

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

UNIVERSITE MUSTAPHA STAMBOULI DE MASCARA
FACULTÉ DES SCIENCES ET TECHNOLOGIE



Polycopié de Cours

FONDATIONS ET OUVRAGES GEOTECHNIQUE

Présenter par :

REFAS SORAYA

Ce cours est destiné aux étudiants de Licence 3
Génie Civil (**L3GC**)

Algérie

2024-2025

Avant-Propos

Ce polycopié intitulé « Fondations et Ouvrages géotechniques », est adressé aux étudiants **troisièmes années Génie Civil.**

Ce polycopié de cours comporte des simplifications vis-à-vis de la description des ouvrages géotechniques et de leur dimensionnement en respectant le canevas officiel de notre tutelle préconisée par le référentiel du CPND-ST. On a présenté à travers quatre chapitres qui sont illustrés comme suit : (i) Etats d'équilibre limite la notion de poussée et de butée, (ii) la conception et la stabilité des ouvrages de soutènements, (iii) les méthodes pratiques de calcul et de dimensionnement des capacités portante des fondations superficielles (iv) les méthodes de calcul de stabilité des pentes.

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

Table des matières

<i>Avant-Propos</i>	<i>i</i>
<i>Programme officiel détaillé de la matière.....</i>	<i>ii</i>
<i>Sommaire.....</i>	<i>iii</i>
 <i>Introduction.....</i>	 <i>1</i>
<i>Chapitre 1 Etats d'équilibre limite</i>	<i>2</i>
<i>I.1 Introduction.....</i>	<i>2</i>
<i>I.2 Etat d'équilibre limite.....</i>	<i>3</i>
<i>I.2.1 Etat des sols au repos.....</i>	<i>4</i>
<i>1.2.2 Notion de poussée et de butée.....</i>	<i>4</i>
<i>I.3 Les méthodes classiques des calculs la poussée et de la butée des terres.....</i>	<i>6</i>
<i>1.3.1 Méthode de Rankine (1860).....</i>	<i>8</i>
<i>1.3.2 Méthode de Boussinesq (1882).....</i>	<i>9</i>
<i>1.3.3 Méthode de Coulomb 1776.....</i>	<i>10</i>
<i>1.3.4 Equilibre de Prandtl.....</i>	<i>10</i>
<i>1.3.5 Critères de choix des méthodes.....</i>	<i>11</i>
<i>I.4 Conclusion.....</i>	<i>11</i>
 <i>Chapitre III Fondations superficielles</i>	 <i>24</i>
<i>III.1 Introduction.....</i>	<i>24</i>
<i>III.2 Classification des fondations.....</i>	<i>24</i>
<i>III.3 Fondations superficielles</i>	<i>25</i>
<i>III.4 Comportement d'une fondation superficielle.....</i>	<i>26</i>
<i>III.5 Comportement à la rupture.....</i>	<i>27</i>
<i>III.6 Calcul de la capacité portante.....</i>	<i>28</i>
<i>III.6.1 Méthode «C - ϕ» : approche déterministe.</i>	<i>28</i>
<i>III.6.1.1 Hypothèses.....</i>	<i>28</i>
<i>III.6.1.2 Calcul à court terme et à long terme</i>	<i>30</i>

III.6.1.3. Influence de la forme de la fondation avec charge verticale et centrée (facteur de forme).....	31
III.6.1.4 Influence de l'inclinaison de la charge.....	31
III.6.1.5 Influence de l'excentrement de la charge.....	32
III.6.1.6 Fondations sur sols hétérogènes.....	33
III.6.2 Détermination de la capacité portante à l'aide des essais in situ.....	34
III.6.2.1 Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique.....	34
III.7 Conclusion.....	35
Chapitre IV Stabilité des pentes	36
IV1 Introduction.....	36
IV2 Les facteurs qui contrôlent la stabilité des pentes.....	36
IV2 Les type d'instabilité des pentes.....	37
IV.2.1 Mouvement de fluage	37
IV.2.2 Érosion.....	38
IV.2. 3 Mouvement par rotation.....	38
IV.2. 4 Mouvement par translation.....	38
IV.2. 5 Coulée d'argile.....	39
IV.3 Méthode d'analyse – Elément de sol.....	40
IV.3.1 Rupture plane.....	41
IV.3.1.1 Pente de longueur infinie.....	41
IV.3.1.2 Pente de longueur finie	44
IV.4 Les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement.....	45
IV.5 Conclusion.....	46
Références bibliographiques.....	47
Annexe	48

Listes des figures

Chapitre I Etats d'équilibre limite

<i>Fig. I.1 Contraintes au repos.....</i>	<i>3</i>
<i>Fig.I.2 Principe de la poussée et de la butée</i>	<i>4</i>
<i>Fig. I.3 Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la poussée.....</i>	<i>5</i>
<i>Fig. I.4 Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la butée.....</i>	<i>6</i>
<i>Fig. I.5 Equilibres de Boussinesq et de Rankine.....</i>	<i>7</i>
<i>Fig. I.6 Equilibre de Coulomb.....</i>	<i>9</i>
<i>Fig. I.7 Massif chargé uniformément.....</i>	<i>10</i>
<i>Fig. I.8 Poussée et butée dû à une surcharge uniforme.....</i>	<i>11</i>

Chapitre II Ouvrages de soutènement

<i>Fig II.1 Nomenclature e des termes usuels des murs de soutènement.....</i>	<i>12</i>
<i>Fig II.2 Mur poids.....</i>	<i>14</i>
<i>Fig II.3 Mur à caissons.....</i>	<i>15</i>
<i>Fig II.4 Mur en T renversé.....</i>	<i>16</i>
<i>Fig II.5 Mur a contrefort.....</i>	<i>17</i>
<i>Fig II.6 Forces s'exerçant sur un mur-poids.....</i>	<i>18</i>
<i>Fig II.7 bilan des efforts appliqués sur le mur.....</i>	<i>19</i>
<i>Fig II.8 Diagramme de contraintes sous la semelle</i>	<i>21</i>
<i>Fig II.9 Système de drainage</i>	<i>23</i>
<i>Fig II.10 Précaution contre le gel</i>	<i>24</i>

Chapitre III Fondations superficielles

<i>Fig. III.1 Type des fondations.....</i>	<i>25</i>
<i>Fig. III.2 fondations superficielles.....</i>	<i>25</i>
<i>Fig. III.2 fondations superficielles.....</i>	<i>26</i>
<i>Fig.III.4 Courbe typique lors du chargement d'une fondation superficielle.....</i>	<i>27</i>
<i>Fig.III.5 Modes de rupture du sol sous une fondation superficielle.....</i>	<i>27</i>
<i>Fig.III.6 Schéma de rupture d'une fondation superficielle.....</i>	<i>28</i>
<i>Fig.III.7 Schéma de rupture d'une fondation superficielle avec une charge inclinée... </i>	<i>32</i>
<i>Fig.III.8 Influence de l'excentricité d'une charge verticale.....</i>	<i>33</i>
<i>Fig.III.9 Méthode de la semelle fictive.....</i>	<i>34</i>

Chapitre IV Stabilité des pentes

<i>Fig. IV.1 Mouvements de fluage.....</i>	<i>37</i>
<i>Fig. IV.2 Glissement rotationnel,.....</i>	<i>38</i>

<i>Fig. IV.3 Glissement Plan</i> ,.....	39
<i>Fig. IV.4 Coulée de débris (a), Avalanche de débris (b), Coulée de terre (c)</i>	40
<i>Fig. IV.5 La résistance mobilisée</i>	40
<i>Fig. IV.6 La résistance disponible</i>	41
<i>Fig. IV.7 Pente infinie avec surface de rupture plane</i>	42
<i>Fig. IV.8 Pente infinie avec nappe</i>	43
<i>Fig. IV.9 Pente finie avec surface de rupture plane</i>	44

Liste des tableaux

Chapitre I

Etats d'équilibre limite

<i>Tableau I.1 Valeurs de K_0 pour quelques sols</i>	<i>3</i>
-------------------------------------------------------------------------	----------

Chapitre III

Foundations superficielles

<i>Tableau III.1 : Valeurs des coefficients N_q, N_γ, N_c</i>	<i>Error! Bookmark not c 30</i>
<i>Tableau II.2 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)</i>	<i>Error! Bookmark not c 31</i>

Introduction

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

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

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

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

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

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

Chapitre I Etats d'équilibre limite

I.1 Introduction

Les sols exercent des pressions verticales sur les couches sous-jacentes, ce qui engendre des pressions horizontales dites « poussée des terres ». Ces sollicitations se rencontrent dans tous les cas où un ouvrage comprend une surface subverticale en contact avec le sol. C'est typiquement le cas des écrans de soutènement par exemple. Un ouvrage de soutènement doit être alors conçu de manière à résister à cette poussée.

L'objectif est de déterminer les forces de poussée et de butée en fonction de la géométrie des murs de soutènement, des caractéristiques mécaniques du sol et des déplacements relatifs des murs par rapport au sol.

I.2 Etat d'équilibre limite

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

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

1.2.1 Etat des sols au repos

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

$$\sigma'_h = \sigma'_v \cdot K_0 \quad (\text{I.11}) \quad \text{d'où} \quad K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \quad (\text{I.1})$$

K_0 étant le coefficient de poussée du sol au repos

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

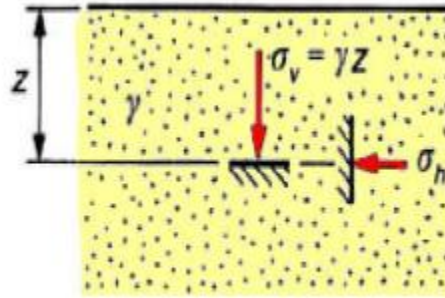


Fig. I.1 Contraintes au repos(8)

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

Tableau I.1 : Valeurs de K_0 pour quelques sols(9)

Type de sol	Valeur de K_0
Sable lâche	0.45 à 0.5
Sable compact	0.40 à 0.45
Argile normalement consolidée	0.5
Argile surconsolidée	> 0.5

1.2.2 Notion de poussée et de butée

Soit un écran mince vertical dans un massif du sol

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

La Fig. I.2 représente la force horizontale active ou passive pour un déplacement ε

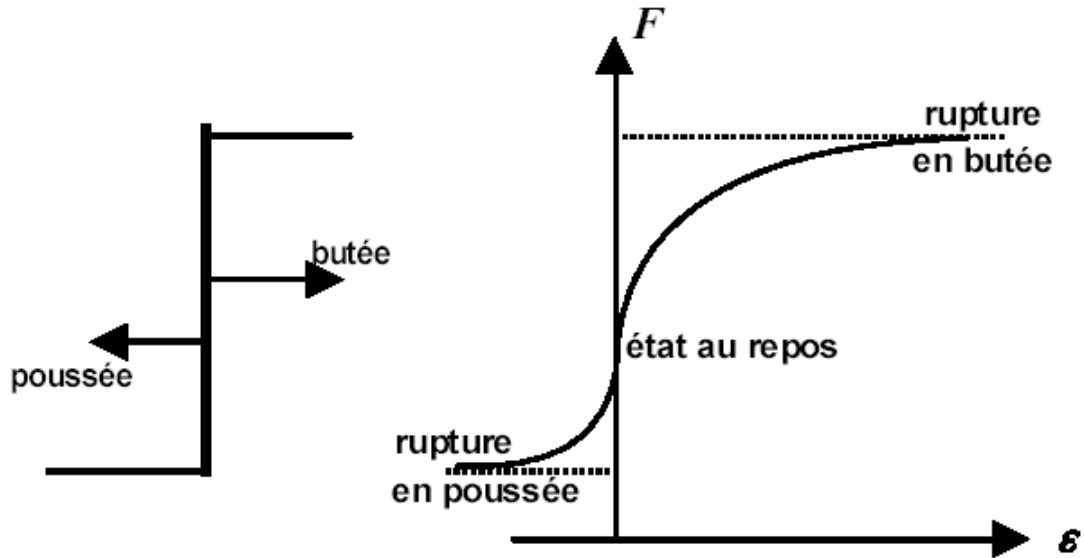


Fig. I.2 Principe de la poussée et de la butée (8)

1.3 Les méthodes classiques des calculs la poussée et de la butée des terres

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

1.3.1 Méthode de Rankine (1860)

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

- Sol semi-infini, homogène, isotrope,
- Condition de déformation plane,
- on considère une interface sol/mur lisse et verticale cad l'angle de frottement à l'interface sol mur $\delta = 0$ et les contraintes de poussée sont horizontales.
- Pour la répartition des contraintes verticales
 - $\sigma_v = \gamma \cdot h$ pour un sol a surface horizontale ;
 - $\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot \cos\beta$ pour un talus inclinée d'un angle β par rapport l'horizontale

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

On dit qu'un milieu semi-infini est en équilibre limite, si en tout point du milieu le cercle de Mohr des contraintes est tangent aux droites de Coulomb, donc si le critère de plasticité est satisfait en tout point du milieu.

➤ Poussée

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

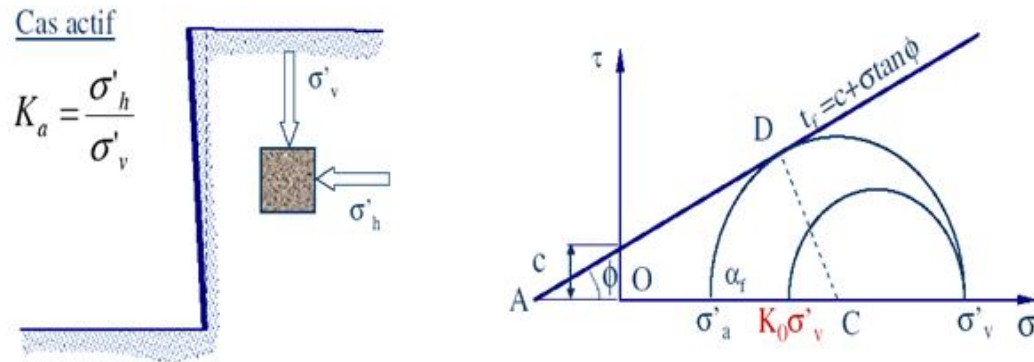


Fig. I.3 Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la poussée (9)

$$\sin \phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC} \quad (\text{I.2})$$

$$CD = \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2} \quad (\text{I.14}) \quad \text{et } AO = c \cot \phi \quad \text{et } OC = \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2} \quad (\text{I.3})$$

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}}{\frac{\sigma_v + \sigma_a}{2}} = c \cos \phi + \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2} \sin \phi = \frac{\sigma_v - \sigma_a}{2} \quad (\text{I.4})$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{I.5})$$

Pour $c \neq 0$ $\sigma_a = \sigma_0 K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (\text{I.6})$

➤ Butée

Les coefficients de butée (K_p) sont déduits directement des cercles de Mohr à la rupture sur la Fig. I.4.

