RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE LARBI TEBESSI DE TÉBESSA

FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

DOMAINE DE FORMATION : SCIENCES ET TECHNOLOGIES (ST)

Fondations et ouvrages en terre

Matière : Fondations et ouvrages en terre

Spécialité : Travaux Publics

Niveau : 3eme Année

Réaliser par : Dr. BOUFARH Rafik

Année universitaire : 2021/2022.

AVANT-PROPOS

Lors du dimensionnement et de la vérification des ouvrages géotechniques, il est essentiel de connaître leur résistance aux déformations et à la rupture afin d'assurer la stabilité des charges qu'ils auront à supporter. Avant de concevoir les fondations et les ouvrages en terre, il convient de définir les propriétés physiques et mécaniques des sols pour que les charges qui y seront appliquées ne provoquent ni instabilité ni rupture.

La conception des ouvrages géotechniques, tels que les fondations et les ouvrages en terre, repose entièrement sur ces propriétés mécaniques des sols.

Ce polycopié de cours, intitulé « Fondations et ouvrages en terre », est destiné aux étudiants de 3ème année licence et de master Travaux publics, toutes options confondues, et spécialement aux étudiants de Master voies et ouvrages d'art.

Ce document n'est pas exempt d'imperfections, et toutes remarques constructives concernant ce texte seront les bienvenues. Il peut parfois être incomplet ; cependant, il existe à la bibliothèque de l'université un grand nombre d'ouvrages qui complèteront utilement ce polycopié. Certains dessins et tableaux ont été repris d'ouvrages de référence en mécanique des sols et des roches, dont vous trouverez les références bibliographiques en fin de polycopié.

Les informations contenues dans ce cours ont été sélectionnées et organisées de la meilleure façon possible afin d'être à la fois exhaustives et assimilables par l'ensemble des étudiants. Une attention particulière a été portée à la forme de ce cours en respectant le canevas officiel de notre tutelle, préconisé par le référentiel du CPND-ST, ce qui permet d'en faciliter la compréhension et l'appropriation par les étudiants.

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS i

Chapitre 1. Plasticité et résistance au cisaillement des sols 1

1. Introduction 1
2. Notion de cercle de Mohr des contraintes 1
3. Critère de rupture de Mohr-Coulomb 2
4. Les méthodes de détermination des paramètres de résistance au cisaillement 4
4.1. Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande 7
4.2. Essai triaxial 8

Chapitre 2. Poussées et butées des terres. 11

1. Introduction 11
2. Notions de poussée et butée 11
3. Calcul des pressions latérales 12
3.1. Pression Latérale Au Repos : 12
3.2. Les théories de calcul des pressions des terres 15

Chapitre 3. Stabilité des pentes et talus 31

4. Introduction 31
5. Définitions et Généralités 31
6. Classification des glissements de terrain 31
6.1. Classification cinématique 31
6.2. Classification par la géométrie 32
6.3. Classification par le type d'aménagement -pente artificielle- : 34
7. Principe de l'analyse de stabilité 35
7.1. Principe de l'équilibre limite 35
7.2. Hypothèses de la théorie de l'équilibre limite : 35
7.3. Notion de facteur de sécurité : 35
7.4. Paramètres qui influent le facteur de sécurité et qui causent l'instabilité du talus 36
7.5. Méthode de calcul du facteur de sécurité : 37
8. Calcul du coefficient de sécurité « F_s » 38
8.1. Hypothèses générales pour le calcul de « F_s » 38
8.2. Cas d'un glissement plan de longueur infinie 39
8.3. Cas de glissement de pente de longueur finie 41
8.4. Cas d'un glissement par rotation 42
9. Utilisation des abaques pour la stabilité des talus 46
9.1. Les abaques de Taylor 46

9.2. L'abaque de Jambu 49
9.3. L'abaque de Morgenstern 52
9.4. L'abaque de Spencer 54
Chapitre 4. Fondations superficielles et profondes 57
1. Définition et classification des fondations 57
2. Fondation superficielle 57
2.1. Types de fondations superficielles : 57
2.2. Comportement des fondations superficielles : 58
2.2.1. Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle 58
2.2.2. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle 59
2.3. Théorie de la capacité portante 60
2.4. Calcul de la capacité portante 63
2.4.1. Calcul à court terme et à long terme 64
2.4.2. Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers 64
2.5. Calcul de la capacité portante admissible 67
2.6. Calcul de la charge ultime portée par la semelle 67
2.7. Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai oedométrique 67
3. Calcul des fondations profondes 67
3.1. Classification des pieux 68
3.1.1. Classification suivant le mode d'exécution 68
3.1.2. Classification suivant le mode de fonctionnement 72
3.2. Calcul de la contrainte admissible (charge) 73
Chapitre 5. Ouvrages de soutènement 77
1. Introduction 77
2. Définitions et généralités 77
3. Les différents types de soutènement 78
3.1. Les murs poids 78
3.2. Les murs en béton armé ou cantilever 80
3.3. Les palplanches 81
3.4. Les parois moulées 82
3.5. Les ouvrages en terre armée 82
4. Vérification de la stabilité des murs de soutènement 84
4.1. Prédimensionnement des murs de soutènement 84
4.2. Les Différences forces agissant sur un ouvrage de soutènement 85
4.3. Mode de rupture des murs de soutènement et calcul de la stabilité 86
4.4. Stabilité au renversement 86
4.5. Stabilité au glissement le long de la base 89

