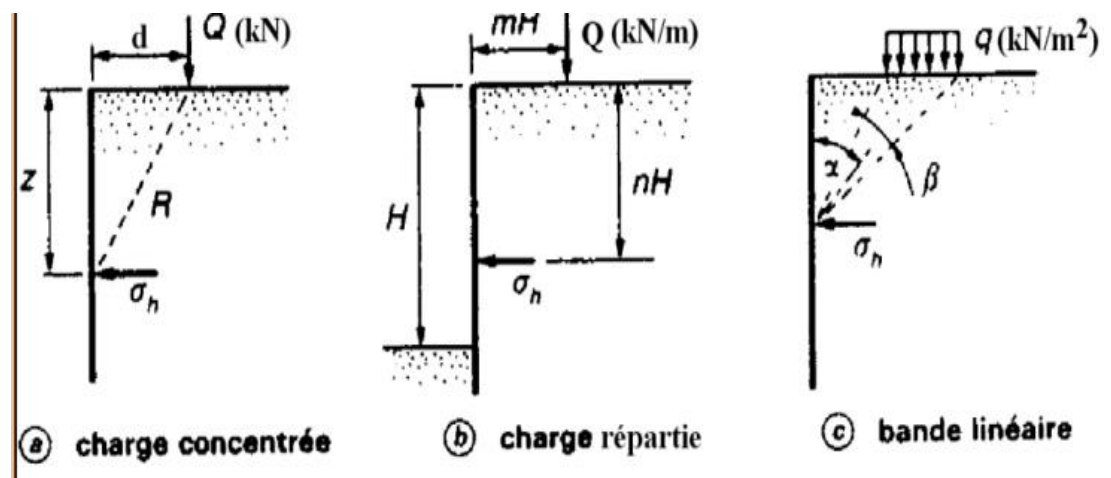


Figure IV.27. Calcul des pressions dues à des surcharges en surface[4].

## IV.7.3. Effet de la cohésion du sol.

On tient compte de l'effet de la cohésion à l'aide du *théorème des états correspondants* appliqué à un massif non pesant non cohérent soumis à une surcharge normale  $C/\text{tg } \varphi$  sur l'interface sol/mur ainsi que sur la surface du sol. Comme le schématis la figure IV.28, la composante normale de  $P_c$  est telle que:

$$P_c = \mp \frac{c}{\text{tg } \varphi} (1 - K_q \cos \delta) \quad (\text{IV.20})$$

Les signes + et - correspondent respectivement au cas de la poussée et de la butée.

IV.7.4. Pression sur un mur dans un sol purement cohérent ( $\varphi=0$ ) en état d'équilibre limite.

On calcule une pression globale en se basant sur la méthode de Rankine appliquée à ce cas. Comme le montre la figure , la pression  $P$  exercée par un sol purement cohérent sur un mur vertical, à une profondeur  $z$ , est :

$$P_{a,p} = K_{a,p} (\sigma_{v0} + q) \cdot \cos \beta$$

$$K_{a,p} = 2 \cdot \cos^2 \beta \pm 2 \sqrt{\left(\frac{c}{\sigma_{v0}}\right)^2 - \sin^2 \beta} \cdot \cos^2 \beta - 1 \quad (\text{IV.21})$$

Le signe + et l'indice p correspondent à la butée, et le signe - et l'indice a à la poussée.

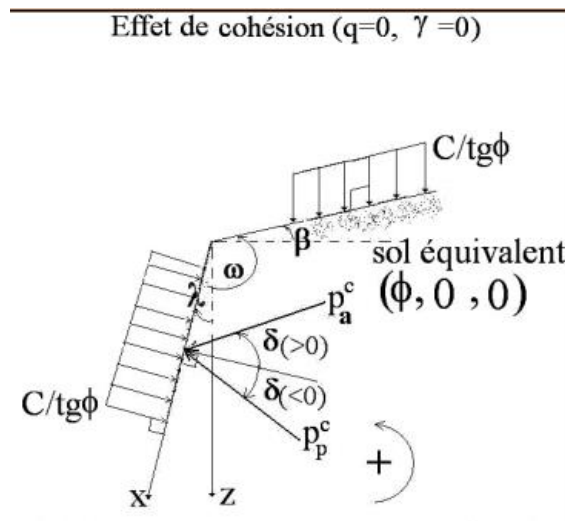


Figure IV.28. Schéma de calcul des pressions dues à la cohésion.

La figure IV.29 montre que la pression  $P(z)$  en cas de poussée devient négative sur une hauteur  $Z_0$  égale à  $(2C/\gamma - q/\gamma)$ , indépendamment de l'inclinaison  $\beta$  de la surface du sol. Selon la norme française NF P94 282, cette zone de traction est à éliminer dans la détermination des pressions agissant sur le mur, du fait que le sol résiste mal à la traction. Cette zone de traction n'existe pas en cas de butée. En cas d'un mur non vertical, l'étude peut être abordée selon la méthode de Rankine, mais avec des calculs plus complexes.

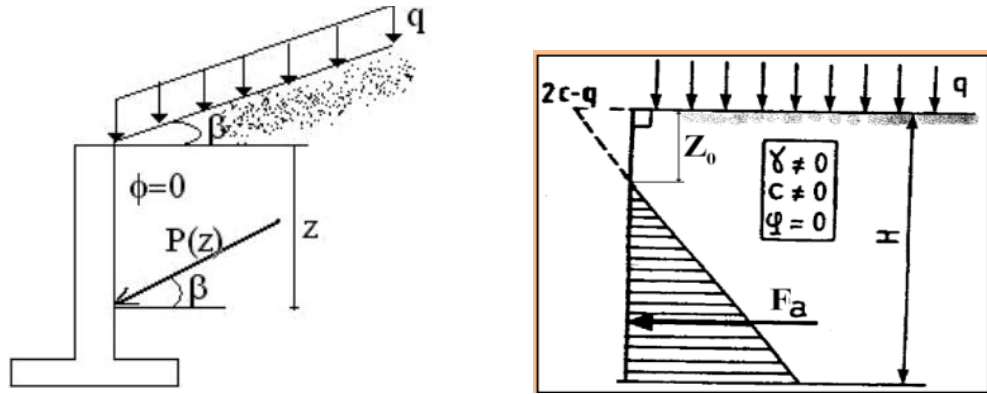


Figure IV.29. Schéma de calcul de la pression globale sur le mur[4].