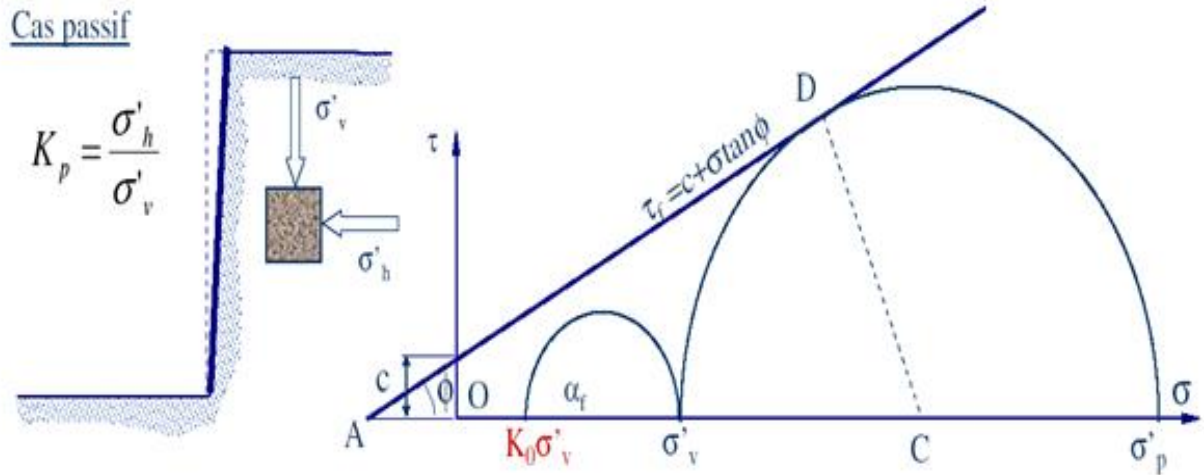


Fig. I.4 Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la butée (9)

$$\sin \phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC} \quad (\text{I.7})$$

$$CD = \frac{\sigma_p - \sigma_v}{2} \quad (\text{I.20}) \quad \text{et } AO = c \cot \phi \quad \text{et } OC = \frac{\sigma_v + \sigma_p}{2} \quad (\text{I.8})$$

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma_p - \sigma_v}{2}}{\frac{\sigma_v + \sigma_p}{2}} = c \cos \phi + \frac{\sigma_v + \sigma_p}{2} \sin \phi = \frac{\sigma_p - \sigma_v}{2} \quad (\text{I.9})$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{I.10})$$

$$\text{Pour } c \neq 0 \quad \sigma_p = \sigma_0 K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (\text{I.11})$$

I.3.2 Méthode de Boussinesq (1882)

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

Boussinesq a amélioré la théorie de Rankine en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran. Fig. I.5

Hypothèses

- Sols pulvérulents $c=0$

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

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

I.3.3 Méthode de Coulomb 1776

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

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

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

Le « coin » isolé par cette surface est en équilibre par : son poids propre W et la réaction exercée par le sol au niveau du plan de rupture R inclinée de l'angle φ sur la normale au plan de rupture. la force de poussée P inclinée par un angle δ déjà connue, Le point d'application de la force P est inconnu ; on suppose en général au 1/3 de la hauteur. Fig. I.6

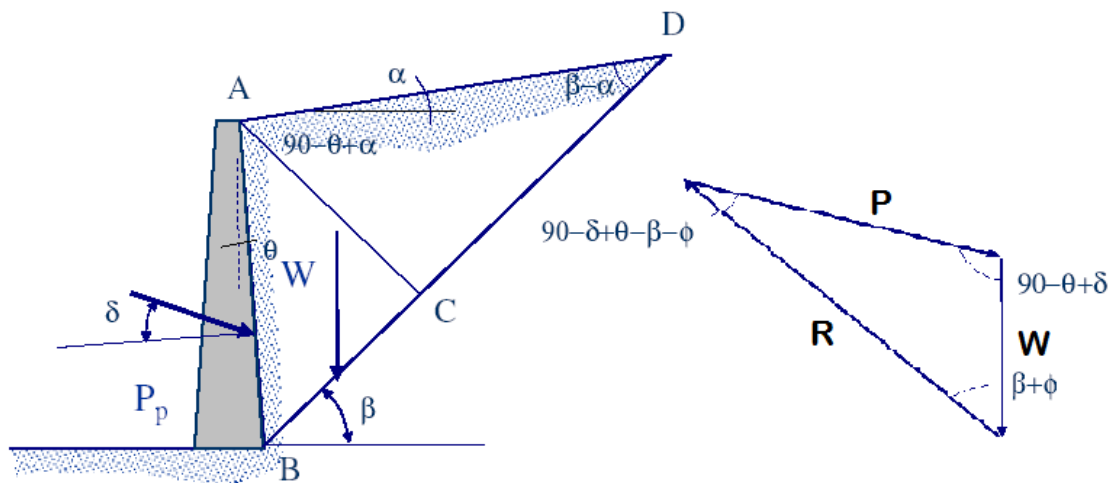


Fig. I.6 Equilibre de Coulomb (9)

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

$$K_a = \left[\frac{\sin(\theta - \varphi) / \sin \theta}{\sqrt{[\sin(\theta + \delta)] - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)}}}} \right]^2 \quad (\text{I.14})$$

$$K_p = \left[\frac{\sin(\theta + \varphi) / \sin \theta}{\sqrt{[\sin(\theta - \delta)] - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)}}}} \right]^2 \quad (\text{I.15})$$

Où :

φ : Angle de frottement interne du sol.

δ : Angle de frottement sol – écran.

θ : Inclinaison du mur avec l'horizontale.

α : inclinaison de la surface du sol avec l'horizontale.

1.3.4 Equilibre de Prandtl

Prandtl prend en considération les surcharges appliquées sur la surface libre de sol,

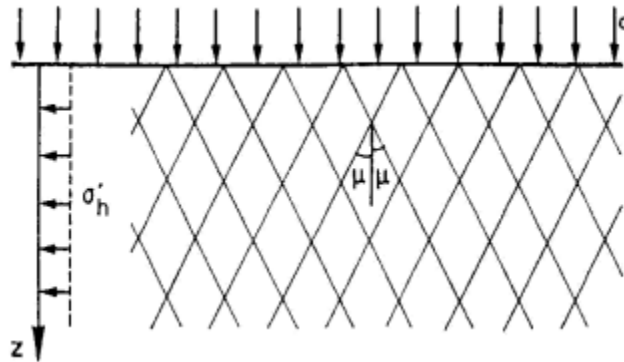


Fig. I.7 Massif chargé uniformément(17)

On suppose que le massif est non pesant (Fig. I.7).

La contrainte σ_z augmente de q quelque soit la profondeur z . Alors, la pression latérale augmente de :

$K_a q$ dans le cas actif $K_p q$ dans le cas passif

La contrainte de poussée (active) est : égale à $\sigma_{aq} = K_a q$ (I.16)

Avec : $K_a q = K_a \gamma = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$, car il s'agit d'un parement vertical lisse et une surface de terrain horizontale.

Quelque soit la profondeur. La distribution correspondante est comme montré à la figure I.8

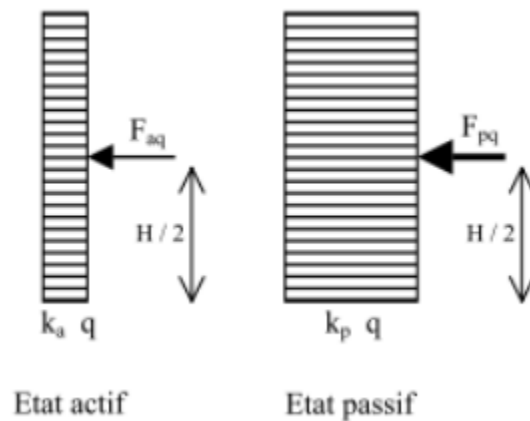


Fig. I.8 Poussée et butée dû à une surcharge uniforme(17)

Dans le cas des sols stratifiés, le sol sus-jacent est considéré comme une surcharge, $q=\gamma h$. En cas de présence d'une nappe d'eau, on ne multiplie pas le poids de l'eau par K donc on utilise les contraintes effectives.

I.3.5 Critères de choix des méthodes

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

I.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité le comportement des sols à l'état l'équilibre limite. On a introduit les notions de poussée et de butée et les différentes approches servant à évaluer la

pression horizontale ou poussée des terres active et passive. Ainsi que les avantages et les limites des différentes méthodes des calculs la poussée et de la butée des terres.

Chapitre II

Ouvrages de soutènement

II.1 Introduction

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

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles :

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

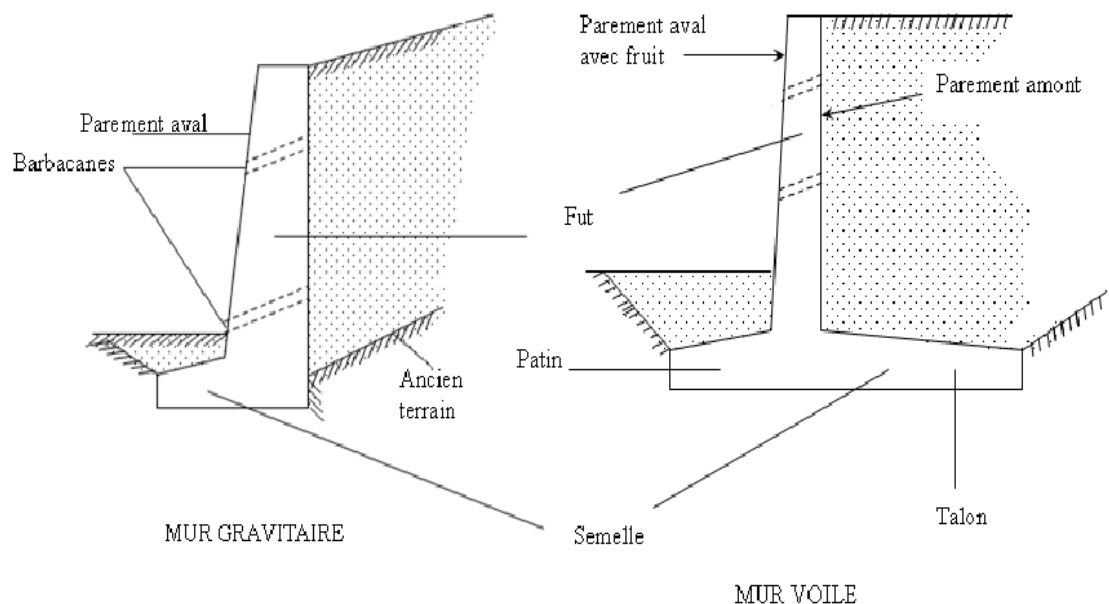


Fig II.1 Nomenclature e des termes usuels des murs de soutènement (15)

II.2. Classification des ouvrages de soutènements

II.2.1 Selon la forme et les matériaux constitutifs

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

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

II.2.2 Classification selon la rigidité de l'ouvrage

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

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

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

II.2.3 Différents types des murs soutènements rigides

II.2.3.1 Murs gravitaires ou murs-poids

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

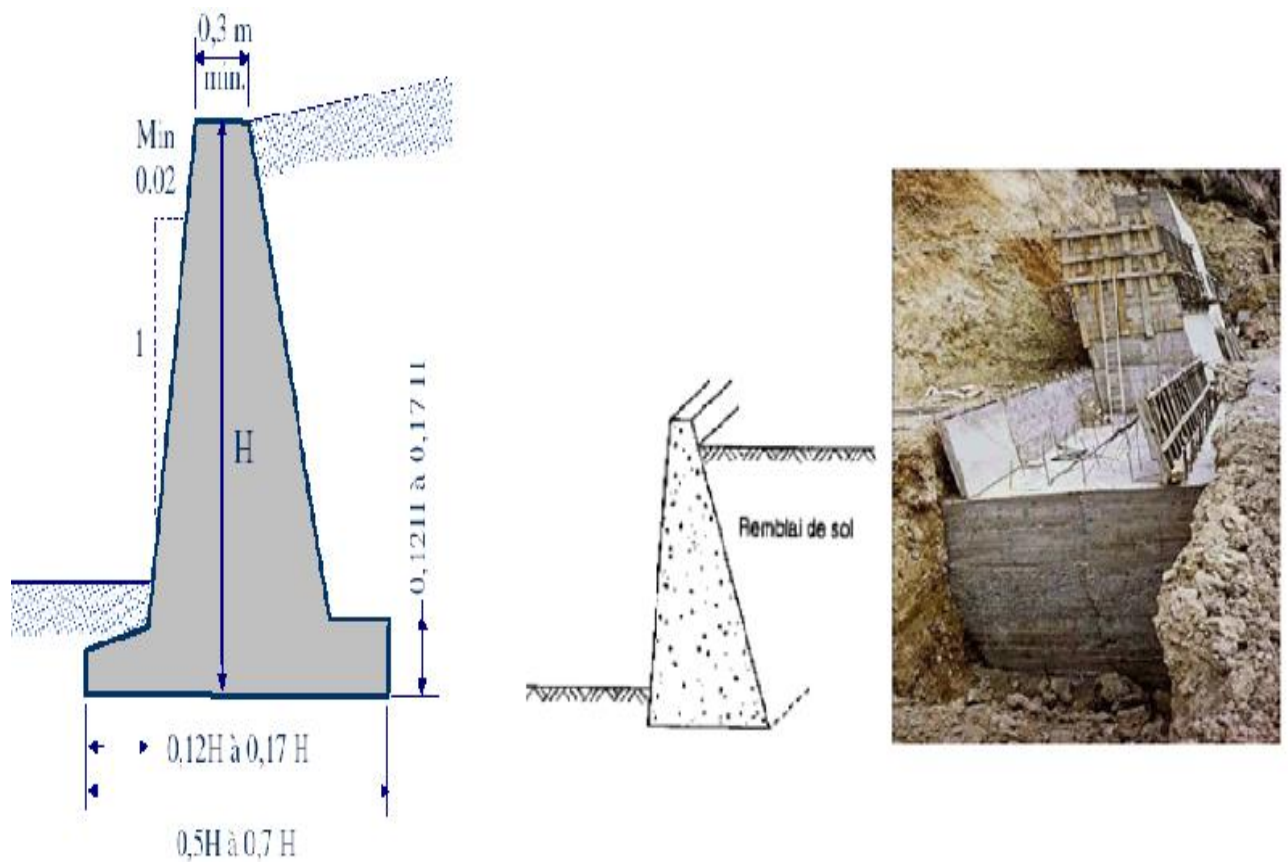


Fig II.2 Mur poids (1)

Quelques exemples sur des murs gravitaires.