4.6. Stabilité du sol de fondation 90
5. Vérification de la stabilité des rideaux de palplanches 92
5.1. Méthode de calcul des rideaux palplanche 95
5.2. Méthode du rideau encastré (sans ancrage) 96
5.3. Méthode du rideau ancré et simplement buté en pied 98
5.4. Méthode du rideau ancré et encastré à la base 99
Références Bibliographique 102

Chapitre 1. Plasticité et résistance au cisaillement des sols

1. Introduction

La résistance au cisaillement d'une masse de sol est la résistance interne que le sol peut offrir pour résister à la rupture et au glissement le long de n'importe quel plan à l'intérieur de la masse du sol. Les ingénieurs doivent comprendre la nature de la résistance au cisaillement afin d'analyser les problèmes de stabilité des sols tels que la capacité portante, la stabilité des talus et la pression latérale des terres.

2. Notion de cercle de Mohr des contraintes

Le cercle de Mohr est une représentation en deux dimensions des états de contrainte en un point P du matériau. Cette représentation graphique (cercles ou diagramme de Mohr) a été proposée en 1882 par Christian Otto Mohr.

Notez que pour des efforts non-uniaxiaux on compte plusieurs cercles sur le diagramme

Mohr a émis l'hypothèse que la contrainte de cisaillement à la rupture sur le plan de rupture est fonction unique de la contrainte normale sur ce plan

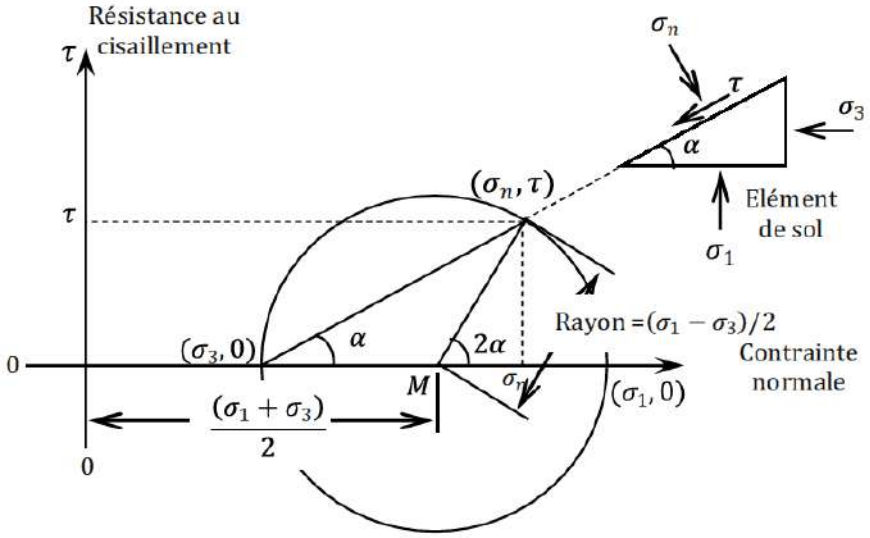


Figure 1.1 Représentation de Mohr, contraintes sur un élément de sol.

Pour étudier l'état de contraintes en un point, on utilise généralement une représentation graphique du vecteur contrainte $\vec{f}$.

$\vec{f}$ dans un système d'axes (σ,τ). Les points représentant les contraintes principales (τ= 0) sont donc sur l'axe $O\sigma$. On démontre que lorsque le plan de la facette tourne autour d'une direction principale, l'extrémité du vecteur contrainte décrit dans le plan (σ,τ) un cercle, appelé cercle de **Mohr** (**Figure 1.1**).

On peut écrire σ_n et τ comme suit

$$\tau = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \sin 2\alpha \qquad 1\text{-}1$$

Et

$$\sigma_n = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \cos 2\alpha \qquad 1\text{-}2$$

3. Critère de rupture de Mohr-Coulomb

Mohr (1900) a présenté une théorie de la rupture des matériaux. Cette théorie a soutenu que la rupture d'un matériau a lieu à cause d'une combinaison critique de contrainte normale et de cisaillement et non à partir de la contrainte maximale normale ou de cisaillement seulement (**Figure 1.2**a).