IV.7.5. Superposition des différents cas de pressions dans un sol frottant ( $\phi \neq 0$ ) en état d'équilibre limite

Pour les murs non fixes, la pression agissant sur le mur peut être déterminée par superposition approchée des effets séparés du poids des terres ( $P\gamma$ ), de la cohésion du matériau ( $Pc$ ) et celui de la surcharge ( $Pq$ ):

$$\vec{P} \approx \vec{P}_\gamma + \vec{P}_q + \vec{P}_c \tag{IV.22}$$

Selon la figure IV.29, en cas de poussée, le déplacement du mur mobilise des contraintes de cisaillement descendantes, alors qu'en butée elles sont plutôt ascendantes. Ainsi, dans les conditions ordinaires de fonctionnement du mur, le vecteur de pression de poussée est dirigé vers le bas, et celui de la butée est dirigé vers le haut.

II.7.6. Calcul des pressions dans un sol multicouche.

On retient la règle suivante: lors de l'étude des pressions d'une couche, les couches sus-jacentes agissent comme une surcharge uniforme au toit de cette couche La figure IV.30 illustre un exemple d'application de cette règle. Les couches sus-jacentes à la couche  $i$  agissent comme une surcharge  $q'$  au niveau  $AA'$ , égale à

$$q' = q + \sum_{j < i} \gamma_j H_j \tag{IV.23}$$

La force de poussée due à cette surcharge sur la paroi AB est :

$$F_q = K_q(\varphi_i) q' \overline{AB} = K_q(\varphi_i) q' \frac{H_i}{\cos \lambda}$$

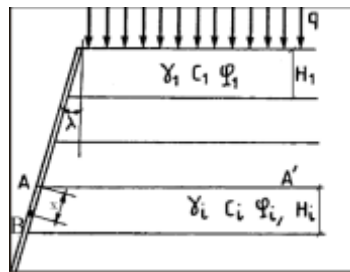


Figure IV.30 Schéma de calcul de la pression dans un sol multicouche [21]

La pression de poussée en un point en abscisse  $x$  dans la paroi AB est telle que :

$$q_a^y = K_a^y(\varphi_i) \gamma_i X \tag{IV.24}$$



La force de poussée due au poids des terres sur la paroi AB est :

$$F_a^y = \frac{1}{2} K_q^y(\varphi_i) \gamma_i \overline{AB^2} = \frac{1}{2} K_q^y(\varphi_i) \gamma_i \frac{H_i^2}{\cos^2 \lambda} \quad (\text{IV.25})$$

IV.7.7. Prise en compte de la pression interstitielle de l'eau.

Selon le principe des contraintes effectives de Terzaghi, le vecteur pression P dûe au poids des terres est la somme vectorielle de la pression effective P' des grains et celle de l'eau u :

$$\vec{P}'_y = \vec{P}_{y'} + \vec{U} \quad (\text{IV.26})$$

En absence de drainage, un sol fin se comporte d'une manière non drainée, et la pression du sol sur le mur se calcule en tant que contrainte totale, selon l'équation (IV.26). En présence d'un drain, et en considérant une alimentation continue soit par une pluie ou par une nappe souterraine, la surpression interstitielle s'annule et le sol se comporte d'une manière drainée, la pression des terres sur le mur est plutôt effective (Pγ').

Lors de l'écoulement en régime permanent et en présence d'un drain, il est faut étudier le réseau d'écoulement, formé des lignes de courant et des lignes équipotentiels, et en déduire la force résultante de la pression. On admet couramment pour les configurations simples mur/sol que les lignes du courant sont pratiquement verticales; la force d'écoulement Pe est donc verticale. La force de poussée due au poids des terres, en notant par i le gradient hydraulique, est comme suit :

$$F_a^y = \frac{1}{2} K_q^y(\gamma' \pm i\gamma_w) h^2 \quad (\text{IV.27})$$

Les signes + et - correspondent respectivement aux écoulements descendant et ascendant.

En résumé :

**Le coefficient de poussée : Ka**

	Cas général	Cas particulier
$K_{ayh}$	$\frac{\cos^2(\lambda + \varphi)}{\cos^2 \lambda \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta a) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda - \delta a) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2}$	$\lambda = \beta = \delta = 0$ $\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$
$K_{aqy}$	$\frac{K_{ay} \cos \lambda \cos \beta}{\cos(\lambda + \beta)}$	$K_{ayh}$
$K_{acy}$	$-2 \sqrt{K_{ay} h}$	$-2 K_{ayh} = -2 \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

**Le coefficient de butée : Kp**

	Cas général	Cas particulier
$K_{pyh}$	$\frac{\cos^2(\lambda - \varphi)}{\cos^2 \lambda \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta p) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta p) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2}$	$\lambda = \beta = \delta = 0$ $\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$
$K_{pqy}$	$\frac{K_{ay} \cos \lambda \cos \beta}{\cos(\lambda + \beta)}$	$K_{ayh}$
$K_{pcy}$	$2 \sqrt{K_{ay} h}$	$2 K_{ayh} = 2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$

#### IV.8. Dimensionnement et justifications d'un mur de soutènement.

Le dimensionnement d'un mur de soutènement consiste à déterminer les éléments géométriques et structuraux afin qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient.

##### IV.8.1. Dimensionnement d'un mur de soutènement et règles constructives.

Le calcul d'un mur de soutènement étant une justification de sa stabilité, il est nécessaire de définir à priori ses dimensions. Les figures IV.31 a et b ci-dessous illustrent les proportions usuelles pour un mur de soutènement poids en béton et un mur cantilever en béton armé. La stabilité du mur est fonction du dimensionnement de la nature du remblai ou du talus à retenir. Elle s'effectue en deux parties : d'une part le pré-dimensionnement de l'ouvrage elle-même, et d'autre part le dimensionnement des armatures.