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

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

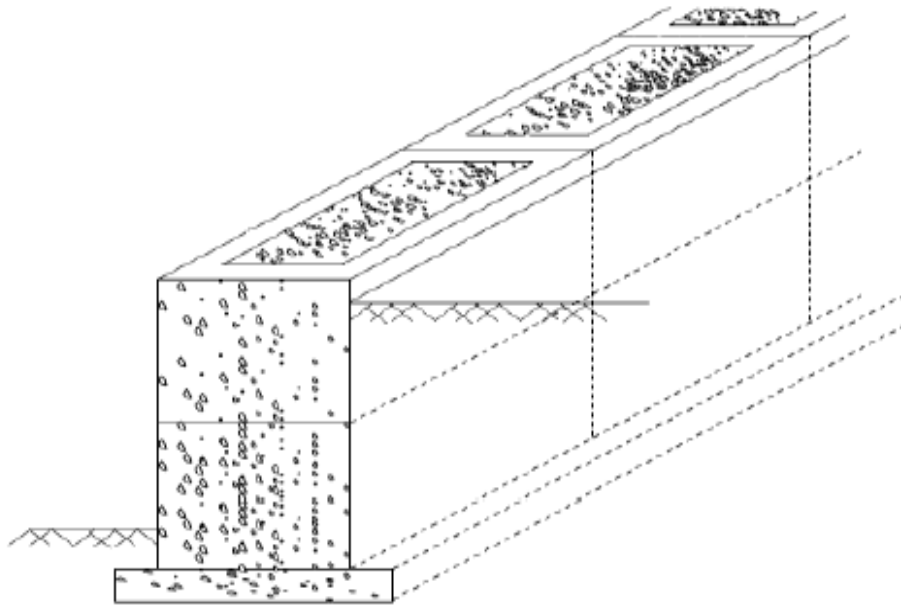


Fig II.3 Mur à caissons (5)

II.2.3.2 Murs-voiles

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

Quelques exemples sur des murs-voiles.

a) **Mur en «T renversé» classique**

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

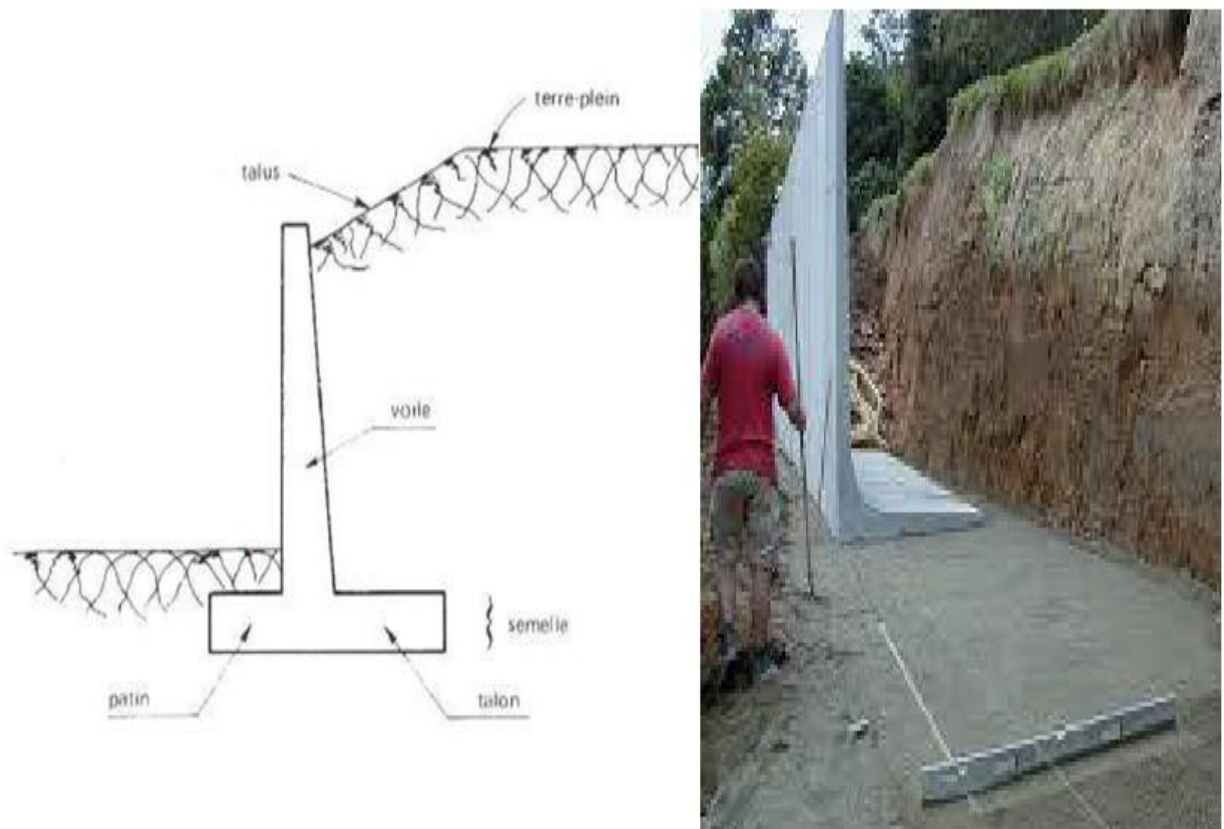


Fig II.4 Mur en T renversé (5)

b) Mur à contreforts:

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

II.3 Stabilité des murs de soutènement

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

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

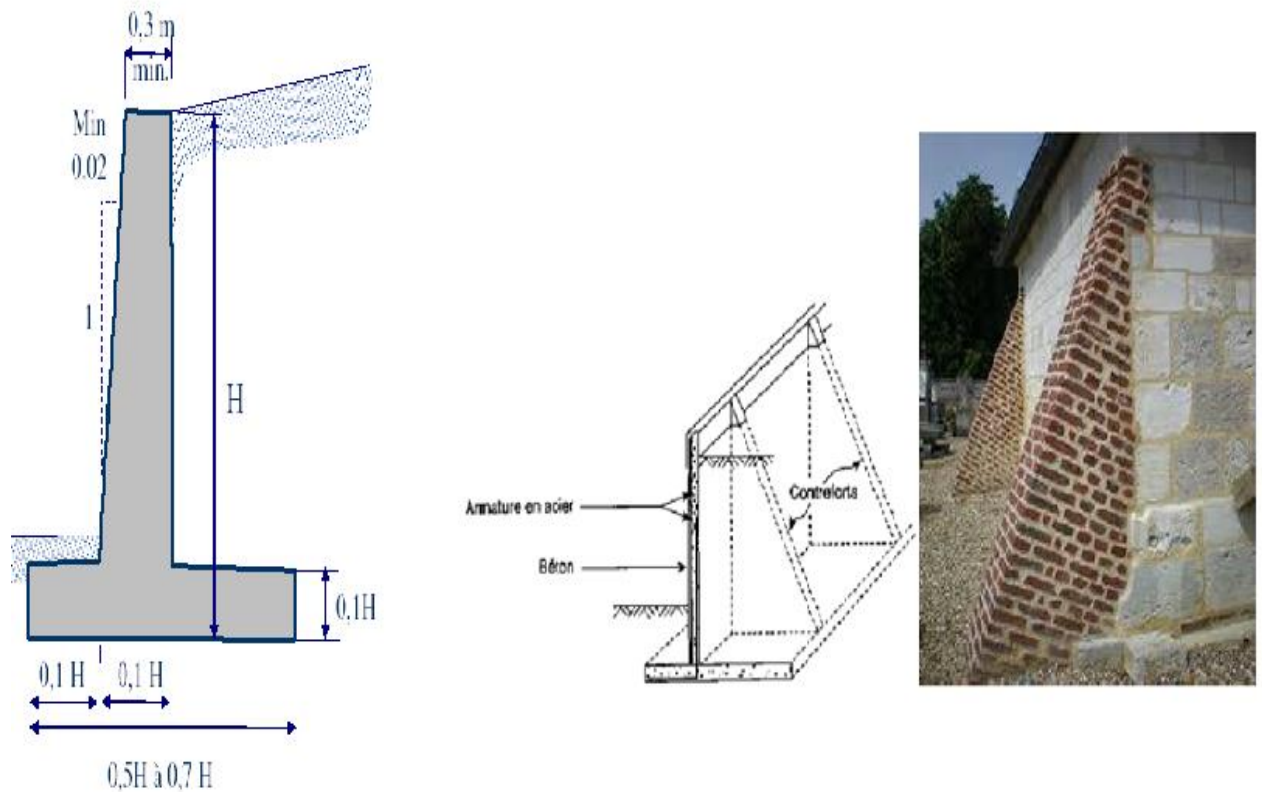


Fig II.5 Mur a contrefort (1))

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

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

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

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

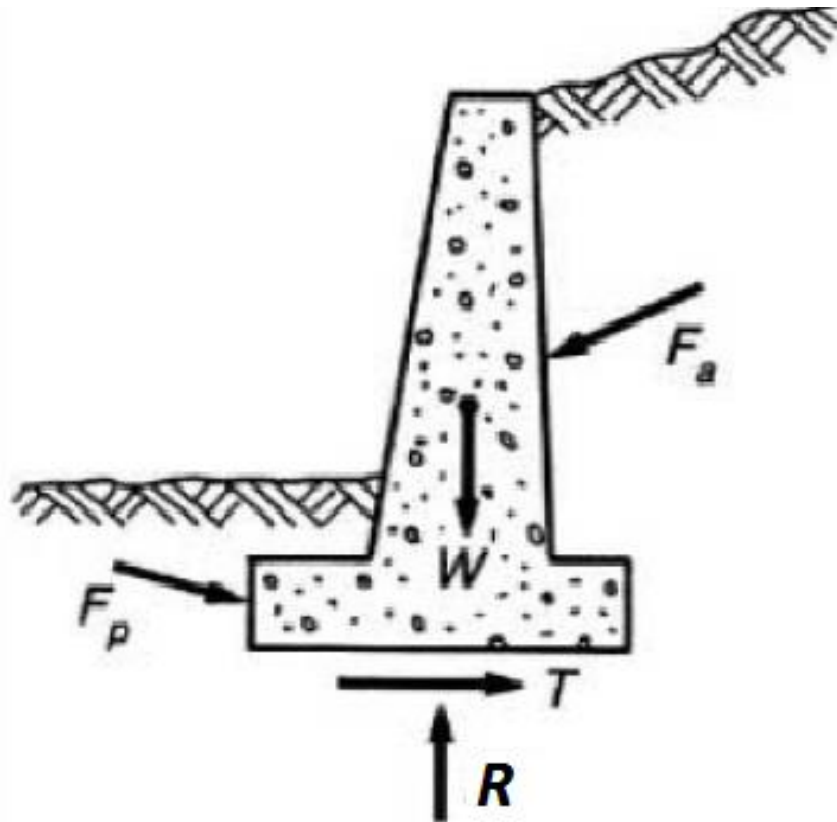


Fig II.6 Forces s'exerçant sur un mur-poids. (13)

II.3 .1 Bilan des efforts extérieurs appliqués à un mur

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

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

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

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

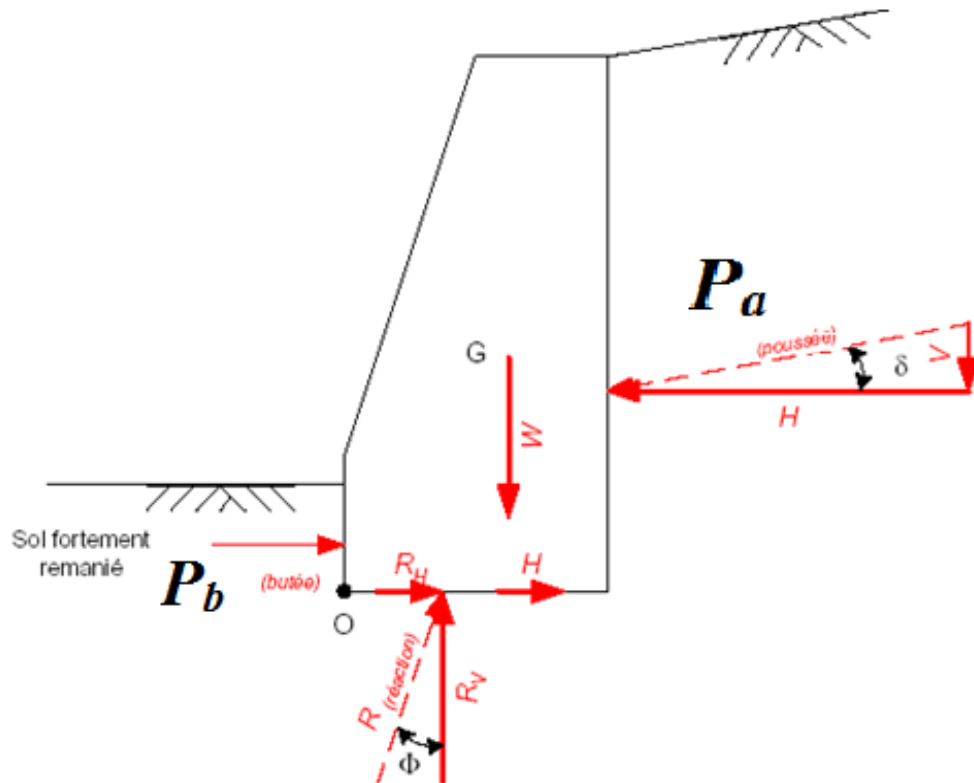


Fig II.7 bilan des efforts appliqués sur le mur (13)

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

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

Vérifier le déplacement du mur par glissement sur le plan de sa fondation, il faut comparer :

La composante tangentielle T de la résultante R dans le plan de fondation (la composante horizontale) à la résistance que le terrain de fondation est capable d'opposer au glissement

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

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

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

II.3 .3 Sécurité au renversement

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

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

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

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

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

II.3 .4 Stabilité au poinçonnement

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

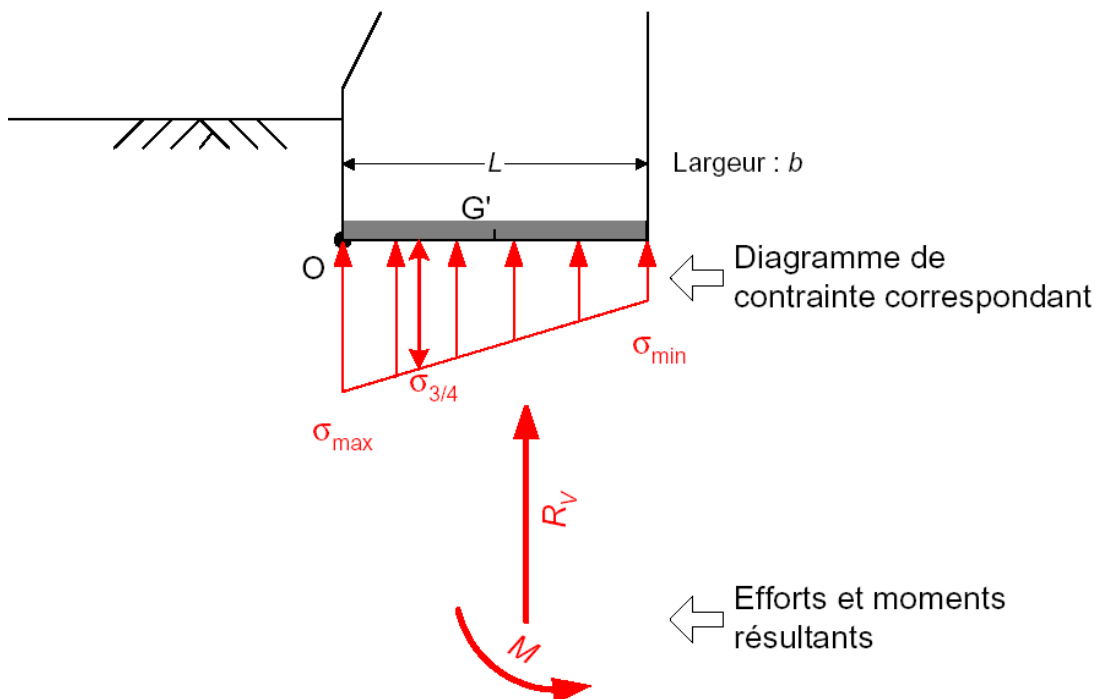


Fig II.8 Diagramme de contraintes sous la semelle (13)

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

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

Ou

B : la largeur de la semelle

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

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

σ_{adm} : la contrainte admissible de sol.