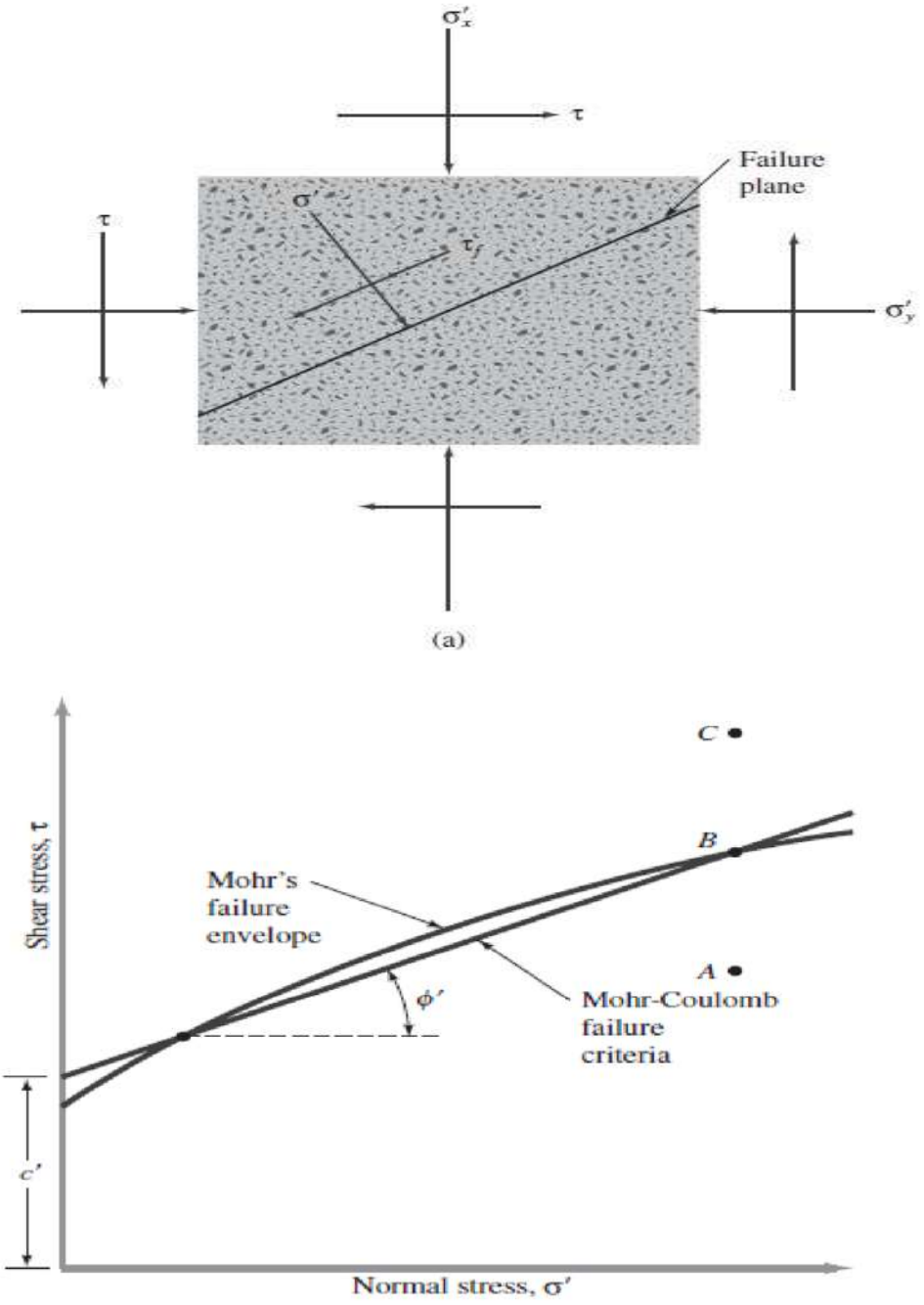


Figure 1.2 Enveloppe de rupture de Mohr et critère de rupture de Mohr-Coulomb

Ainsi, la relation entre la contrainte normale et la contrainte de cisaillement sur un plan de rupture peut être exprimée sous la forme :

$$\tau_f = f(\sigma) \qquad 1\text{-}3$$

Où

τ_f

σ

L'enveloppe de rupture définie par l'équation. ($\tau f = f(\sigma)$ 1-3) est une courbe (voir **Figure 1.2**b). En (1776) Coulomb a approximé cette courbe à une fonction linéaire donnée par l'équation $\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$ 1-4.

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \qquad 1\text{-}4$$

Où

c : Cohésion

φ: Angle de frottement interne

L'équation ($\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$ 1-4) est connue sous le nom de critère de rupture de Mohr-Coulomb.

D'après l'équation ($\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$ 1-4), on peut remarquer que la force des sols granulaires réside dans l'angle de frottement, par contre, la force des sols fins réside dans la cohésion. Le tableau (1.1) donne les valeurs de l'angle de frottement interne des sols pulvérulents en fonction de la densité relative.

Tableau 1.1 Relation entre la densité relative et l'angle de de frottement interne des sols pulvérulents

État du sol	***Densité relative (Dr)***	***Angle de frottement (φ)***
Très lâche	<20	<30
Lâche	20-40	30-35
Compact	40-60	35-40
Dense	60-80	40-45
Très dense	>80	>45

Dans un sol saturé, la contrainte totale normale à un point donné est égale à la somme de la contrainte effective et la pression interstitielle,

$$\sigma = \sigma' + u \qquad 1\text{-}5$$

La contrainte effective représente la contrainte due aux poids des grains solides. Alors, l'équation ($\tau_f = c + \sigma \tan \varphi$

1-4) au terme de contrainte effective peut être réécrite comme suit :

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \varphi = c + \sigma \tan \varphi \qquad 1\text{-}6$$

Où

c : Cohésion effective

φ' : Angle de frottement interne effectif

La signification de l'enveloppe de rupture peut être expliquée comme suit : si la contrainte normale et la contrainte de cisaillement sur un plan dans une masse de sol donnent le point A de la **Figure 1.2**, la rupture par cisaillement ne se produira pas le long de ce plan. Si la contrainte normale et la contrainte de cisaillement sur un plan tracent le point B (qui situe sur la courbe de rupture), une rupture par cisaillement se produira le long de ce plan. Un état de contrainte dans un plan représenté par le point C ne peut pas exister car il est tracé au-dessus de l'enveloppe de rupture, et une rupture par cisaillement dans un sol se serait déjà produite.