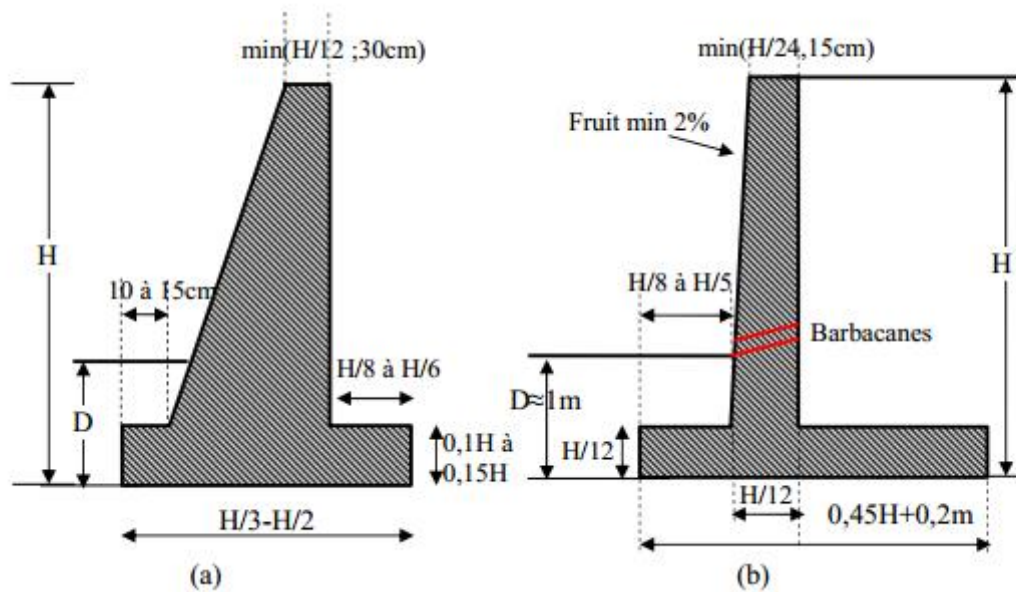


Figure IV.31. Prédimensionnement de murs [8] : (a) poids, (b) en béton armé

Un ancrage D forfaitaire est pris généralement égal à :

$$D=1\text{ m si } H < 4\text{ m et } D=1.5 \text{ si } H > 4\text{ m ;}$$

##### IV.8.2. Efforts sollicitant un mur de soutènement.

Pour le calcul du ferrailage et donc la stabilité interne du mur de soutènement, la poussée active des terres ou de surcharges d'exploitation sont supposées s'exercer avec un angle d'inclinaison  $\delta$  nul sur la normale au parement. Lorsque le parement en amont du rideau est incliné de  $\lambda$ , la composante verticale de la poussée est négligée. Cette simplification va dans le sens de la sécurité. Les forces sont illustrées sur la figure IV.32 et peuvent être définies comme :

## IV.8.2.1. Les forces verticales.

**W** : Poids propre du mur ( $W_r$  : pour le rideau et  $W_s$  pour la semelle). Dans le cas de murs de soutènement avec contreforts, on peut tenir compte du poids propre des contreforts dans le calcul de la charge verticale qui doit être rapporté à 1 mètre linéaire du mur ;

**V** : Poids des terres surmontant la fondation à l'amont ;

**V<sub>p</sub>** : Poids des terres situés à l'amont de la fondation (généralement négligé) ;

**V<sub>1</sub>** : Poids dû à la charge d'exploitation  $q$  ;

## IV.8.2.2. Les forces horizontales.

**P<sub>a</sub>** : Poussée des terres soutenues à l'amont du mur et dépendant des caractéristiques du sol (poids volumique, angle de frottement interne) et de la hauteur des terres à soutenir ;

**P<sub>p</sub>** : Butée du terrain situé à l'aval du mur (généralement négligé) ;

**P<sub>aq</sub>** : Poussée due à la charge d'exploitation ;

A ces forces peuvent éventuellement s'ajouter :

1. Des forces concentrées en certains points (tirants d'ancrage par exemple) ;
2. Si le drainage n'est pas assuré, alors la présence d'eau engendrera des pressions hydrostatiques en amont et en aval ainsi que des sous-pressions sous la semelle ;

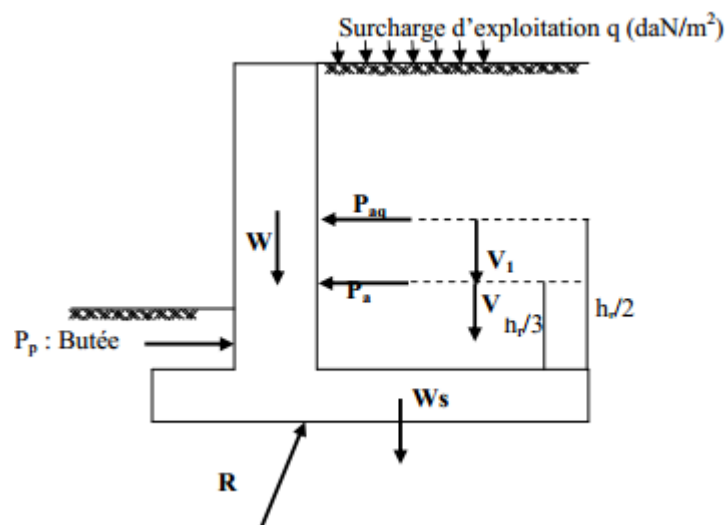


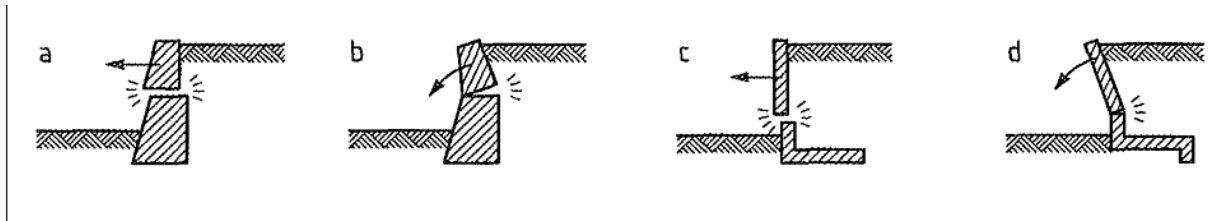
Figure IV.32. Représentation schématique des actions extérieures exercées sur un mur.

## IV.9. Justification de la stabilité

Le dimensionnement d'un mur rigide se base sur l'hypothèse d'un mur très long, et le calcul se fait ainsi pour une longueur unité ( $L=1$ ). La hauteur du mur, ainsi que sa rugosité sont des données du problème, et souvent on cherche la largeur  $B$  du mur vérifiant simultanément les critères suivants de stabilité du système sol/mur :

1. Capacité portante du sol sous la fondation,
2. Stabilité au renversement du mur,
3. Stabilité au glissement à la base du mur,
4. Stabilité au glissement général du sol derrière le mur,
5. Tassement du sol sous la semelle du mur,
6. Résistance du matériau du mur .