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

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

II.4 Dispositifs de drainage

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

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

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

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

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

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

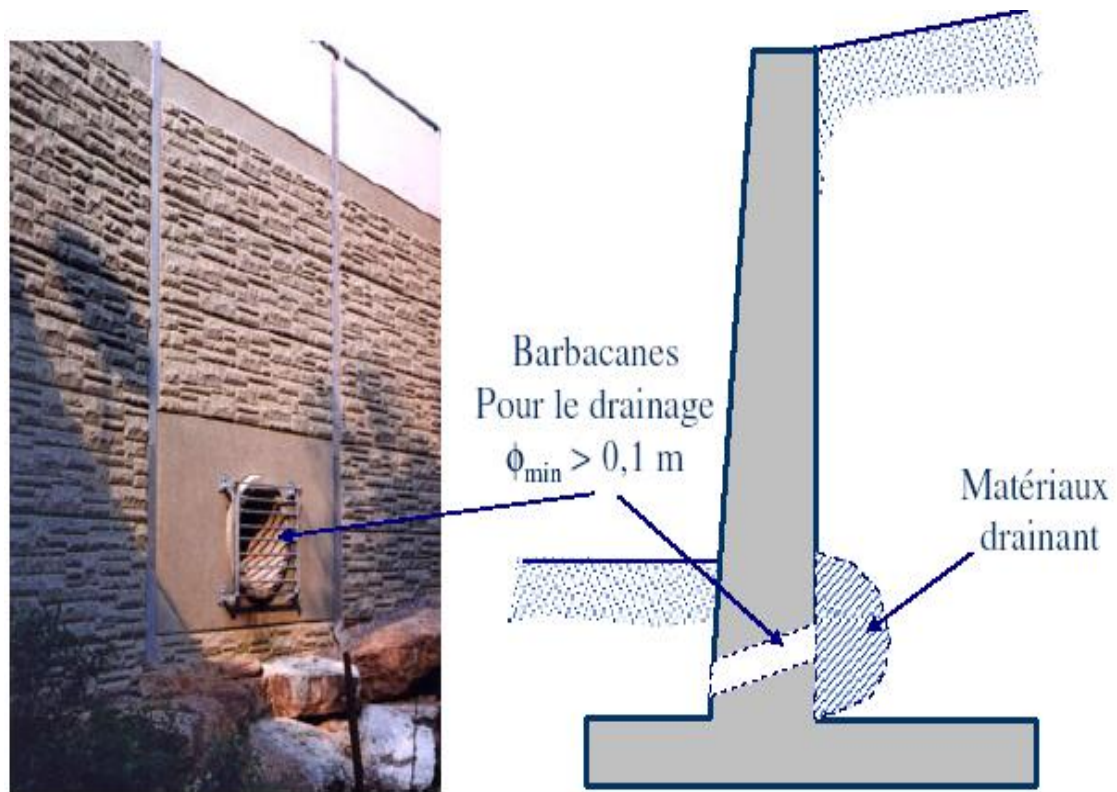


Fig II.9 Système de drainage (9)

II.5 Précautions contre le gel

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

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

Les sols portant les symboles SC, SM, GC et GM constituent des matériaux de remblai convenables s'ils sont maintenus secs. Ils sont sensibles à l'action du gel s'ils sont humides. S'ils sont bien drainés, on peut considérer les pressions théoriques comme valables pour les calculs.

Les sols dont les symboles sont CL, MH, ML et OL sont souvent très susceptibles au gel. Par conséquent, on ne peut utiliser les valeurs de poussée pour les calculs, même pour

les murs qui peuvent se déplacer, car il en résulterait probablement un mouvement du mur excessif et continue. Il faut utiliser un coefficient de poussée de 1.(9)

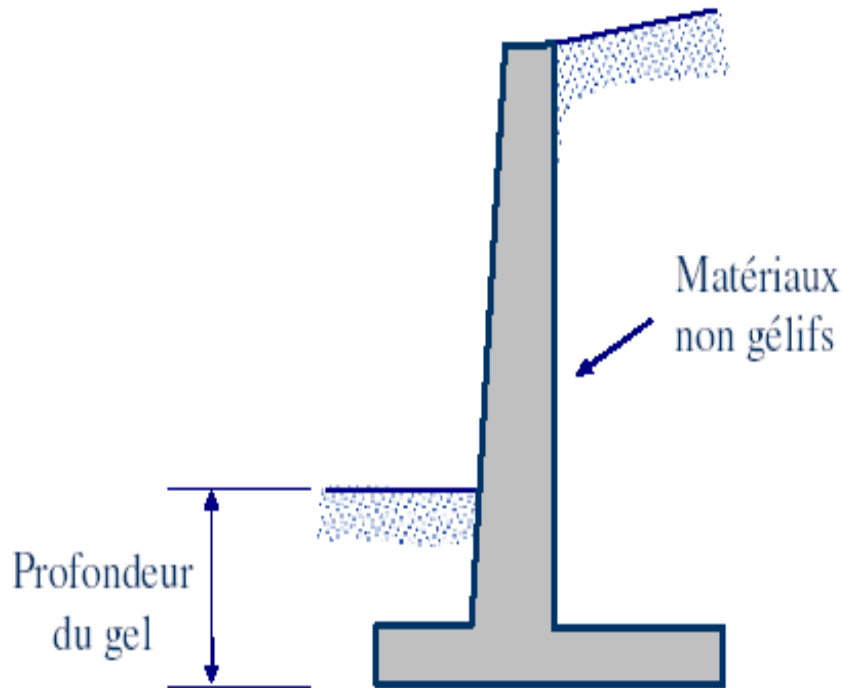


Fig II.10 Précaution contre le gel (6)

II.6 Conclusion

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

Chapitre III Fondations superficielles

III.1 Introduction

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

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

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

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

III.2 Classification des fondations

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

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

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

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

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

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

B La largeur de la fondation

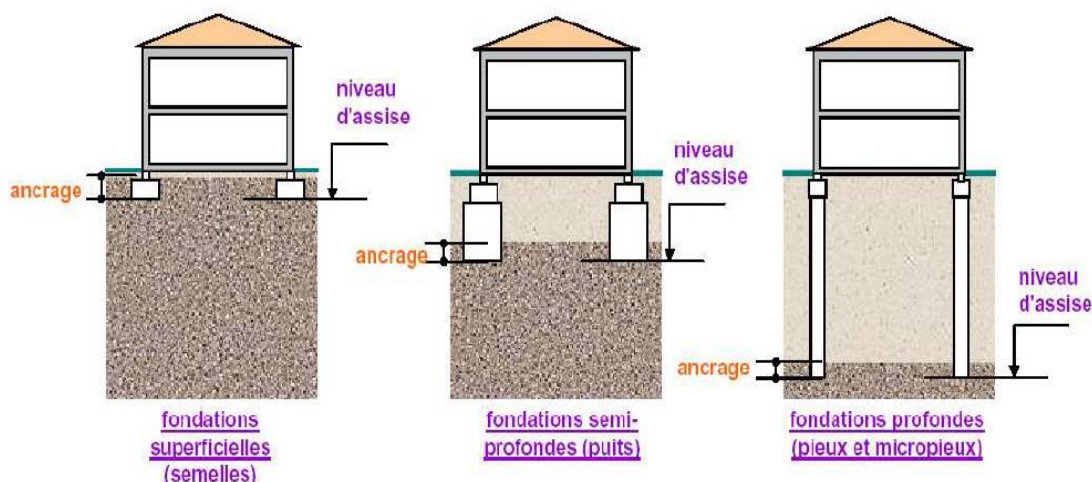


Fig. III.1 Type des fondations (7)

III.3 Fondations superficielles

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

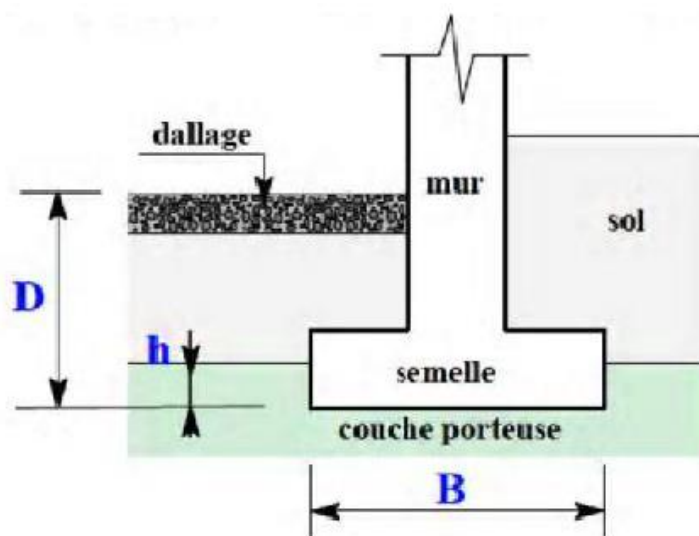


Fig. III.2 fondations superficielles (7)

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

1. Les semelles filantes placées sous des poteaux alignés ou des voiles porteurs avec une largeur moyenne et une grande longueur ($L / B > 10$). (Fig. III.3.a),
2. les semelles isolées de forme carrée, rectangulaire ou circulaire réalisées le plus souvent en béton armé. placées sous des poteaux. (Fig. III.3b),

3. Les radiers ou dallage placés sous l'ensemble de l'emprise de l'ouvrage de dimension B et L importante Utilisée lors de la construction sur un terrain compressible dont la résistance insuffisante contraint d'établir des semelles de très grande largeur. (Fig. III.3c).

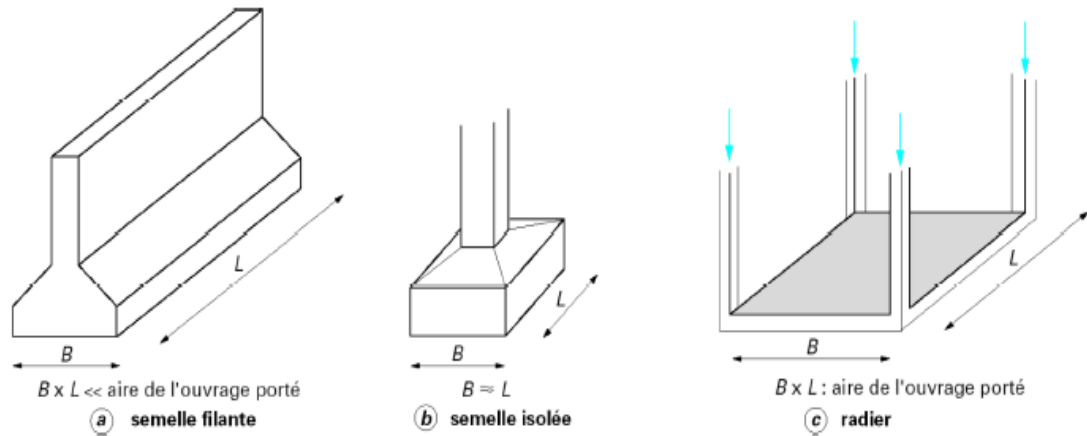


Fig. III.3 Différents types de fondations superficielles.(8)

III.4 Comportement d'une fondation superficielle

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

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

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

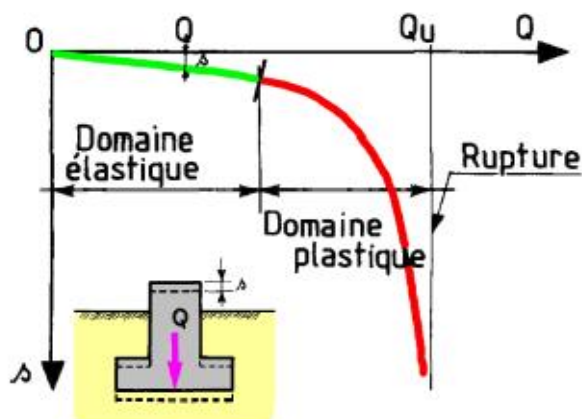


Fig.III.4 Courbe typique lors du chargement d'une fondation superficielle. (8)

III.5 Comportement à la rupture

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

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

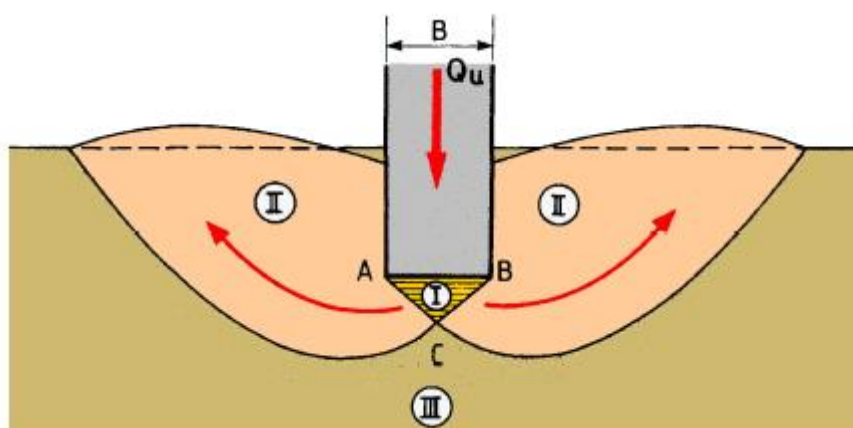


Fig.III.5 Modes de rupture du sol sous une fondation superficielle. (4)

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

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

III.6 Calcul de la capacité portante

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

III.6.1 Méthode «C - ϕ » : approche déterministe

III.6.1.1 Hypothèses

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

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

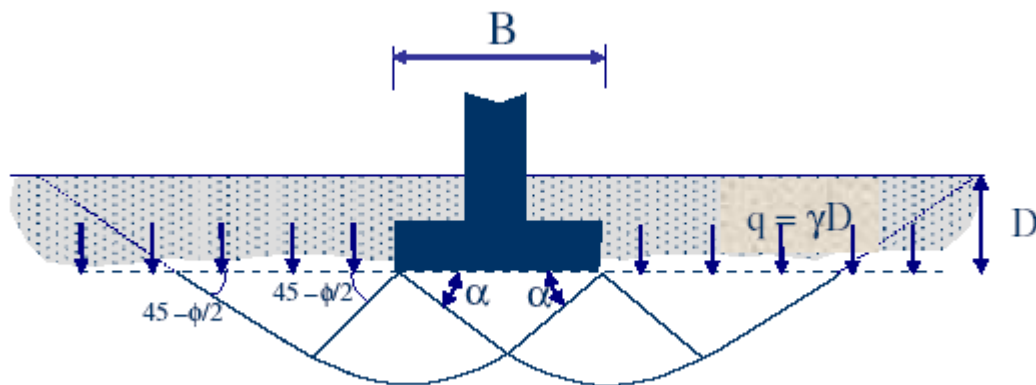


Fig.III.6 Schéma de rupture d'une fondation superficielle (9)

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

⏟
⏟
⏟

Terme cohésion *Terme surcharge* *Terme surface*

Avec :

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

γ : poids volumique du sol sous la base de la fondation ;

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

B : largeur de la fondation ;

D : profondeur d'encastrement de la fondation

N_γ , N_c , N_q sont des facteurs de portance qui ne dépendent que de ϕ le frottement interne du sol sous la base de la fondation

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

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

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

$$\begin{aligned}
 N_c &= (N_q - 1) \cot \phi \\
 N_q &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \\
 N_\gamma &= 1,5 (N_q - 1) \tan \phi
 \end{aligned}
 \tag{III .2}$$

Les facteurs de portance N_q , N_γ et N_c sont donnés en fonction de ϕ , dans le tableau III.1 ci-après, pour des fondations rugueuses selon les recommandations de l'eurocode 7.