La valeur de la cohésion (c) pour le sable et le limon inorganique égale à zéro. Pour les argiles normalement consolidées, c peut être approché à 0. Les argiles surconsolidées ont des valeurs de c qui sont supérieur à 0. L'angle de frottement φ' est parfois appelé angle de frottement drainé. Les valeurs typiques de φ' pour certains sols granulaires sont donnés dans le **Tableau 1.1**

Pour les argiles normalement consolidées, l'angle de frottement varie généralement de 20° à 30°. Pour les argiles surconsolidées, la valeur de φ' diminue. Pour les argiles naturelles non cimentées, sur-consolidées avec une pression de préconsolidation inférieure à environ 1000 kN/m^2, la grandeur de c est de l'ordre de 5 à 15 kN/m^2.

4. Les méthodes de détermination des paramètres de résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de nombreux facteurs, tels que la nature et l'état du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués.

On distingue deux grands types de comportement du sol

- ✓ **Le comportement drainé ;**
- ✓ **Le comportement non drain.**

Selon l'état de consolidation et de drainage, deux comportements extrêmes de sol sont envisagés, comportement à long terme et comportement à court terme, et on distingue trois essais :

- ✓ *Essai de cisaillement consolidé drainé (CD)*

L'essai consolidé drainé (CD) permet de déterminer les caractéristiques intrinsèques du squelette du sol ; il correspond au comportement du sol à long terme

On commence par consolider l'échantillon de sol sous une contrainte isotrope σ_0;c'est-à-dire qu'ayant appliqué cet état de contrainte, on le maintien, l'orifice de drainage ouvert, jusqu'à ce que la pression interstitielle se soit annulée ($u=0$).Puis laissant la contrainte normale constante durant tout l'essai, on augmente très lentement la contrainte tangentielle σ_1

La courbe intrinsèque obtenue (**Figure 1.3**) à partir des résultats de plusieurs essais est toujours approximativement une droite dont les caractéristiques sont les suivantes :

φ': Appelé angle de frottement effectif est l'angle que fait la droite intrinsèque avec l'axe des contraintes normales.

c': Appelée cohésion drainée, est la valeur de l'ordonnée à l'origine de la droite intrinsèque.

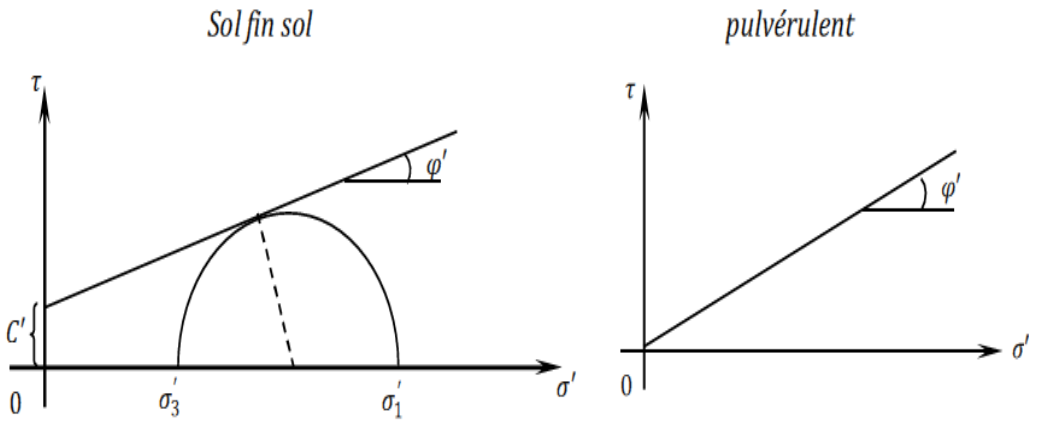


Figure 1.3 Résultats d'essai de cisaillement consolidé drainé.

L'équation de Mohr Coulomb devient :

$$\tau = c' + \sigma' tan\varphi' \qquad 1\text{-}7$$

Essai non consolidé non drainé (UU) correspond au comportement à court terme du sol en place. L'échantillon de sol « intact », c'est-à-dire non remanié, est soumis à l'état de contrainte isotrope σ_0, l'orifice de drainage est fermé. Puis, toujours avec les orifices de drainage fermés, on augmente jusqu'à la rupture la contrainte tangentielle σ_1.

Les différents cercles de Mohr à la rupture, en contraintes totales, sont simplement translatés parallèlement à l'axe des contraintes normales, **Figure 1.4**.