IV.9.1. Stabilité interne.



L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent.

IV.9.2. Stabilité externe.

IV.9.2.1. Stabilité au glissement.

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On vérifie que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices est supérieur à un coefficient de sécurité généralement pris égal à 1,5.

La vérification de la résistance au glissement s'écrit :

$$Fg = \frac{P_{ph} + [\sum F_v \cdot \text{tg } \delta + a \cdot B]}{P_{ah} + P_w} \quad \text{(IV.28)}$$

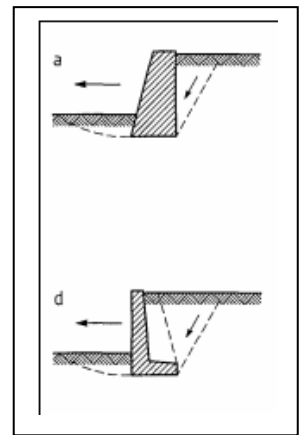
Telque :

$\delta$  : angle de frottement sol-mur (pour un mur en béton

on prend généralement  $\delta = 2/3 \cdot \varphi'$ )

**B** : largeur de la fondation.

**a** ; adhérence entre le sol et la fondation, si la semelle lisse  $a=0$



**Condition d'équilibre :**

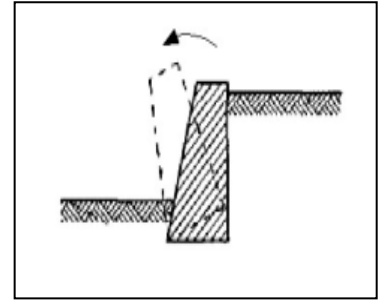
**Fg > 1.5** si **P<sub>ph</sub>** est négligé

**Fg > 2** si **P<sub>ph</sub>** tenue compte

## IV.9.2.2. Stabilité au renversement.

Cette vérification s'effectue à l'ELU en considérant la combinaison fondamentale et, s'il y'a lieu, la combinaison accidentelle.

La combinaison fondamentale s'écrit :



$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q \quad (\text{IV.29})$$

Avec :  $G_{\max}$  : correspondant aux actions défavorables telles que la pression des terres,

$G_{\min}$  : correspondant aux actions favorables telles que le poids de l'ouvrage, poids des terres sur la semelle amont.

Pour un mur de soutènement en béton armé cette vérification est basée sur le fait de considérer que le sol sous la semelle de fondation doit rester entièrement comprimé. Il s'agit d'une vérification d'absence de risque d'un renversement ou basculement du mur par rapport au point « A » point extrême de la semelle à l'aval du mur à travers la définition d'un rapport de moments d'actions stabilisantes / actions déstabilisantes, que l'on compare à un coefficient de sécurité défini en hypothèse.

La justification consiste à s'assurer que :

$$F_R = \frac{\text{somme des momoments résistants (stabilisateur)}}{\text{somme des moments moteurs}} > 1,5 \quad (\text{IV.30})$$

**Les moments résistants sont induits par :**

- L'action de la butée, bien que participant à la résistance au renversement est négligée par sécurité.
- L'action du poids propre de l'ouvrage ou éventuellement celle du volume de sol qui charge sa fondation.

**Les moments renversant 'Mr' sont induits par :**

- La poussée des terres, des surcharges ainsi que celle de l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage.
- En l'absence de poussées dues à des forces concentrées supplémentaires et en négligeant
- l'effet de la butée, Les moments stabilisant  $M_{st}$  et renversant  $M_r$  sont calculés comme suit :

$$M_{st} = M(W_r) + M(W_s) + M(V) + M(V_i)$$

$$M_r = 1.35M(Q) + 1.5 M(Q_i)$$

$$F_R = \frac{M(wr) + M(Ws) + M(V)}{1.35 M(G) + 1.5 M(Q)} > 1,5 \quad (\text{IV.31})$$

Dans le cas où l'on tient compte de la butée, pour que le mur soit stable, on exige un coefficient de sécurité au moins égal à 2. Donc, on vérifie :

$$F_r (\text{sans butée}) = \sum M_{st/A} / \sum M_{r/A} \geq 2 \quad (\text{IV.32})$$

IV.9.2.3. Stabilité au poinçonnement.

La stabilité au poinçonnement consiste à vérifier que l'on se trouve suffisamment loin des conditions de rupture du sol de fondation. Dans son principe, sa justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol.

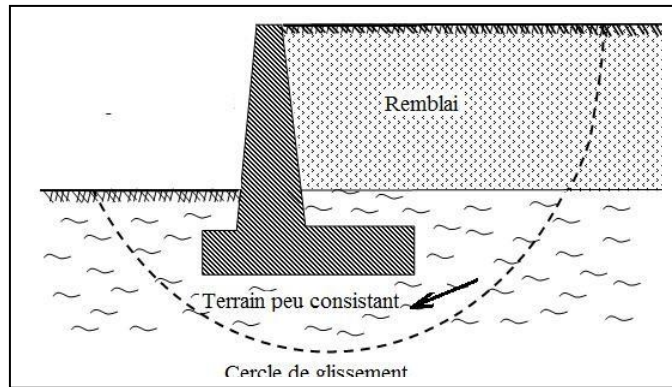
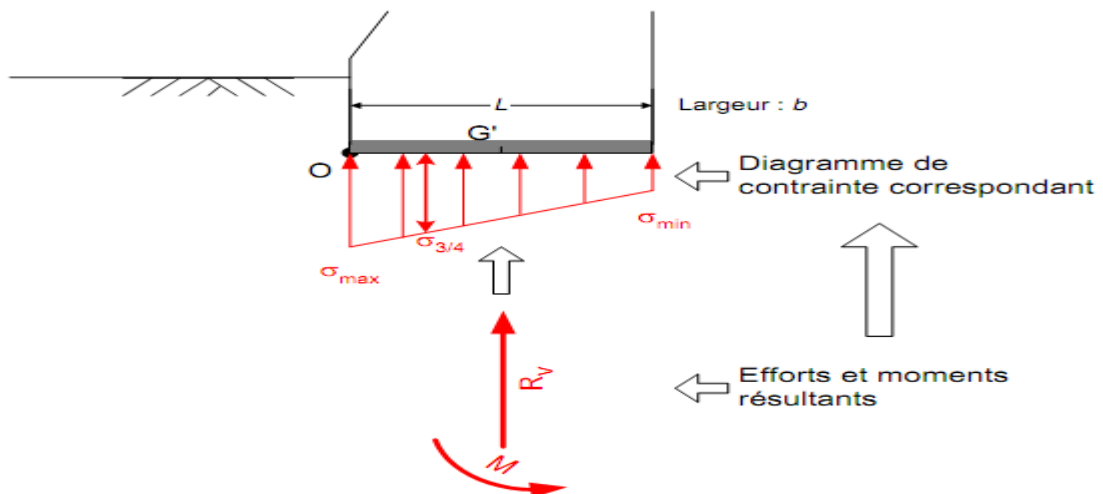