Tableau III.1 : Valeurs des coefficients N_q , N_γ , N_c (11)

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

III.6.1.2 Calcul à court terme et à long terme

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

➤ Le calcul à court terme

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

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

$$\text{D'où :} \quad q_1 = 5,14 C_u + \gamma_2 D \quad (\text{III.3})$$

Où γ_2 est le poids volumique total du sol latéral

➤ Le calcul à long terme

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

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

γ' est le poids volumique effectif.

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

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

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

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

$$q_{ult} = c N_c S_c + \gamma D N_q S_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma S_\gamma \quad (\text{II.5})$$

Les valeurs des coefficients S_γ , S_c et S_q sont données dans le tableau III.2:

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

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

III.6.1.4 Influence de l'inclinaison de la charge

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

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

$$q_{ult} = c N_c S_c i_c + \gamma D N_q S_q i_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma S_\gamma i_\gamma \quad (\text{III.6})$$

Avec i_c, i_q, i_γ coefficients de correction minorateurs :

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

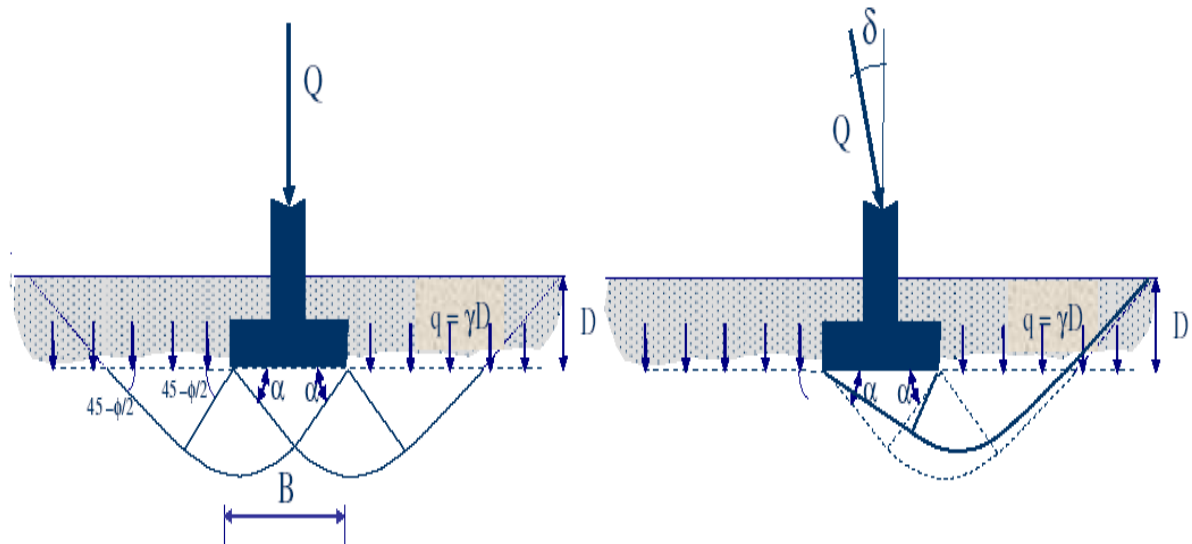


Fig.III.7 Schéma de rupture d'une fondation superficielle avec une charge inclinée (9)

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

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

c : cohésion

F_v : composante verticale

F_h : composante horizontale

III.6.1.5 Influence de l'excentrement de la charge

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

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

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

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

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

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

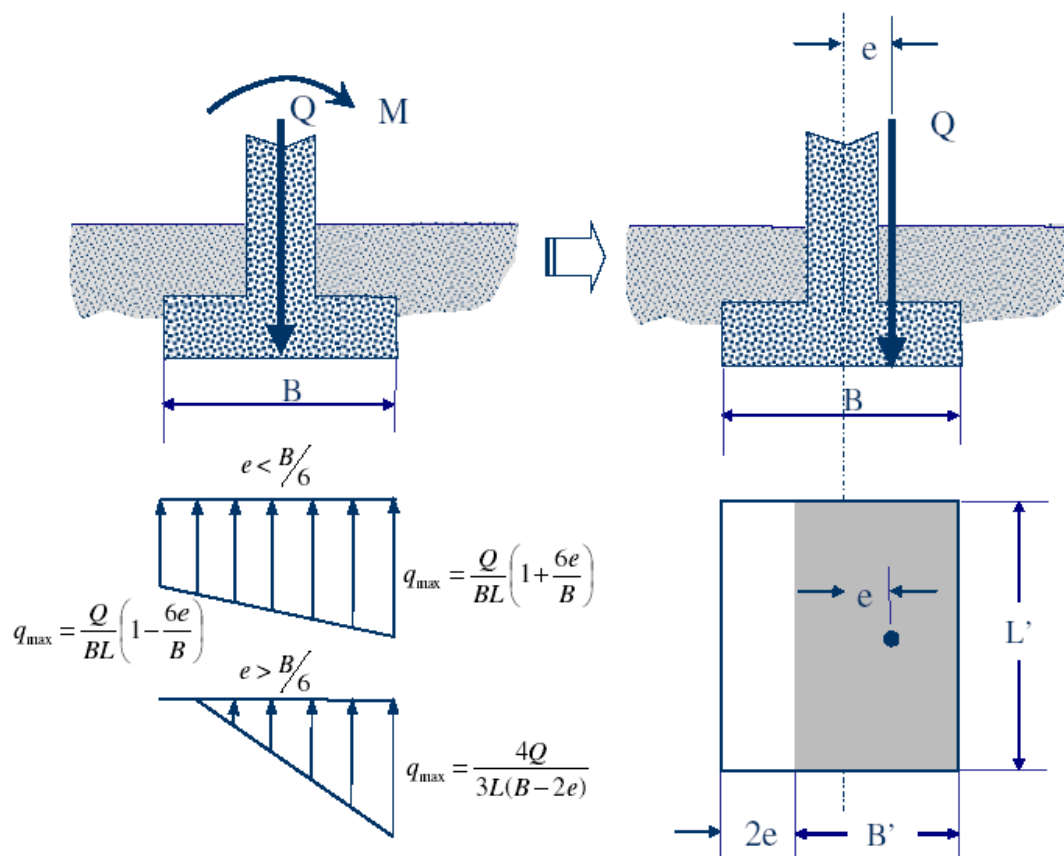


Fig.III.8 Influence de l'excentricité d'une charge verticale (9)

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

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

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

La capacité portante totale est alors obtenue par :

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

- Pour une fondation circulaire $Ql = ql \pi B' B' / 4$

(III.14)

III.6.1.6 Fondations sur sols hétérogènes

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

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

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

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

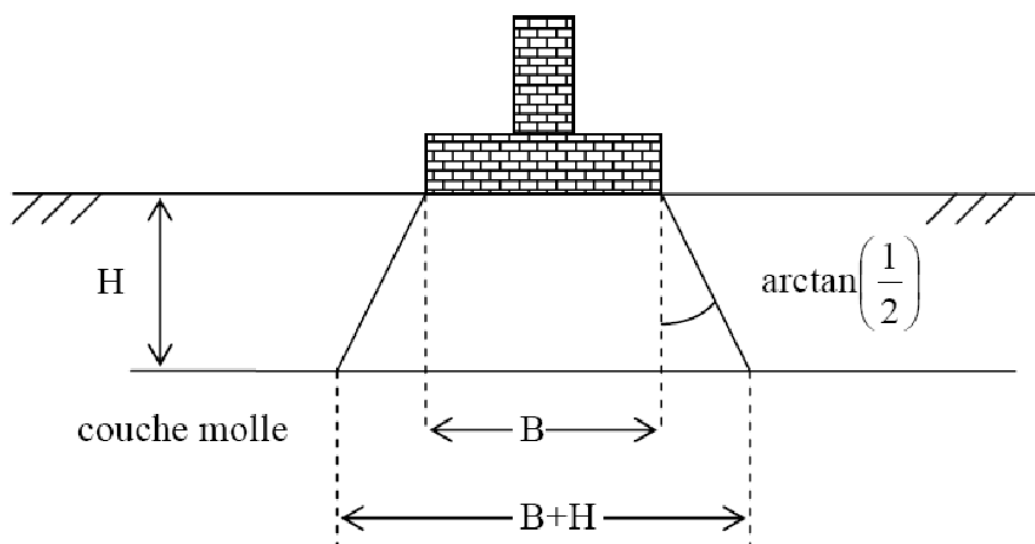


Fig.III.9 Méthode de la semelle fictive (1)

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

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

III.6.2.1 Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique

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

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

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

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

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

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

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

III.7 Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté le calcul des fondations superficielles suivant les différentes modes de rupture du sol sous le semelle superficielle ; on a présenté le calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoires et les essais in situ pour les différentes types de semelle et les différent géométrie et cas de chargement.

Chapitre IV Stabilité des pentes

IV1 Introduction

La stabilité des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs et par la facilité de leur mise en œuvre, mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global de la pente.

Les changements climatiques exacerbent les phénomènes météorologiques extrêmes, l'instabilité des pentes devient un enjeu de plus en plus important. Il est donc crucial de comprendre les causes de ce phénomène et les stratégies qui peuvent être mises en place pour prévenir ou atténuer ses effets.

Toutes les méthodes de calcul de la stabilité des pentes nécessiteront de connaître plusieurs éléments de base du calcul notamment : la géologie ; les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités ; la géométrie en deux ou trois dimensions du talus; les conditions hydrodynamiques; surcharges statiques et dynamiques, etc..

Dans ce chapitre, nous présentons une introduction sur les méthodes de calcul de la stabilité des talus, nous allons exposer les calculs avant et après les glissements ; le choix du type de méthode de calcul ; notion de coefficient de sécurité.

IV2 Les facteurs qui contrôlent la stabilité des pentes

L'instabilité des pentes est un phénomène naturel qui se produit lorsque les pentes des collines, des montagnes ou des falaises ne parviennent pas à maintenir leur forme. Cela peut être dû à une variété de facteurs tels que les précipitations abondantes, la fonte des neiges, les tremblements de terre, les éruptions volcaniques et même les activités humaines telles que la construction de routes et de bâtiments.

Les problèmes de stabilité des pentes sont assez fréquents dans les sols.

- ✓ Pentes naturelles
- ✓ Remblais en général
- ✓ Digue et barrages
- ✓ Excavations, tranchées
- ✓ Murs de soutènements

La stabilité ne peut être déterminée que par un calcul basé sur les caractéristiques géotechniques. La sécurité d'une pente ou d'un talus dépend notamment :

- ✓ des propriétés du terrain ; Les sédiments et les roches et les sédiments fracturés ou mal cimentés sont faibles et plus vulnérables aux mouvements de masse
- ✓ de l'inclinaison de la pente ; Plus la pente du terrain, plus il est probable que le mouvement de masse se produit
- ✓ de la profondeur de la tranchée ou de la fouille (hauteur du talus) ;
- ✓ des influences météorologiques ; Lorsqu'il pleut, la déformation horizontale d'une pente augmente et continue d'augmenter pendant un certain temps après la pluie
- ✓ de la position de la nappe phréatique ; Si les matériaux de pente sont saturés d'eau, ils peuvent perdre la cohésion et de s'écouler facilement.
- ✓ des surcharges statiques et dynamiques.

IV2 Les type d'instabilité des pentes

La rupture soudaine d'un talus peut être provoquée par des phénomènes agissant pendant une courte ou une longue durée : Il existe plusieurs types d'instabilités et de rupture dans les pentes :

IV.2.1 Mouvement de fluage :

Constituent la manifestation externe des déformations du sol dans sa masse. Phénomène très lent de faible amplitude, qui se développent dans une zone dont les contours sont généralement difficiles à définir, tant en extension qu'en profondeur. qui peut être détecté par des arbres ou arbustes inclinés.

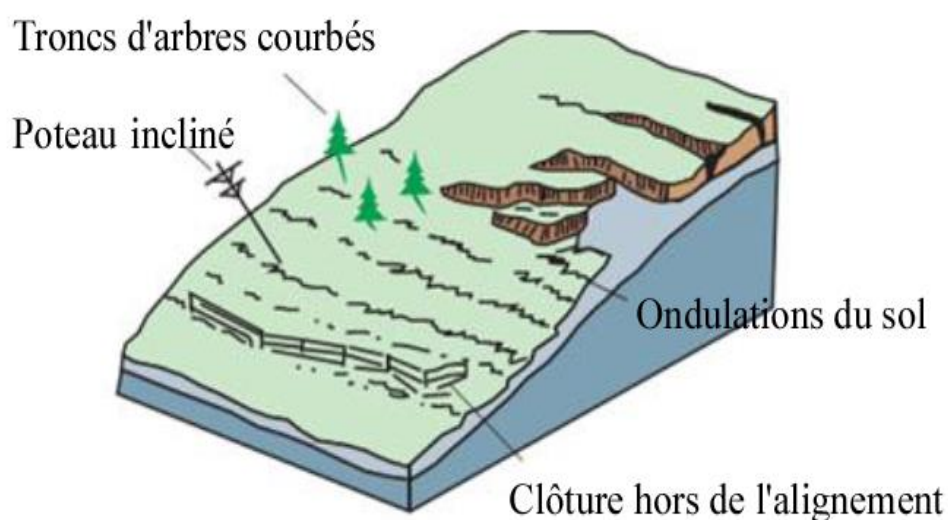


Fig. IV.1 Mouvements de fluage, (16).

IV.2.2 Érosion

Très lent. Surtout superficielle. Pas de mouvement de masse s du talus, érosion par le ruissellement des eaux de pluies suivant la ligne de plus grande pente,

IV.2.3 Mouvement par rotation

Surtout dans les sols cohérents. La surface de rupture est circulaire (soulèvement de la base) ; Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé).

- **Glissement rotationnel simple** : Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture à une forme simple et peut-être assimilée à un cylindre.
- **Glissement rotationnel complexe** : Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontants vers l'amont.