L'enveloppe de ces cercles est une droite parallèle à l'axe des contrainte σ dont l'ordonnée à l'origine est appelée cohésion non drainée et notée c_u, l'équation devient : $\tau = c_u$

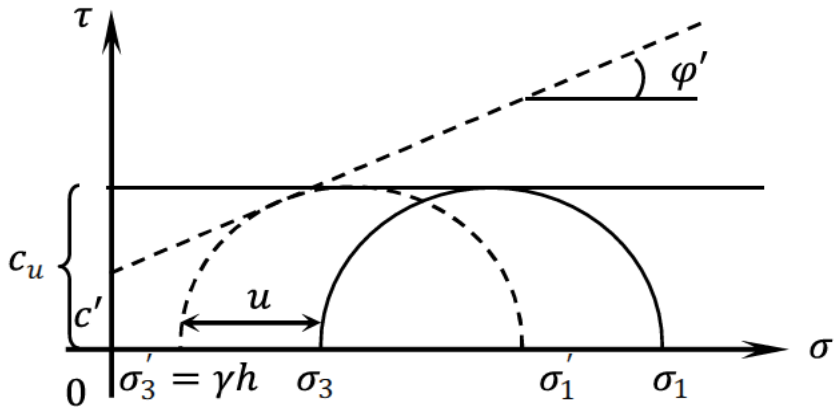


Figure 1.4 Résultats d'essai de cisaillement non consolidé non drainé UU.

✓ *Essai de cisaillement consolidé non drainé (CU)*

Chaque éprouvette de sol est consolidée avant l'expérience, sous la même contrainte normale que celle qu'elle subira pendant l'essai. La contrainte de cisaillement est suffisamment rapide pour que le drainage n'ait pas le temps de s'effectuer, donc pour que la pression interstitielle *u* de l'eau ne puisse pas se dissiper en cours d'essai.

L'essai consolidé non drainé c_u, **Figure 1.5**, à deux buts :

- ✓ *Déterminer la variation de la cohésion non drainée c_u en fonction de la contrainte de pré consolidation*
- ✓ *Déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme (c et φ') en mesurant la pression interstitielle au moment de la rupture.*
- ✓ *Dans le premier cas, l'essai peut être réalisé à l'appareil triaxial ou à la boîte de cisaillement. Dans le deuxième cas, l'essai est obligatoirement réalisé à l'appareil triaxial***.**

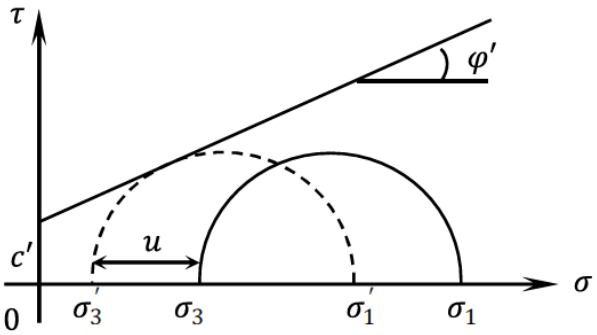


Figure 1.5 Résultats d'essai de cisaillement consolidé non drainé CU.

La contrainte de cisaillement à la rupture est donnée par l'équation :

$$\tau = c_{cu} + \sigma tan\varphi_{cu} = c_{cu} + (\sigma' + u)tan\varphi_{cu} \qquad 1\text{-}8$$

Les paramètres de résistance au cisaillement *c* et *φ* des sols peuvent être déterminés par l'une des méthodes suivantes :

❖ *Méthodes de laboratoire :*

Les principaux essais de laboratoire sont :

a) Essai de cisaillement direct.

b) Essai triaxial.

c) Essai de compression simple.

- *Méthode sur site :*

Les essais in situ ont l'avantage d'étudier le sol intact. Pour les argiles molles on peut effectuer des essais au scissomètre où le pénétromètre à cône hollandais. Pour les matériaux granulaires, on peut effectuer des essais de pénétration standard.

On ne s'intéressera dans ce chapitre qu'aux essais de laboratoire, essai de cisaillement rectiligne ou boîte de Casagrande, essai de compression triaxial.

4.1. Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

L'échantillon est placé entre deux demi-boîtes, une supérieure qui peut coulisser horizontalement sur une inférieure, Figure 1.6. Le sol est placé entre deux pierres poreuses qui permettent le drainage de celui-ci. On peut remplacer les pierres poreuses par des plaques pleines et le sol ne peut plus se drainer, du moins théoriquement. L'appareil comporte un dispositif de chargement qui permet d'appliquer une charge verticale N par l'intermédiaire d'un piston.

L'essai consiste à tirer horizontalement sur la demi-boîte supérieure De façon à cisailler le sol selon de plan π. On mesure l'effort horizontal T en fonction de Δl.

L'essai se fait à vitesse contrôlée V Soit :

S : La section de l'échantillon selon le plan π,

$\sigma = \frac{N}{S}$: La contrainte normale appliquée à l'échantillon,

$\tau = \frac{T}{S}$: La résistance au cisaillement mesurée à la rupture.