Figure IV.33. Rupture par grand glissement du sol de fondation [2].



Il vient :  $\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq q$  ( simple règle de 3)

$$R_v = W + P_v$$

$$M = \frac{\sum \text{des moments retenant l'ouvrage}}{\sum \text{des moments faisant renverser l'ouvrage}}$$

Donc la condition d'équilibre :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} \left[ 1 + \frac{6e}{B} \right] \tag{IV.33}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} \left[ 1 - \frac{6e}{B} \right] \tag{IV.34}$$

e : l'excentricité de la résultante R p/r au centre de gravité

Si :  $e < B/6$  : la fondation est stable et les contraintes de sol reste positive (répartition trapézoïdale) ;

Si :  $e = B/6$  : répartition triangulaire;  $\sigma_{max} = \frac{2N}{B}$  ;  $\sigma_{min} = 0$

$e < B/6$  : fondation instable.

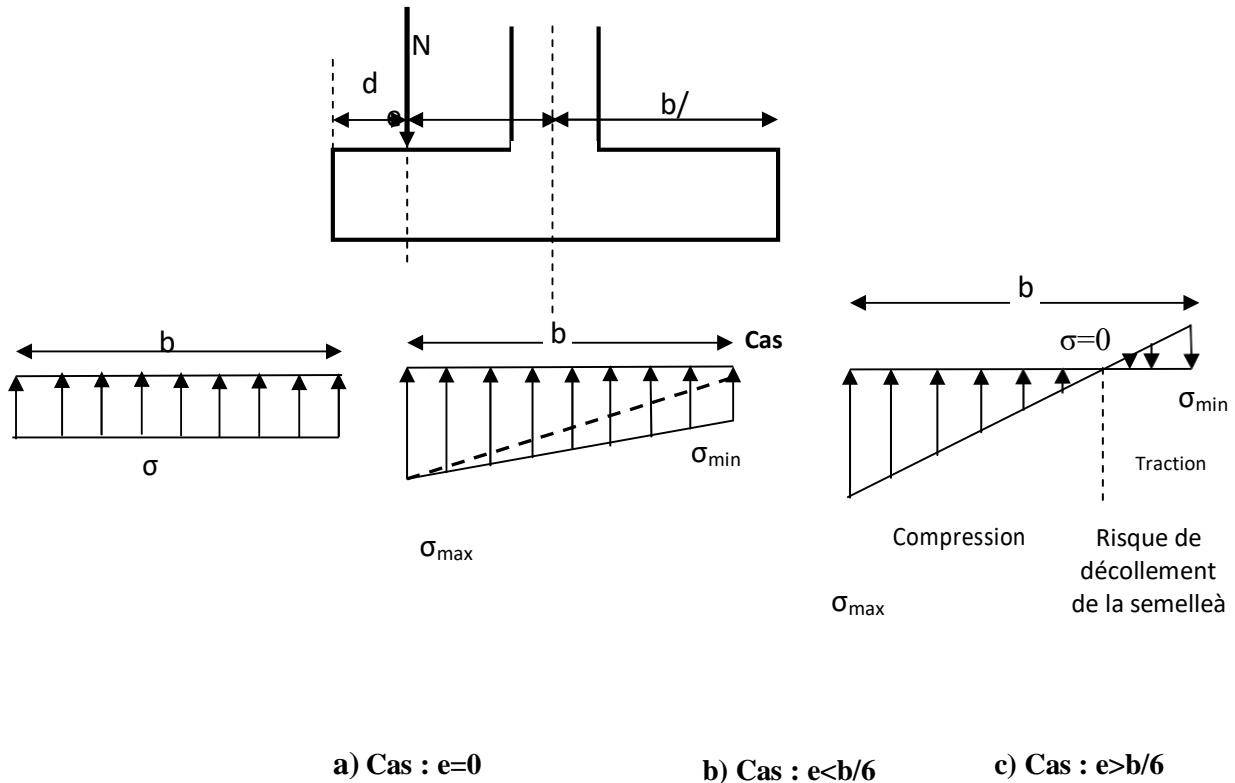


Figure IV.34. Répartition des contraintes sur le sol de fondation.

#### IV.10. Conclusion.

Ce chapitre a été consacré à la présentation détaillée des différents composants d'un mur de soutènement. Les modèles de calculs et les vérifications à faire pour assurer la stabilité interne de l'ouvrage ont été exposés et élucidés. La prise en compte des effets de cohésion de surcharge et de la nappe phréatique selon la réglementation en vigueur a été également abordée. Une partie importante relative aux dispositifs techniques, aux précautions à prendre pour éviter les effondrements de ce type d'ouvrage de soutènement ainsi que les règles à respecter ont été présentées et discutées. A partir de ces éléments, il s'avère qu'une bonne conception et un calcul détaillé de l'ouvrage sont certes nécessaires mais ils doivent être accompagnés par un suivi et entretien de ces ouvrages.