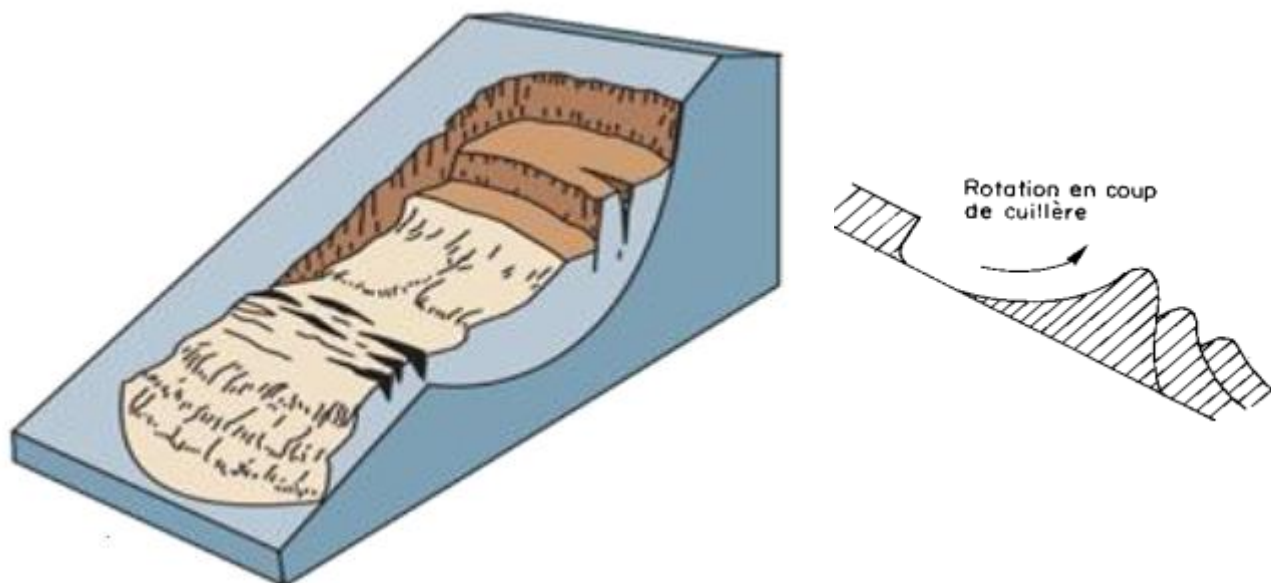


Fig. IV.2 Glissement rotationnel, (16).

IV.2.4 Mouvement par translation

Il existe un plan préférentiel de glissement, Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : Zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification. La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau.

IV.2. 5 Coulée d'argile

Ce sont des glissements successifs très courants dans les argiles sensibles. Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité.

On distingue plusieurs types des coulées telle que : Coulées boueuses (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne), coulées de solifluxion (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été). En France, les coulées se produisent essentiellement en montagne, souvent du fait d'une rencontre de matériaux ayant glissé et d'un courant de torrent. Notons que la fonte des neiges est favorable à la formation de coulées boueuses. L'argile coule et ne se stabilise pas.

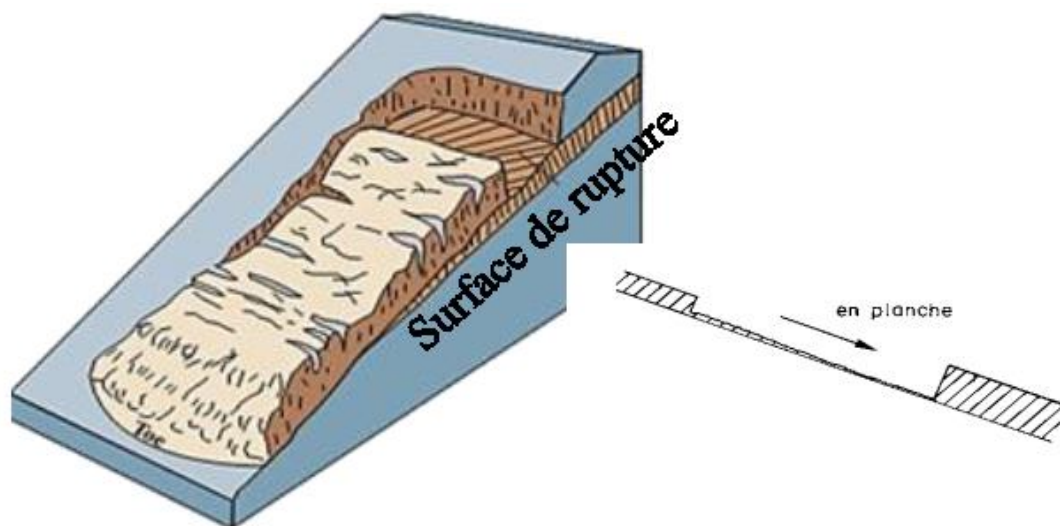


Fig. IV.3 Glissement Plan, (16).

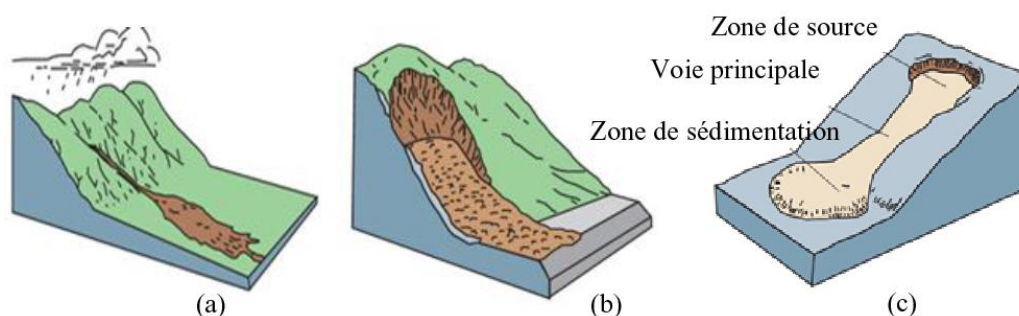


Fig. IV.4 Coulée de débris (a), Avalanche de débris (b), Coulée de terre (c), (16).

V.3 Méthode d'analyse – Élément de sol

Le comportement du géomatériaux est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture : $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$. Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations. Des méthodes classiques, ont été développées pour effectuer l'analyse traditionnelle de la stabilité des pentes, par les méthodes d'équilibre limite.

RÉSISTANCE MOBILISÉE S

La **résistance mobilisée** est la contrainte de cisaillement totale ou moyenne (S) mobilisée par le poids de la pente

La résistance mobilisée est la contrainte de cisaillement qui prévaut à un angle

$\alpha_f = 45^\circ + \phi_d/2$ pour un état de contrainte donnée (**Fig. IV.5**). c_d et ϕ_d sont respectivement la cohésion et la friction effectives développées le long de la surface de rupture.

$$S = c_d + \sigma_N' \tan \phi_d \quad (\text{IV.1})$$

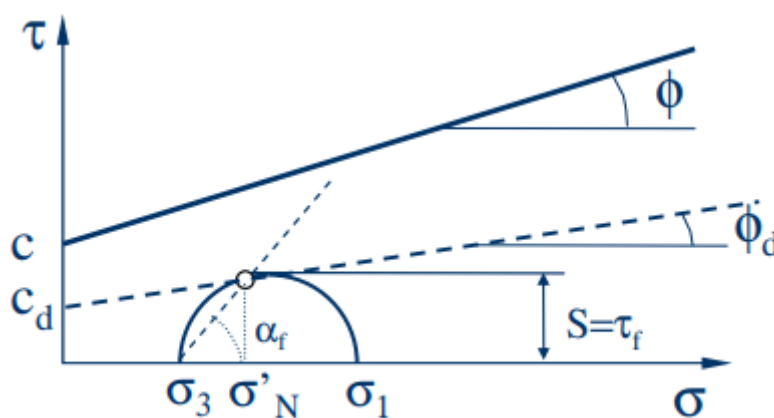


Fig. IV.5 La résistance mobilisée (9)

RÉSISTANCE DISPONIBLE

La résistance disponible c'est la contrainte de cisaillement totale ou moyenne critique déterminée à partir du critère de rupture τ correspond à la résistance que le sol peut développer.

La résistance disponible est la contrainte de cisaillement critique déterminée à partir du critère de rupture

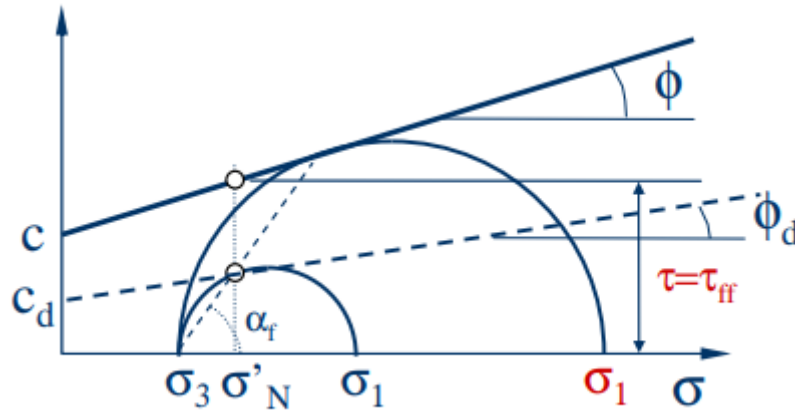
$$\tau = c + \sigma'_N \tan \phi \quad (\text{IV .2}) \quad \text{pour la contrainte normale } \sigma_N \text{ en question (Fig. IV.6)}$$


Fig. IV.6 La résistance disponible (9)

LE FACTEUR DE SECURITE

$$F.S = \frac{\text{Résistance disponible moyenne } (\tau)}{\text{Résistance mobilisée moyenne } (S)} = \frac{c + \sigma'_N \tan \phi}{c_d + \sigma'_N \tan \phi_d} \quad (\text{IV .3})$$

$$F.S_c = \frac{c}{c_d} \quad F.S_\phi = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} \quad (\text{IV .4})$$

$$F.S = F.S_c = F.S_\phi \quad (\text{IV .5})$$

Lorsque le facteur de sécurité est égal à 1, la rupture de la pente est imminente. Généralement un facteur de sécurité supérieur à 1,2 ou 1,3 est acceptable pour la conception d'un talus

IV.3.1 Rupture plane

Dans la mesure où certains glissements de pentes naturelles se produisent le long de discontinuité plane, des méthodes simples fréquemment utilisées permettent l'analyse de ce type de problèmes.

IV.3.1.1 Pente de longueur infinie

La méthode est utilisée pour un milieu homogène avec ou sans écoulement parallèle l'inclinaison de la pente.

a- Sans nappe

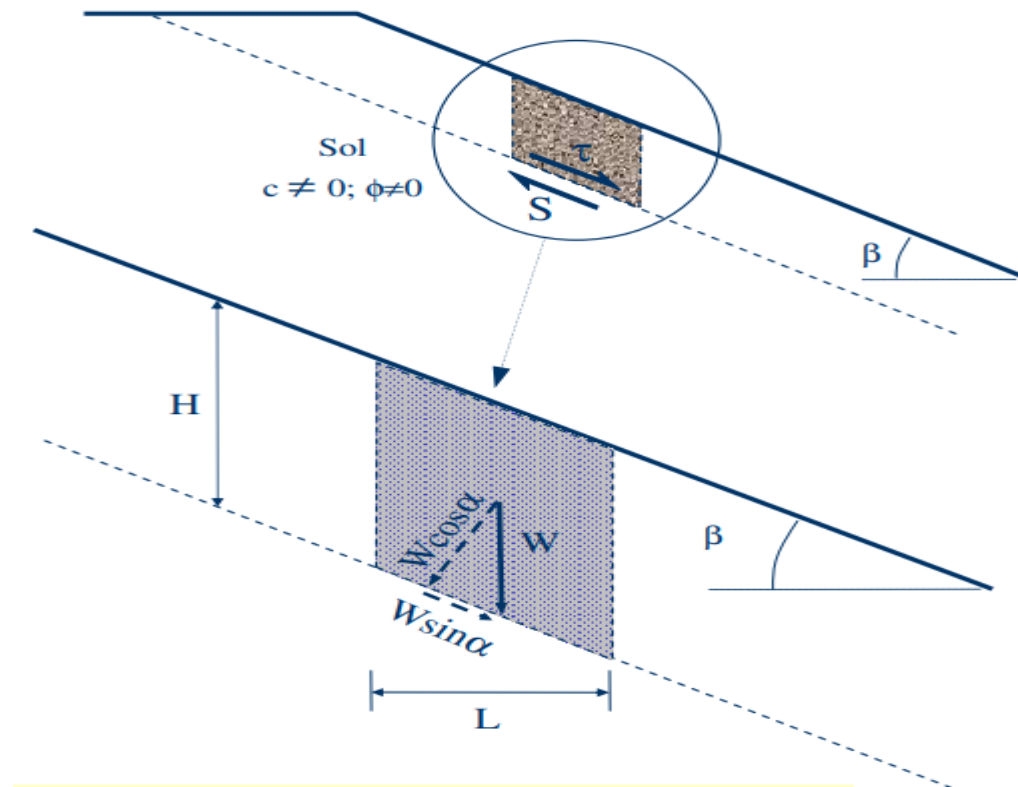


Fig. IV.7 Pente infinie avec surface de rupture plane (9)

$$\sigma' = \frac{\gamma L H \cos \beta}{\cos \beta} = \gamma H \cos^2 \beta \quad (\text{IV.6}) \quad \text{et}$$

$$\tau = \frac{\gamma L H \sin \beta}{\cos \beta} = \gamma H \cos \beta \sin \beta \quad (\text{IV.7})$$

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \phi_d = c_d + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi_d \quad (\text{IV.8})$$

$$\gamma H \cos \beta \sin \beta = c_d + \gamma H \cos^2 \beta \tan \phi_d \quad (\text{IV.9})$$

$$\frac{c_d}{\gamma H} = \cos \beta \sin \beta - \cos^2 \beta \tan \phi_d = \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi_d) \quad (\text{IV.10})$$

Le facteur de sécurité défini précédemment équation (IV.4) nous permet d'écrire

$$F.S. = \frac{c}{c_d} \quad \text{et} \quad F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d}$$

$$F.S. = \frac{c}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (\text{IV.11})$$

$$F.S.=1 \quad H_{cr} = \frac{c}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \phi)} \quad (\text{IV.12})$$