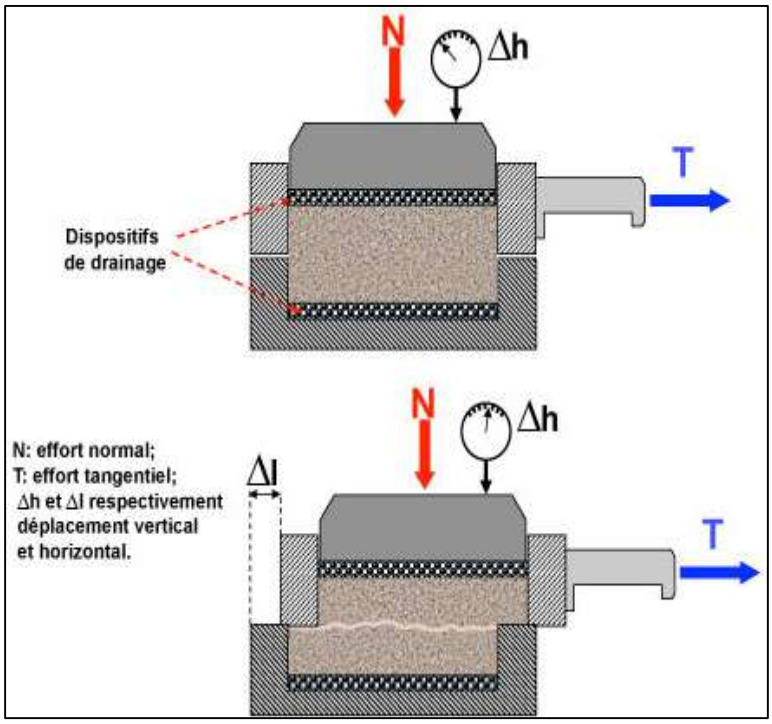


Figure 1.6 Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

Si on répète l'essai sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes σ_1, σ_2, σ_3…etc. et on trace les courbes de variation des contraintes tangentielles en fonction des déformations horizontales, Figure 1.7.a. Sur ce graphe, les trois séries de courbe (1, 2 et 3) sont fonction de la contrainte normale imposée (σ_1, σ_2, σ_3). Ensuite, déterminer sur la courbe (τ ;$\varepsilon_l = \frac{\Delta l}{l}$) le point qui correspond à la rupture, en fonction du critère choisi, soit le pic τ_{pic}, ou bien la résistance résiduelle $\tau_{rés}$. Ceci permet d'obtenir pour chaque couple de valeurs (τ, σ_n) un point dans le plan de Mohr. Pour déterminer une courbe intrinsèque, il est nécessaire réaliser l'essai avec plusieurs valeurs de *N,* ce qui donne les points dans le plan de Mohr, Figure 1.7b.

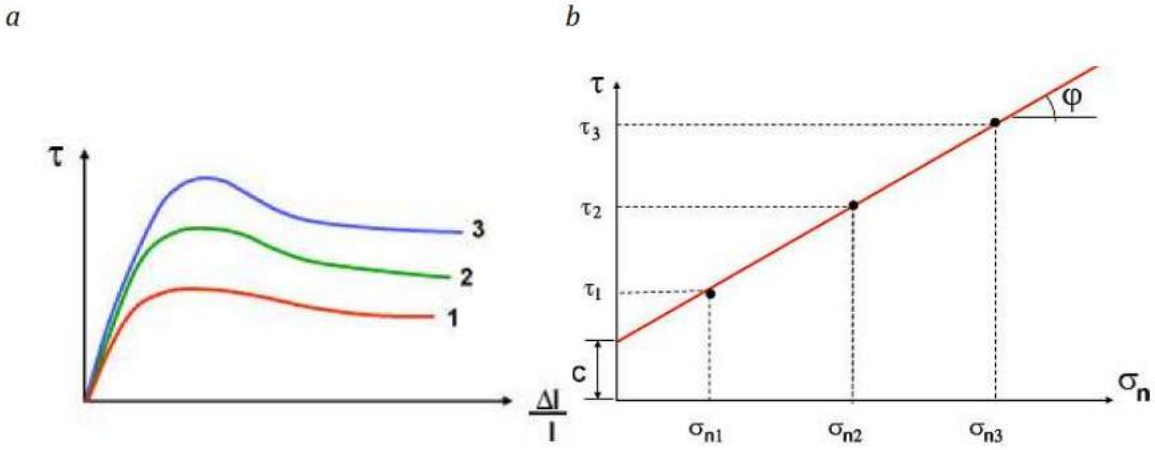


Figure 1.7 Résultats d'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, a) τ=f(Δl/l), b) cisaillement direct dans le plan de Mohr.

4.2. Essai triaxial

Dans cet essai, l'éprouvette de sol est placée dans une cellule dite triaxiale. L'éprouvette cylindrique d'un élancement *h/d* au moins égal à 2, où *h* désignant la hauteur et *d* le diamètre, Figure 1.8.