## Listes des Figures

Chapitre I		Page
<b>Figure I.1</b>	Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement	2
<b>Figure I.2</b>	Principaux types de sollicitation dans les sols	2
<b>Figure I.3</b>	Tétraèdre	3
<b>Figure I.4</b>	Composantes du tenseur des contraintes en M	3
<b>Figure I.5</b>	Convention des signes	3
<b>Figure I.6</b>	Contraintes sur un orisme élémentaire.	4
<b>Figure I.7</b>	Equilibre d'un élément cubique	5
<b>Figure I.8</b>	Présentation des composantes	5
<b>Figure I.9</b>	Figure 1.9. Cercle de Mohr.	8
<b>Figure I.10</b>	Exemple de calcul des contraintes à l'aide du cercle de Mohr pour $\sigma_1 = 100$ kPa, $\sigma_3 = 30$ kPa et $\alpha = 30^\circ$	8
<b>Figure I.11</b>	Etats de rupture et critère de Mohr-Coulomb représentés dans le plan de Mohr.	9
<b>Figure I.12</b>	Boite de casagrande	10
<b>Figure I.13</b>	Détermination de $c$ et $\varphi$ .	11
<b>Figure I.14</b>	Détermination de la droite intrinsèque d'un sol	11
<b>Figure I.15</b>	Essai consolidé drainé.	12
<b>Figure I.16</b>	Résultat d'essai CD	13
<b>Figure I.17</b>	Représentation de l'état de contrainte au cours d'essai UU	14
<b>Figure I.18</b>	Consolidation et rupture.	14
<b>Figure I.19</b>	Résultats d'essai CU.	15
<b>Figure I.20</b>	L'essai de compression simple	15
Chapitre II		
<b>Figure II.1</b>	(a) et (b) fondations superficielles, (c) pieu.	16
<b>Figure II.2</b>	Semelles isolées	17
<b>Figure II.3</b>	Semelle filante	18
<b>Figure II.4</b>	Radier général	19
<b>Figure II.5</b>	Rupture généralisée par cisaillement	19
<b>Figure II.6</b>	Rupture locale par cisaillement	20
<b>Figure II.7</b>	Rupture par poinçonnement	20
<b>Figure II.8</b>	Mode de rupture des fondations superficielles selon Prandtl	20
<b>Figure II.9</b>	Mécanisme de rupture d'une semelle filante rigide suivant Terzaghi	22
<b>Figure II.10</b>	Les Forces passives sur la face bc du coin abc	22
<b>Figure II.11</b>	Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B	26
<b>Figure II.12</b>	Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée	26
<b>Figure II.13</b>	Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée	28
<b>Figure II.14</b>	Semelle rectangulaire	29
<b>Figure II.15</b>	Principe des semelles virtuelles	32
<b>Figure II.16</b>	Analogie entre les modes de rupture	33
<b>Figure II.17</b>	Définition de la pression limite nette équivalente $p_{le}^*$ et de la résistance de pointe équivalente	35
<b>Figure II.18</b>	Variation de la capacité portante « $Q_l$ » en fonction de la profondeur D dans un sol homogène	36

<b>Figure II.19</b>	Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire	37
<b>Figure II.20</b>	Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes.	38
<b>Figure II.21</b>	Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62.V)	39
<b>Figure II.22</b>	Définition de la contrainte de référence pour un excentrement « e » (fascicule 62-V)	40
<b>Figure II.23</b>	Facteur correcteur $\mu$ pour tenir compte des déformations latérales	42
<b>Chapitre III</b>		
<b>Figure III.1</b>	Pieu	46
<b>Figure III.2</b>	Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique Dc.	47
<b>Figure III.3</b>	Puits	47
<b>Figure III.4</b>	Pieu composite	49
<b>Figure III.5</b>	Principe de réalisation d'un pieu foré en béton armé : Principe de réalisation d'un pieu foré en béton armé : 1. Mise en station de la foreuse. 2. Forage. 3. Mise en place d'une cage d'armatures. 4. Coulage du béton.	50
<b>Figure III.6</b>	Pieu vissé à pointe perdue Atlas	51
<b>Figure III.7</b>	Pieu vissé de type Oméga à deux pas de vis ou un seul	52
<b>Figure III.8</b>	Classification suivant le mode de fonctionnement	52
<b>Figure III.9</b>	Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale.	53
<b>Chapitre IV</b>		
<b>Figure IV.1</b>	Stabilité d'un talus en fonction de son inclinaison : talus stable, (b) talus instable	64
<b>Figure IV.2</b>	Murs poids	65
<b>Figure IV.3</b>	Murs en terre armée (a) armatures résistantes en acier, (b) armatures en synthétiques.	66
<b>Figure IV.4</b>	Disposition des armatures dans un mur en terre armée	66
<b>Figure IV.5</b>	Murs poids en caisson	67
<b>Figure IV.6</b>	Murs poids en gabions	68
<b>Figure IV.7</b>	Murs cantilever en béton armée	69
<b>Figure IV.8</b>	Mur de soutènement en contrefort	69
<b>Figure IV.9</b>	Principe général de réalisation d'une paroi moulée	69
<b>Figure IV.10</b>	Fonctions des parois moulées et dimensions extrêmes	70
<b>Figure IV.11</b>	Murs de soutènements en palplanche métallique	71
<b>Figure IV.12</b>	Murs de soutènement en paroi berlinoise	72
<b>Figure IV.13</b>	Les étapes d'exécution d'une paroi berlinoise	73
<b>Figure IV.14</b>	Mur de soutènement en paroi parisiennes	73
<b>Figure IV.15</b>	Mur cloué	74
<b>Figure IV.16</b>	Schéma d'un tirant	75
<b>Figure IV.17</b>	Diverses dispositions de bèches	75
<b>Figure IV.18</b>	Disposition des contreforts	76
<b>Figure IV.19</b>	Les contreforts	76
<b>Figure IV.20</b>	Etat de butée et de poussée	77
<b>Figure IV.21</b>	Différentes modes de déplacement du mur	77
<b>Figure IV.22</b>	Poussée sur un écran selon la méthode de Coulomb	79
<b>Figure IV.23</b>	Généralisation de la méthode de Coulomb	80