Lorsqu'il n'y a pas de cohésion $c = 0$, le facteur de sécurité devient indépendant de la hauteur du talus et égal à $\tan\phi/\tan\beta$. Ceci indique que dans les sols granulaires la pente est si $\beta < \phi$. L'angle ϕ est appelé Angle de repos

b- Avec nappe

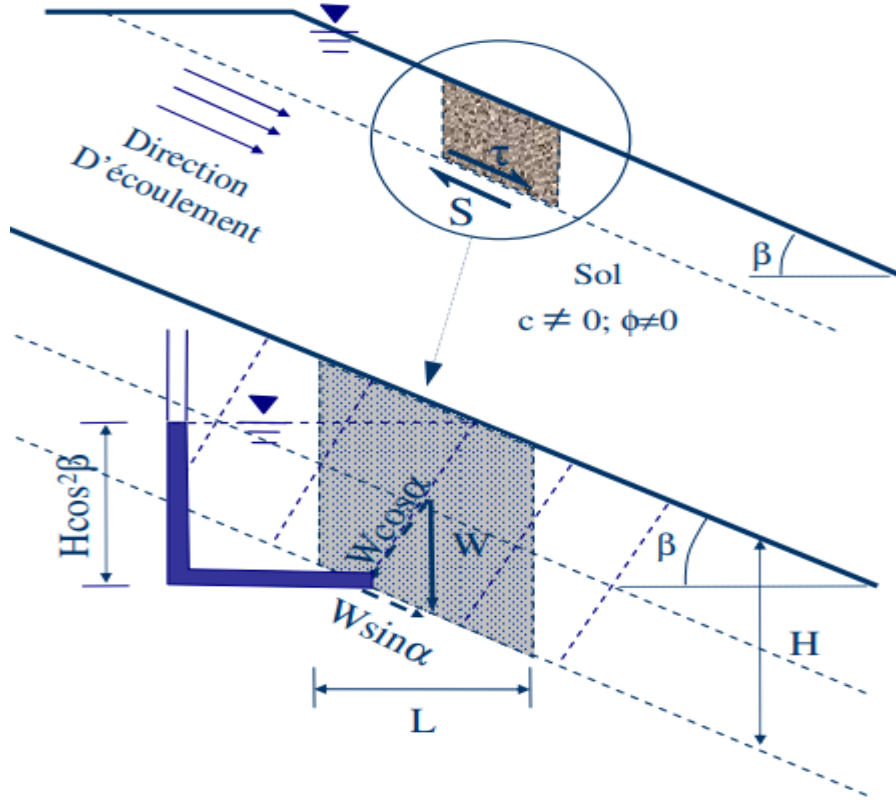


Fig. IV.8 Pente infinie avec nappe (9)

$$\sigma = \frac{\gamma_{sat} L H \cos \beta}{\cos \beta} = \gamma_{sat} H \cos^2 \beta \quad (\text{IV .13}) \quad \text{et}$$

$$\tau = \frac{\gamma_{sat} L H \sin \beta}{\cos \beta} = \gamma_{sat} H \cos \beta \sin \beta \quad (\text{IV .14})$$

$$\tau_d = C_d + (\sigma - u) \tan \phi_d \quad (\text{IV 15})$$

$$\tau_d = C_d + (\gamma_{sat} H \cos^2 \beta - \gamma_w H \cos^2 \beta) \tan \phi_d \quad (\text{IV 16})$$

$$\gamma_{sat} H \cos \beta \sin \beta = C_d + ((\gamma_{sat} - \gamma_w) H \cos^2 \beta \tan \phi_d \quad (\text{IV 17})$$

$$\frac{C_d}{(\gamma_{sat} H)} = \cos \beta \sin \beta - \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \cos^2 \beta \tan \phi_d = \cos^2 \beta \left(\tan \beta - \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \tan \phi_d \right) \quad (\text{IV .18})$$

Le facteur de sécurité défini précédemment équation (IV .4) nous permet d'écrire

$$F.S = \frac{C}{C_d} \quad et \quad FS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d}$$

$$FS = \frac{C}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi}{\gamma_{sat} \tan \beta} \quad (IV.19)$$

$$\text{FS}=1 \quad H_{cr} = c \frac{1}{\cos^2 \beta (\gamma_{sat} \tan \beta - \gamma' \tan \phi)} \quad (\text{IV}.20)$$

Lorsqu'il n'y a pas de cohésion $c = 0$, le facteur de sécurité devient indépendant de la hauteur du talus et égal à $\frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$. Dans le sol granulaire la pente est moins stable en présence de l'eau.

IV.3.1.2 Pente de longueur finie

On applique Méthode de Culmann, 1886 ; Cette méthode est basée sur les hypothèses que la surface de rupture est plane et que le milieu est homogène, sans présence d'eau.

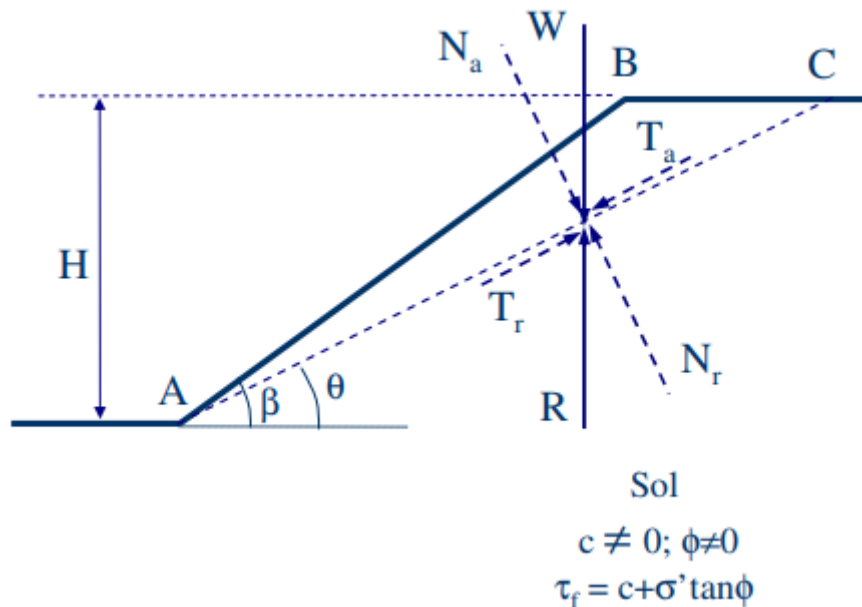


Fig. IV.9 Pente finie avec surface de rupture plane (9)

$$\mathbf{W} = \frac{1}{2} \mathbf{H}(\overline{\mathbf{BC}}) \mathbf{1}(\gamma) = \frac{1}{2} \mathbf{H} \gamma (H \cot \theta - H \cot \beta) = \frac{1}{2} \mathbf{H}^2 \gamma \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \text{(IV .21)}$$

$$N_a = \frac{1}{2} H^2 \gamma \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \cos \theta \text{ et } T_a = \frac{1}{2} H^2 \gamma \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin \theta \quad (\text{IV.22})$$

$$\sigma' = \frac{N_a}{(\overline{AC})_1} = \frac{N_a}{\left(\frac{H}{\sin\theta}\right)} = \frac{1}{2} \text{Hy} \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin\beta \sin\theta} \right] \cos\theta \sin\theta \quad (\text{IV.23})$$

$$\tau = \frac{T_a}{(AC)1} = \frac{T_a}{\left(\frac{H}{\sin\theta}\right)} = \frac{1}{2}H\gamma \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin\beta \sin\theta} \right] \sin^2\theta \quad (IV.24)$$

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan\phi_d = c_d + \frac{1}{2}H\gamma \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin\beta \sin\theta} \right] \cos\theta \sin\theta \tan\phi_d \quad (IV.25)$$

$$\frac{1}{2}\gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin\beta \sin\theta} \right] \sin^2\theta = c_d + \frac{1}{2}H\gamma \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin\beta \sin\theta} \right] \cos\theta \sin\theta \tan\phi_d \quad (IV.26)$$

$$c_d = \frac{1}{2}H\gamma \left[\frac{\sin(\beta - \theta)(\sin\theta - \tan\phi_d)}{\sin\beta} \right] \quad (IV.27)$$

Cette expression est dérivée pour la surface de rupture AC. Pour déterminer le plan de rupture critique, on peut utiliser le principe du maxima et du minima (pour une valeur de ϕ_d donnée) pour déterminer l'angle θ où la cohésion le maximum est développée. Donc la première dérivée de c_d par rapport à θ est égale 0

$$\frac{\partial C_d}{\partial \theta} = 0 \rightarrow \frac{\partial}{\partial \theta} [\sin(\beta - \theta)(\sin\theta - \cos\theta \tan\phi_d)] \quad (IV.28)$$

En résolvant cette équation on obtient $\theta_{critique} = \frac{\beta + \phi_d}{2} \quad (IV.29)$

$$c_d = \frac{1}{4}H\gamma \left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi_d)}{\sin\beta \cos\phi_d} \right] \quad (IV.30)$$

La hauteur maximum de la pente ou l'équilibre est critique

$$H_{critique} = \frac{4c}{\gamma} \left[\frac{\sin\beta \cos\theta}{1 - \cos(\beta - \theta)} \right] \quad (IV.31)$$

IV.4 Les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement

Il existe trois principaux facteurs qui contrôlent le type et le taux du mouvement de masse qui pourrait se produire à la surface de la Terre: - **Gradient de pente** : Plus la pente du terrain, plus il est probable que le mouvement de masse se produit.

- **La consolidation de la pente** : Les sédiments et les roches et les sédiments fracturés ou mal cimentés sont faibles et plus vulnérables aux mouvements de masse.

- **L'eau** : Si les matériaux de pente sont saturés d'eau, ils peuvent perdre la cohésion et de s'écouler facilement.

Lorsqu'il pleut, la déformation horizontale d'une pente augmente et continue d'augmenter pendant un certain temps après la pluie

Les causes qui augmentent la contrainte de cisaillement c'est la Charge ajoutée au sommet; les matériaux enlevés à la base; ainsi que l'abaissement du niveau d'eau à l'extérieur de la pente; et l'augmentation de la pression d'eau dans les fissures de traction.

Les causes qui diminuent la résistance au cisaillement c'est l'augmentation de la pression interstitielle sans augmentation de la charge totale; et les changements de la résistance avec le temps (altération, lessivage).

Les méthodes pour augmenter la stabilité la diminuer la pression d'eau par drainage; et la réduction de la pente β ; on doit ajouter un contre poids (berme); et augmenter la résistance au cisaillement et la consolidation de la fondation

IV.5 Conclusion

Le comportement des massifs de sol en pente l'instabilité des pentes a fait l'objet de ce chapitre. Des méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation ont été mises en évidence, allant de la reconnaissance préliminaire du terrain aux mesures de contrôle, les calculs de stabilité et le choix de la technique de confortement des pentes instables.

Références

- [1] Bouguenina Otbi, Cours Master I Structures, Fondations et Soutènements, Centre Universitaire Nour Bachir El Bayadh, 2018.
- [2] Bourokba Mrabent Souad Amel, Calcul pratique des fondations, USTO, 2015.
- [3] Eric Gervreau, Cours cisaillement poussée butée, 2005.
- [4] Frank R, Calcul des fondations superficielles et profondes., Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées, 1999. p. 141.
- [5] Gérard Degoutte et Paul Royet, Aide-mémoire de mécanique des sols, l'ENGREF, 2005
- [6] Groupe EIER-ETSHER, Cours de mécanique du sol1, Institut International de l'eau et de l'environnement.
- [7] Khaled Meftah, Cours et exercices de mécanique des sols, Septembre 2008.
- [8] Luc Sibille, Géotechnique pour le technicien IUT Génie Civil et Construction Durable, Module MXG5, université Grenoble Alpes, 2018.
- [9] Mourad Karray, GCI315 mécaniques des sols II.
- [10] Olivari G. 1983, Mécanique des sols appliquée aux calculs d'ouvrages , Tome 2, Lyon : ENTPE, 1983.
- [11] Pierre caraminot, Les fondations profondes, 2008.
- [12] Robitaille V, Tremblay D, Mécanique des sols, théorie et pratique, Canada, 1997, p 653 ?
- [13] Stabilité des murs de soutènement, BTS TP - 09/05/1999.
- [14] Yves B. Patrick de B, Nicolas S., aide mémoire mécanique des sols, Paris : Dunod, 2013. p. 338.
- [15] Zied benghazi, cours MDS2.
- [16] Effects of nerve growth factor on nerve regeneration through a vein graft across a gap: Lee LQ, Syed SA, Reid M, et al. Plast Reconstr Surg 104:1379, 1999
- [17] Cours Fondations et ouvrages géotechniques 3ème Année Licence Génie Civil Mme L. Bouabdallah

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

φ [°]	δ [°]	β [°]	α [°]								
			50	60	70	80	90	100	110	120	130
10	0	0	1.11	0.943	0.832	0.756	0.704	0.669	0.650	0.641	0.641
		10	1.41	1.20	1.06	0.982	0.937	0.922	0.900	0.895	0.890
	5	0	1.09	0.917	0.801	0.720	0.664	0.626	0.601	0.586	0.577
		10	1.45	1.23	1.08	1.00	0.951	0.936	0.920	0.900	0.890
	10	0	1.07	0.911	0.787	0.702	0.642	0.600	0.570	0.549	0.533
		10	1.53	1.29	1.13	1.05	0.991	0.966	0.950	0.940	0.935
15	0	0	1.02	0.850	0.735	0.651	0.589	0.541	0.504	0.472	0.438
		10	1.27	1.04	0.893	0.782	0.701	0.643	0.595	0.555	0.516
	5	0	1.00	0.828	0.709	0.622	0.557	0.507	0.467	0.433	0.395
		10	1.28	1.04	0.885	0.764	0.679	0.612	0.560	0.516	0.442
	10	0	1.00	0.821	0.695	0.603	0.536	0.484	0.442	0.405	0.365
		10	1.32	1.07	0.889	0.758	0.663	0.591	0.536	0.489	0.473
20	15	0	1.02	0.826	0.691	0.596	0.525	0.470	0.425	0.385	0.342
		10	1.38	1.11	0.903	0.760	0.657	0.581	0.522	0.471	0.420
	0	0	0.937	0.767	0.647	0.559	0.490	0.434	0.387	0.341	0.290
		10	1.15	0.920	0.765	0.653	0.568	0.500	0.441	0.387	0.329
	5	0	0.921	0.748	0.626	0.536	0.465	0.409	0.361	0.314	0.263
		10	1.14	0.915	0.754	0.634	0.546	0.474	0.414	0.360	0.301
25	20	0	0.924	0.742	0.614	0.520	0.448	0.391	0.342	0.295	0.243
		10	1.17	0.926	0.751	0.626	0.531	0.457	0.396	0.340	0.280
	15	0	0.942	0.745	0.610	0.512	0.438	0.379	0.328	0.280	0.229
		10	1.21	0.949	0.756	0.622	0.523	0.446	0.383	0.325	0.265
	20	0	0.970	0.759	0.614	0.511	0.434	0.372	0.319	0.270	0.217
		10	1.29	0.984	0.771	0.626	0.521	0.441	0.375	0.315	0.253
30	25	0	0.859	0.688	0.568	0.478	0.406	0.346	0.293	0.241	0.184
		10	1.03	0.814	0.661	0.549	0.462	0.389	0.327	0.267	0.203
	5	0	0.848	0.674	0.552	0.459	0.387	0.327	0.275	0.223	0.168
		10	1.03	0.810	0.648	0.532	0.443	0.370	0.308	0.249	0.186
	10	0	0.851	0.671	0.542	0.448	0.374	0.313	0.261	0.210	0.156
		10	1.05	0.814	0.645	0.523	0.431	0.356	0.294	0.235	0.173
35	15	0	0.866	0.672	0.540	0.441	0.365	0.304	0.251	0.200	0.146
		10	1.09	0.828	0.647	0.520	0.423	0.347	0.284	0.225	0.164
	20	0	0.896	0.685	0.542	0.439	0.361	0.298	0.244	0.193	0.139
		10	1.14	0.856	0.658	0.521	0.420	0.342	0.277	0.217	0.156
	25	0	0.925	0.725	0.552	0.443	0.361	0.296	0.240	0.187	0.134
		10	1.22	0.920	0.676	0.528	0.423	0.341	0.273	0.212	0.151
40	0	0	0.787	0.617	0.497	0.406	0.333	0.272	0.218	0.165	0.108
		10	0.929	0.717	0.569	0.460	0.373	0.301	0.239	0.180	0.116
		20	1.12	0.861	0.683	0.546	0.438	0.353	0.276	0.207	0.135
		30	1.38	0.107	0.899	0.765	0.684	0.610	0.561	0.500	0.434