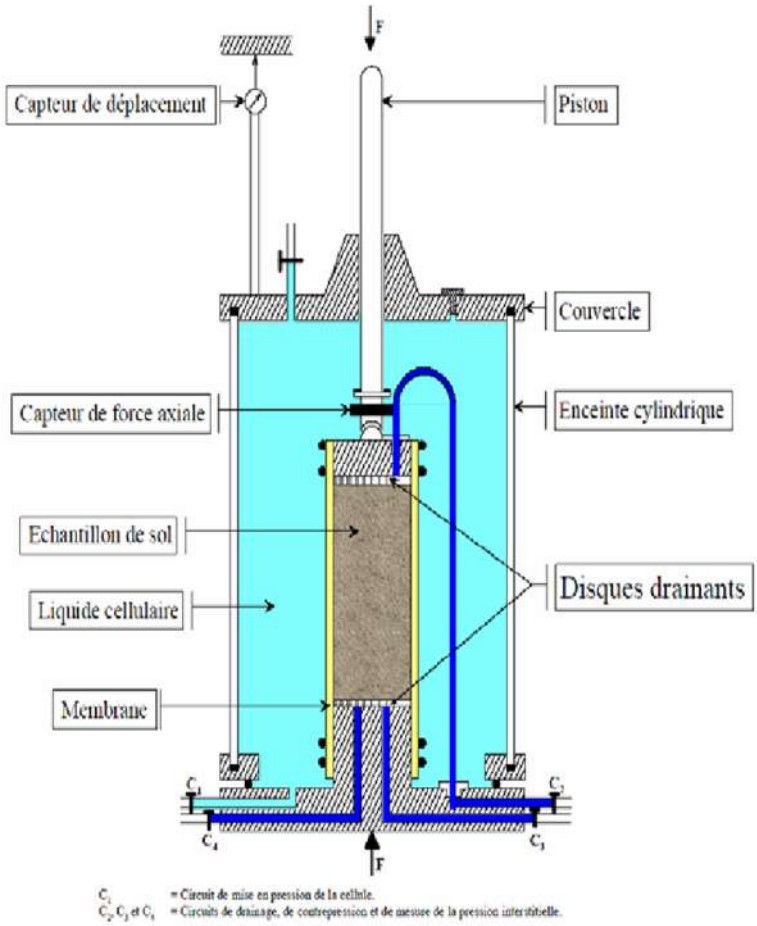


Figure 1.8 Principe d'essai triaxial (la cellule triaxial).

Des plaques drainantes reliées à l'extérieur à des dispositifs permettant soit d'assurer le drainage et de connaitre les variations de volume, soit de mesurer la pression interstitielle *u* dans l'éprouvette sont placées à la base et au sommet de l'éprouvette de sol. Les contraintes sont transmises à l'éprouvette de deux manières, d'une part une pression de confinement $\sigma_3=\sigma_r$ existant dans la cellule triaxiale générée par un dispositif de mise en pression et d'autre part, on applique un effort axial *F* qui crée un déviateur de contrainte axial ($\sigma_1=\sigma_3$) ; la contrainte $\sigma_1$est généralement mesurée par un capteur situé au sommet de l'éprouvette. De plus, on mesure la variation de hauteur de l'éprouvette Δh qui donne la déformation axiale$\varepsilon_l = \frac{\Delta l}{l}$.

Enfin, on peut imposer au sein de l'éprouvette une contrepression (*CP*) qui a pour but de réaliser une bonne saturation de celle-ci. La mesure de σ_3, l'application éventuelle de *CP*, la connaissance de ($\sigma_1=\sigma_3$) et la mesure de la pression interstitielle *u* permettent de déterminer à chaque instant l'état de contraintes totales et l'état de contraintes effectives existant dans l'éprouvette.

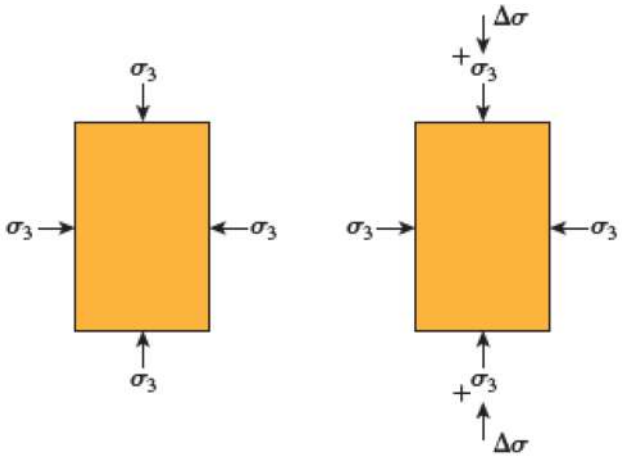


Figure 1.9 Séquence d'application de chargement dans l'essai de triaxial .

Le principe de l'essai consiste en général à appliquer tout d'abord un état de contrainte isotrope avec (σ_1-σ_3 =σ_r) (**Figure 1.9**), pondéré éventuellement de la contre pression *CP*.

A ce stade, deux possibilités sont envisageables :

- *Soit on permet le drainage de l'éprouvette et sa consolidation, ce qui entraîne une modification dans l'état de l'éprouvette se traduisant par une variation de l'indice des vides,*
- *Soit on interdit ce drainage et on mesure la pression interstitielle se développant dans l'éprouvette, dans ce cas, l'état de l'éprouvette ne se modifié pas si l'on suppose qu'elle est initialement saturée.*

Dans un second temps on va appliquer l'effort axial pour atteindre la rupture, les deux possibilités de conditions de drainage existent toujours.