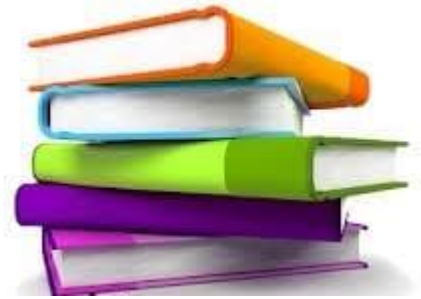
<b>Figure IV.24</b>	Présentation de Rankine	81
<b>Figure IV.25</b>	Convention de signe des angles	82
<b>Figure IV.26</b>	Schéma de calcul des pressions $P_q$ selon Sokolovski	85
<b>Figure IV.27</b>	Calcul des pressions dues à des surcharges en surface	86
<b>Figure IV.28</b>	Schéma de calcul des pressions dues à la cohésion	87
<b>Figure IV.29</b>	Schéma de calcul de la pression globale sur le mur	88
<b>Figure IV.30</b>	Schéma de calcul de la pression dans un sol multicouche	88
<b>Figure IV.31</b>	Prédimensionnement de murs [8] :(a) poids, (b) en béton armé	90
<b>Figure IV.32</b>	Représentation schématique des actions extérieures exercées sur un mur.	91
<b>Figure IV.33</b>	Rupture par grand glissement du sol de fondation	94
<b>Figure IV.34</b>	Répartition des contraintes sur le sol de fondation.	95

## Listes Des Tableaux

<b>Chapitre II</b>		Page
<b>Tableau II.1</b>	Facteurs de capacité portante selon Terzaghi	24
<b>Tableau II.2</b>	Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi (Condition non drainées et drainées)	34 29
<b>Tableau II.3</b>	Coefficients de forme d'après Eurocode 7	14
<b>Tableau II.4</b>	Définition des catégories conventionnelles des sols (Fascicule 62-V)	36
<b>Tableau II.5</b>	Facteur de portance pressiométrique	38
<b>Tableau II.6</b>	Facteur de portance pénétrométrique	41
<b>Tableau II.7</b>	valeurs du coefficient $C_f$	43
<b>Tableau II.8</b>	Coefficient de structure du sol	44
<b>Tableau II.9</b>	Coefficients de forme $\lambda_d$ et $\lambda_c$	44
<b>Chapitre III</b>		
<b>Tableau IV.1</b>	Valeurs de $\lambda$ en fonction du sol et de la forme de la fondation.	48
<b>Tableau IV.2</b>	Valeurs des coefficients réducteurs de la section	56
<b>Tableau IV.2</b>	Définition des catégories conventionnelles des sols (Fascicule 62-V)	57
<b>Tableau IV.2</b>	Le coefficient « $\beta$ ».	57
<b>Chapitre IV</b>		
<b>Tableau V.1</b>	Valeurs de $\varphi$ et C de quelques sols	64
	Ordre de grandeur du coefficient de poussée du sol au repos	78
	Tables de Caquot-Kerisel du coefficient de poussées $K_a$ de quelques cas courants	83
	Valeurs de frottement sol-mur	84
	<b>Valeurs du coefficient <math>K_{a0}</math> pour une surcharge normale (<math>\alpha=0</math>)</b>	

# Références

## Bibliographiques



1. **Belabed L. 1999a.** Application du concept probabiliste de sécurité sur la vérification de la stabilité d'ensemble des murs de soutènement ancrés avec la cinématique des solides rigides. Revue Française de Géotechnique n°89, p.49-54.
2. **Bencheikh M. :** Analyse probabiliste de la stabilité des fondations superficielles. Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Guelma, Algérie; 2005.
3. **Bencheikh M. :** Analyse probabiliste de la stabilité des fondations superficielles. Mémoire de Doctorat, Département de Génie Civil, Université de Guelma, Algérie; 2010.
4. **Bieth Emmanuel, M.** Murs de soutènement : Cours de Mécanique des sols appliqués. ENTPE année 2009/2010
5. **Bouafia .A..** Conception et calcul des ouvrages géotechniques, éditions SABA Alger, 2009, 367p
6. **Braja M. D.:** Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement. CRC Press LLC 1999.
7. **Chatzigogos. C. :** Comportement sismique des fondations superficielles : Vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception, Thèse de Dectorat, Laboratoire de Mécanique des Solides, 18 Octobre 2007.
8. **Costet, J. & Sanglerat, G. :** Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2. Dunod, Paris. 1969.
9. **Didier D. Le Brazidec M. Nataf P. Simon G. :** Précis Structures de Génie Civil, Projets, dimensionnement, Normalisation, Afnor , Edition NATHAN, Paris, 1998.
10. **DIN 1054.100** Sicherheitsnachweise im Erd-und Grundbau. Beuth Verlag GmbH, Berlin1976.
11. **DIN 1054.100:** Sicherheitsnachweise im Erd-und Grundbau. Octobre 2005.
12. **D.T.U 13-12 :** Document Technique Unifié, Règles pour le calcul des fondations superficielles, Cahiers du Centre Scientifique et Technique de Bâtiment (CSTB) 1988.
13. **D.T.R.B.C.2.1 :** Document technique réglementaire, Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages 1988.
14. **Eurocode 7 " Geotechnical design-General rules",** 6th version, (2004).
15. **Favre J.-L..** Géotechnique, sécurité des ouvrages, risques. Technosup, Ellipses. 2004
16. **Frank, R. :** Calcul des fondations superficielles et profonds. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 2003.
17. **Frank, R. :** Fondations superficielles : C246-1.Traité construction, Volume C2 - 1996.
18. **Habib, P. :** Génie Géotechnique, Application de la mécanique des sols et des roches. Ellipses 1997.
19. **John N. Cernica, P.E., Ph. D.:** Geotechnical Engineering: Soil Mechanics, J.Wiley and Sons, Inc. New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapor 1985.

20. **Magnan, J.P.** : Capacité portante des fondations superficielles Pressiomètre et essais de laboratoire. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées n°211, septembre –octobre 1997, PP 53-72.
21. **Magnan, J.P. & Baghery, S.** : Statistiques et probabilités en mécanique des sols Etat des connaissances. Laboratoire central des ponts et chaussées 1982.
22. **Magnan, J.P. Eurocode 7** : Calcul géotechnique. C240-1. Traité construction, Volume C2 -1996.
23. **Mécanique des sols. C308-1.** Traité construction et lexique. Volume C2-1996.
24. **Murthy .V.N.S .:** Geotechnical Engineering , Principales and practices of soil Mechanics and Foundation Engineering, Marcel Dekker, Inc, New York. Basel 2003.
25. **Nova R.** : Fondements de la mécanique des sols, Hermès science publications, Mars2005.
26. **Orr T.L.L. 2000.** :Selection of characteristic values and partial factors in geotechnical designs to Eurocode 7. Computers and Geotechnics 26, p. 263-279.
27. **Philipponnat, G.** : Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles 1987.
28. **Philipponnat, G. & Hubert, B.** : Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles 2002.
29. **Recommandations clouterre 1991**, pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées 1991 .
30. **Renforcement des sols:** expérimentation en vrais grandeurs des années 80: Soil Renforcement Full Scale experiments of 80s. Civil Engineering European Courses. Presse Ponts et Chaussées.
31. **Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil**, Cahiers des clauses technique générales applicables aux marché publics de travaux Fascicule n° 62-Titre V, : ministère de l'Equipement, du logement et des transports 1993 .
32. **Salençon, J.** : Calcul à la rupture et analyse limite . Presse de l'ENPC, Paris. 1983.
33. **Schlosser, F.** Techniques de l'Ingénieur : Murs de soutènement. Traité construction Volume C 244-2. P23, Paris.
34. **Youssef Abdel Massih, D.:** Analyse du comportement des fondations superficielles filantes par des approches probabiliste , Thèse de Dectorat ,2008.