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

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

----->

φ [°]	δ [°]	β [°]	α [°]								
			50	60	70	80	90	100	110	120	130
10	0	0	1.58	1.44	1.38	1.37	1.42	1.54	1.74	2.06	2.60
		10	1.87	1.69	1.62	1.61	1.68	1.81	2.05	2.45	3.11
		5	1.61	1.50	1.45	1.48	1.56	1.71	1.96	2.36	3.03
	10	0	2.05	1.87	1.80	1.81	1.90	2.08	2.39	2.89	3.74
		10	1.66	1.56	1.54	1.58	1.68	1.87	2.16	2.64	3.45
		10	2.19	2.01	1.95	1.98	2.10	2.32	2.70	3.31	4.35
15	0	0	1.75	1.62	1.57	1.59	1.70	1.91	2.24	2.78	3.70
		10	2.08	1.92	1.88	1.93	2.07	2.32	2.74	3.43	4.61
		5	1.78	1.68	1.67	1.74	1.89	2.15	2.57	3.24	4.40
	10	0	2.27	2.13	2.10	2.18	2.36	2.69	3.22	4.10	5.62
		10	1.84	1.77	1.79	1.89	2.08	2.40	2.90	3.72	5.13
		10	2.46	2.32	2.32	2.43	2.66	3.07	3.72	4.81	6.69
20	0	0	1.91	1.87	1.91	2.04	2.27	2.64	3.23	4.20	5.87
		10	2.63	2.50	2.52	2.66	2.95	3.44	4.22	5.52	7.79
		10	1.92	1.81	1.79	1.86	2.04	2.37	2.91	3.78	5.32
	5	0	2.29	2.17	2.18	2.30	2.56	2.98	3.68	4.85	6.91
		20	2.78	2.62	2.62	2.77	3.09	3.63	4.50	5.98	8.63
		0	1.98	1.90	1.92	2.04	2.30	2.72	3.39	4.49	6.45
25	0	0	2.52	2.41	2.45	2.63	2.96	3.51	4.40	5.90	8.57
		20	3.14	2.99	3.02	3.24	3.65	4.35	5.49	7.42	10.9
		10	2.05	2.01	2.08	2.26	2.58	3.09	3.91	5.27	7.69
	10	0	2.75	2.67	2.75	2.98	3.39	4.08	5.19	7.05	10.4
		20	3.52	3.37	3.45	3.73	4.26	5.13	6.57	9.01	13.4
		15	2.14	2.14	2.26	2.49	2.88	3.49	4.47	6.11	9.04
30	0	0	2.99	2.93	3.05	3.34	3.85	4.68	6.02	8.29	12.4
		20	3.90	3.77	3.89	4.25	4.90	5.97	7.73	10.7	16.4
		10	2.26	2.29	2.44	2.71	3.17	3.89	5.04	6.95	10.4
	10	0	3.22	3.19	3.34	3.70	4.30	5.29	6.95	9.65	14.0
		20	4.26	4.15	4.32	4.77	5.55	6.83	8.94	12.5	18.9
		15	2.14	2.05	2.06	2.18	2.46	2.98	3.81	5.23	7.80
35	0	0	2.54	2.46	2.53	2.76	3.18	3.88	5.02	6.99	10.6
		20	3.15	3.04	3.14	3.44	4.00	4.91	6.43	9.06	13.9
		5	2.21	2.15	2.22	2.42	2.82	3.47	4.53	6.33	9.64
	10	0	2.81	2.75	2.88	3.19	3.74	4.63	6.11	8.66	13.4
		20	3.58	3.50	3.66	4.07	4.80	5.99	7.98	11.4	17.8
		10	2.30	2.29	2.42	2.72	3.22	4.02	5.34	7.60	11.8
40	0	0	3.08	3.07	3.27	3.76	4.36	5.49	7.35	10.6	16.6
		20	4.04	4.00	4.24	4.78	5.70	7.23	9.75	14.1	22.4
		15	2.41	2.46	2.67	3.05	3.66	4.64	6.25	9.02	14.2
	10	0	3.39	3.43	3.69	4.20	5.05	6.44	8.74	12.7	20.2
		20	4.54	4.55	4.87	5.55	6.70	8.59	11.7	17.2	27.4
		20	2.56	2.67	2.94	3.40	4.13	5.31	7.23	10.6	16.8
45	0	0	3.72	3.80	4.13	4.76	5.80	7.47	10.4	15.3	24.5
		20	5.07	5.12	5.55	6.38	7.79	10.1	14.5	21.4	34.5
		25	2.74	2.89	3.21	3.76	4.62	6.00	8.26	12.2	19.5
	10	0	4.05	4.18	4.59	5.34	6.57	8.54	12.0	17.8	29.7
		20	5.60	5.71	6.23	7.24	8.90	11.6	16.8	25.0	40.4
		20	2.74	2.89	3.21	3.76	4.62	6.00	8.26	12.2	19.5

φ [°]	δ [°]	β [°]	α [°]								
			50	60	70	80	90	100	110	120	130
30	0	0	2.37	2.31	2.37	2.57	3.00	3.78	5.08	7.37	11.7
		10	2.82	2.79	2.95	3.34	4.01	5.12	7.00	10.3	16.8
		20	3.57	3.54	3.79	4.32	5.25	6.79	9.43	14.2	23.3
		30	4.41	4.42	4.76	5.68	6.74	8.82	12.4	18.8	31.3
	5	0	2.46	2.44	2.57	2.88	3.49	4.49	6.16	9.13	14.8
		10	3.13	3.15	3.40	3.92	4.79	6.24	8.70	13.1	21.6
		20	4.07	4.12	4.48	5.19	6.42	8.46	11.9	18.2	30.4
		30	5.19	5.26	5.76	6.79	8.39	11.2	16.0	24.5	41.3
	10	0	2.57	2.61	2.82	3.29	4.06	5.32	7.44	11.2	18.5
		10	3.47	3.55	3.91	4.58	5.70	7.56	10.7	16.4	27.4
		20	4.66	4.78	5.27	6.21	7.79	10.4	14.9	23.0	38.9
		30	6.07	6.23	6.90	8.02	10.3	14.0	20.1	31.3	53.2
	5	0	2.72	2.83	3.16	3.75	4.71	6.27	8.92	13.7	22.9
		10	3.85	4.02	4.50	5.34	6.75	9.08	13.0	20.2	34.1
		20	5.31	5.52	6.17	7.37	9.37	12.7	18.4	28.7	48.7
		30	7.05	7.32	8.21	10.1	12.6	17.2	25.0	39.2	66.0
	20	0	2.91	3.11	3.55	4.27	5.44	7.36	10.6	16.4	27.8
		10	4.29	4.54	5.15	6.20	7.94	10.8	16.1	25.2	42.9
		20	6.03	6.35	7.18	8.68	11.2	15.3	23.0	37.0	63.0
		30	8.14	8.54	9.68	12.3	15.1	20.8	30.5	49.0	82.0
	25	0	3.15	3.44	3.97	4.85	6.25	8.55	12.5	19.5	33.2
		10	4.77	5.11	5.86	7.14	9.24	12.7	19.1	30.1	51.4
		20	6.81	7.25	8.29	10.1	13.1	18.1	27.5	44.0	78.5
		30	9.32	9.87	11.3	14.4	17.9	25.0	37.6	60.0	100.
	30	0	3.42	3.77	4.41	5.45	7.10	9.80	14.4	22.7	38.8
		10	5.26	5.70	6.60	8.13	10.6	15.1	22.2	35.1	60.3
		20	7.62	8.18	9.44	11.6	15.2	21.4	32.8	54.0	94.0
		30	10.5	11.2	13.0	16.7	20.8	29.0	44.0	72.4	122.
35	0	0	2.67	2.64	2.76	3.07	3.69	4.87	6.92	10.7	18.3
		10	3.14	3.19	3.47	4.07	5.20	6.90	10.0	15.9	27.7
		20	4.06	4.14	4.60	5.56	7.03	9.66	14.3	23.0	40.9
		30	5.17	5.37	6.10	7.40	9.50	13.3	20.0	32.7	56.0
	5	0	2.78	2.81	3.01	3.47	4.37	5.91	8.60	13.6	23.7
		10	3.50	3.63	4.05	4.86	6.25	8.61	12.8	20.6	36.5
		20	4.66	4.88	5.53	6.60	8.79	12.3	18.6	30.4	54.5
		30	6.14	6.49	7.50	9.20	12.2	17.2	26.4	43.6	78.4
	10	0	2.92	3.02	3.34	4.01	5.19	7.17	10.7	17.2	30.4
		10	3.92	4.14	4.74	5.81	7.61	10.7	16.1	26.4	47.4
		20	5.39	5.75	6.64	8.20	10.9	15.6	23.8	39.4	71.3
		30	7.29	7.82	9.00	11.2	14.7	21.2	34.1	56.9	110.
	15	0	3.10	3.29	3.77	4.67	6.16	8.68	13.1	21.5	38.6
		10	4.40	4.76	5.55	6.93	9.24	13.2	20.2	33.5	60.6
		20	6.25	6.77	7.94	10.0	13.5	19.5	30.1	50.3	91.6
		30	8.63	9.41	11.0	13.8	18.5	27.0	43.5	73.0	138.
	20	0	3.33	3.64	4.32	5.44	7.31	10.5	16.1	26.6	48.2
		10	4.97	5.48	6.49	8.24	11.2	16.1	26.0	43.5	79.2
		20	7.23	7.96	9.48	12.0	16.5	24.1	38.7	66.0	118.
		30	10.2	11.2	13.4	17.0	23.2	34.5	55.0	96.0	175.
	25	0	3.63	4.10	4.94	6.33	8.63	12.5	19.4	32.5	59.2
		10	5.63	6.30	7.58	9.75	13.4	19.5	31.7	53.4	97.7
		20	8.35	9.32	11.2	14.2	20.0	29.4	46.8	81.0	148.
		30	11.9	13.3	16.2	20.8	29.0	43.0	70.0	122.	225.
	30	0	4.01	4.61	5.64	7.33	10.1	14.8	23.2	39.0	71.4
		10	6.36	7.21	8.79	11.4	15.8	24.2	38.0	64.3	118.
		20	9.59	10.8	13.2	16.8	23.2	35.0	57.5	98.0	188.
		30	13.9	15.7	19.0	24.5	34.8	52.5	86.0	150.	285.

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

Annexe

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

$\delta [^\circ]$	- 35		- 30		- 25		- 20		- 15		- 10		0		10		15		20		25		30		35	
$\phi [^\circ]$	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
10											1,05	1,61	0,70	1,42	0,66	0,91										
15									1,06	2,13	0,73	2,04	0,59	1,70	0,54	1,25	0,54	0,85								
20							1,06	2,85	0,68	2,70	0,59	2,50	0,49	2,04	0,45	1,51	0,45	1,23	0,45	0,79						
25							1,05	4,00	0,64	3,70	0,53	3,45	0,47	3,12	0,41	2,44	0,38	1,81	0,37	1,49	0,37	1,18	0,38	0,73		
30							1,02	5,88	0,59	5,26	0,48	4,34	0,38	4,00	0,33	3,03	0,31	2,17	0,30	1,78	0,30	1,43	0,31	1,11	0,32	0,66
35	0,98	8,8	0,54	8,1	0,43	7,3	0,37	6,5	0,33	5,7	0,31	5,0	0,27	3,6	0,25	2,5	0,25	2,1	0,25	1,7	0,25	1,3	0,26	1,0	0,27	0,5
40	0,48	13,0	0,38	11,6	0,32	10,2	0,29	8,9	0,26	7,6	0,24	6,5	0,22	4,5	0,20	3,0	0,20	2,5	0,20	2,0	0,20	1,6	0,21	1,2	0,21	0,9
45	0,33	19,9	0,28	17,2	0,24	14,7	0,22	12,4	0,20	10,4	0,19	8,7	0,17	5,8	0,16	3,7	0,16	2,9	0,16	2,3	0,16	1,8	0,17	1,4	0,17	1,1

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

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

Tableau Classification des types de pieux selon l'Eurocode 7

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

Normes de classification et de spécification de produits

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

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

➤ les produits de fondations:

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

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

Tableau. Exemple de normes de spécifications de produits géo synthétiques

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

Normes d'exécution de travaux géotechniques spéciaux

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

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

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

Tableau. Exemple de normes de travaux géotechniques spéciaux

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

Semestre: 6

Unité d'enseignement: UEF 3.2.2

**Matière 2: Fondations et ouvrages géotechniques VHS:
45h00 (Cours: 1h30, TD: 1h30)**

Objectifs de l'enseignement:

Dans cette matière, l'étudiant aura l'occasion d'acquérir des connaissances sur les fondations et les ouvrages en géotechnique. Il sera capable de calculer et de vérifier la stabilité de certains ouvrages, tels que : les ouvrages de soutènement, les fondations et les talus.

Connaissances préalables recommandées:

Connaissances acquises dans les matières MDS1, MDS2, RDM1, RDM2, BA1.

Contenu de la matière:

Chapitre 1. Etats d'équilibre limite

(3 Semaines)

Equilibres limites inférieur et supérieur de Rankine (Coefficients de poussée et de butée des terres), Equilibre de Boussinesq (cas général), Equilibre de Prandtl (Poussée due aux surcharges). Détermination des plans de rupture à l'aide du cercle de Mohr dans les cas de poussée et de butée.

Chapitre 2. Ouvrages de soutènement

(4 Semaines)

Définition et classification des ouvrages de soutènement; Actions des terres: poussées et butées ; Stabilité des murs de soutènement.

Chapitre 3. Fondations superficielles

(4 Semaines)

Définition et classification des fondations; Théorie et calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

Chapitre 4. Stabilité des pentes

(4 Semaines)

Introduction et notions générales sur les méthodes de calcul de stabilité des pentes (Notions de coefficient de sécurité).

Mode d'évaluation:

Contrôle continu : 40%; Examen : 60%.

Références bibliographiques

1. J. Costet ; G. Sanglerat, "Cours pratique de Mécanique des sols", Tome 2, Dunod, 1981.
2. G. Sanglerat; B. Cambou, G. Olivari, "Problèmes pratiques de Mécanique des sols, Tome 2, Dunod, 1983.
3. G. Phillipponat, B. Hubert "Fondations et ouvrages en terre", Edition Eyrolles, 1997
4. F. Schlosser, "Elément de Mécanique des sols", 2e Ed., Presses des Ponts, 1997
5. F. Schlosser, "Exercices de Mécanique des sols", 2e Ed., Presses des Ponts, 1989
7. Schlosser F., 1988, "Éléments de mécanique des sols", Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.