## Netographique

35. [http://ZG/L/Übung\\_Be/Übung\\_G/G\\_Flachgründungen\\_1054neu.doc](http://ZG/L/Übung_Be/Übung_G/G_Flachgründungen_1054neu.doc)
36. <http://irc.cnrc.gc.ca/cbd/cbd221f.html>
37. [http://WWW.introduction à la géotechnique\\_fichiers /ch1601h2.htm](http://WWW.introduction à la géotechnique_fichiers /ch1601h2.htm)
38. <http://WWW.uni-Weimar.de/Bauing/geotechnik/D/Staff/witt98-1-Teilsicherheit.pdf>
39. <http://WWW.uni-Weimar.de/Bauing/geotechnik/D/Staff/witt/GTS2003-witt.pdf>
40. <http://coin du projeteur .free.fr/beton/courssemelle.htm>

41. <http://www.dunepierrelautre.com/la-pierre-seche.html>
42. <https://maconnerie.bilp.fr/guide-mur-soutenement/part-1-generalite/typologie>.
43. <https://www.batirama.com/article/1878-mur-de-soutenement-pas-d-improvisation.html>.
44. [http://www.terre-armee.fr/TA/wtaf\\_fr.nsf/sb/techniques.terre-armee](http://www.terre-armee.fr/TA/wtaf_fr.nsf/sb/techniques.terre-armee).
45. [http://public.iutenligne.net/genie-civil/geotechnique/fauqueux/parois\\_moulees/14.html](http://public.iutenligne.net/genie-civil/geotechnique/fauqueux/parois_moulees/14.html).
46. <http://www.eccomarhaiti.com/2013/01/quai-palplanches-lmh-2008.html>.
47. [http://lycee-cherioux.fr/Mooc/soutenements/enterre/~gen/publi/enterre\\_25.html](http://lycee-cherioux.fr/Mooc/soutenements/enterre/~gen/publi/enterre_25.html)
48. <https://monmacon.pro/construire-mur-en-beton-arme/>.

## Notations Principales

### Alphabet minuscule

c	Compacité, cohésion
d'	densité déjaugée
dd	densité sèche
dh	densité humide
ds	densité de la phase solide
e	Indice des vides, vecteur unitaire
e <sub>max</sub>	Indice des vides dans l'état le plus lâche
e <sub>min</sub>	Indice des vides dans l'état le plus dense
v	Force de volume
g	Accélération terrestre, fonction
h	Hauteur, charge hydraulique, épaisseur
c	Ascension capillaire
i	Gradient hydraulique
k	Coefficient de perméabilité, vecteur unitaire
x, k <sub>y</sub>	Coefficients de perméabilité suivant x et y
M <sub>s</sub>	Masse de la phase solide
m <sub>t</sub>	Masse totale
v	Coefficient de changement de volume
n	Porosité, paramètre, nombre de carreaux, vecteur unitaire normal
n <sub>i</sub>	Composante de vecteur unitaire normal
p <sub>s</sub>	Poids de la phase solide
p <sub>t</sub>	Poids totale
p <sub>w</sub>	Poids de l'eau
q	Débit, charge répartie
σ <sub>m</sub>	contrainte moyenne
t	Temps, vecteur contrainte
t <sub>i</sub>	Composante de vecteur contrainte
u	Pression interstitielle, vecteur ou composante déplacement
u <sub>a</sub>	Pression de l'air
u <sub>c</sub>	Pression capillaire
v	Vitesse, vitesse de décharge, composante de déplacement
v <sub>s</sub>	Volume de la phase solide
v <sub>t</sub>	Volume total
v <sub>v</sub>	Volume des vides
v <sub>w</sub>	Volume de l'eau
w	Masse, composante de déplacement
z	Altitude, profondeur

### Alphabet majuscule

A	Activité, aire d'une section, paramètre de la pression interstitielle
F	Force de volume
F <sub>i</sub>	Composante de force de volume



H	Hauteur, épaisseur
H <sub>dr</sub>	Longueur de drainage
I <sub>c</sub>	Indice de consistance
I <sub>d</sub>	Indice de densité
I <sub>L</sub>	Indice de liquidité
I <sub>p</sub>	Indice de plasticité
L	Dimension
M	Masse
M <sub>t</sub>	Masse totale
P	pression, force totale de contacte, force concentrée
Q	Débit
S <sub>r</sub>	Degré de saturation
V	Vitesse moyenne, volume
V <sub>0</sub>	Volume initial
V <sub>s</sub>	Volume de la phase solide
V <sub>t</sub>	Volume total
W	Teneur en eau, poids propre
W <sub>L</sub>	Limite de liquidité
W <sub>P</sub>	Limite de plasticité
W <sub>R</sub>	Limite de retrait
W <sub>op</sub>	Teneur en eau optimale
Z	Profondeur

### Symbole minuscule

$\gamma'$	Poids volumique déjaugé
$\gamma_d$	Poids volumique sec
$\gamma_h$	Poids volumique humide
$\gamma_s$	Poids volumique des grains solides
$\gamma_{sat}$	Poids volumique du sol saturé
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\rho$	Masse volumique, distance radiale
$\rho'$	Masse volumique déjaugée
$\rho_d$	Masse volumique sèche
$\rho_h$	Masse volumique humide
$\rho_s$	Masse volumique des grains solides
$\rho_w$	Masse volumique de l'eau
$\sigma$	Contrainte normale, contrainte normale totale, tenseur de contrainte