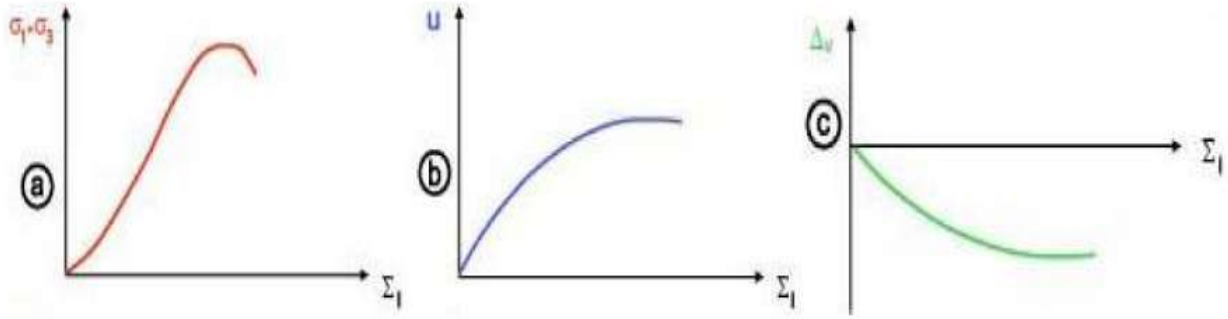


Figure 1.10 Courbes d'un essai triaxial a) (σ_1-σ_3)=f(ε_1); b)) u=f(ε_1) et la variation de volume ΔV=f(ε_1).

La Figure 1.11 montre les courbes expérimentales de principe. On définit en fonction de ces courbes, l'état de contraintes à la rupture, ce qui donne un cercle dans le plan de Mohr. La réalisation de plusieurs essais à σ_r différents permet de tracer la courbe enveloppe et de déterminer la cohésion *c* et l'angle φ. On peut tracer ces courbes enveloppes soit en contraintes totales, soit en contraintes effectives.

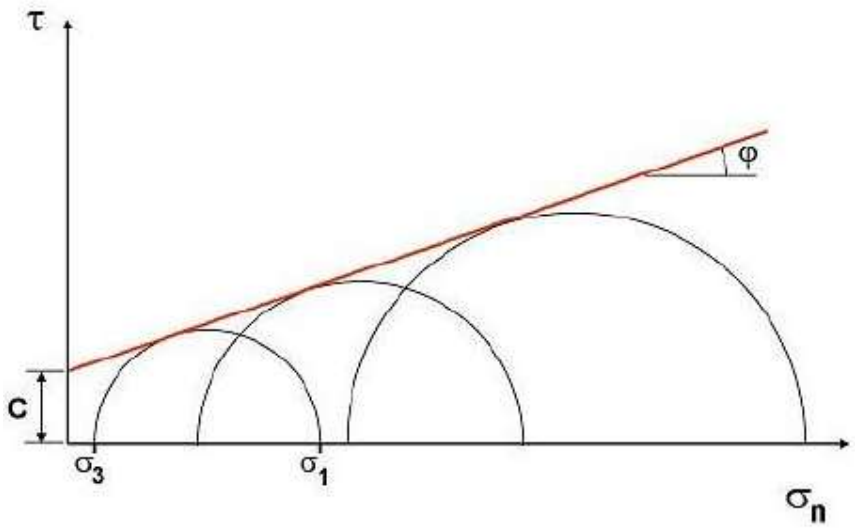


Figure 1.11 Cercles de Mohr pour un essai triaxial.

Chapitre 2. Poussées et butées des terres.

1. Introduction

Les sols exercent des pressions verticales sur les couches sous-jacentes, ce qui engendre des pressions horizontales. Or, comme le comportement du sol diffère de celui des liquides, la pression horizontale n'est pas égale à la pression verticale. Et c'est la pression horizontale qui exerce une pression sur les ouvrages de soutènements dans le cas général ; ceux-ci doivent donc être conçus de manière à résister à cette poussée.

Soit un système théorique formé par un massif de sol homogène, isotrope, limité par une surcharge horizontale et un écran vertical. Supposant que le sol soit arrivé au dernier état d'équilibre avant la rupture et donc qu'il ait épuisé toutes ses possibilités de résistance au cisaillement.

La difficulté principale est de connaître là où les surfaces le long desquelles il pouvait y'avoir rupture par cisaillement. Une certaine masse de sol derrière l'écran (laquelle ?) est arrivée à l'état d'équilibre limite ; le sol sus-jacent et l'écran opposent la réaction nécessaire à maintenir en équilibre cette masse de sol.

Nous verrons donc les différentes approches servant à évaluer la pression horizontale ou poussée des terres (poussée (active) et butée (passive)).

2. Notions de poussée et butée

La pression latérale de terre est la force exercée par la masse de sol sur une structure retenue la terre, telle qu'un mur de soutènement. Il existe deux types distincts de la pression latérale de terre ; la nature de chacun doit être clairement comprise.

Considérons d'abord un mur de soutènement qui retient une masse de terre. Le sol exerce une pression sur le mur en raison de sa tendance à glisser latéralement et à rechercher sa pente naturelle ou son angle de repos, ce qui permet au mur de s'éloigner légèrement de la masse de sol remblayée. Ce type de pression est connu sous le nom de pression de terre « active » du sol. Le sol, en tant qu'élément d'actionnement, est considéré comme actif et porte donc le nom de pression de la terre active (*poussée*).

Les études expérimentales montrent que cette pression active est fonction de la **densité**, de **l'angle de frottement interne**, de la **cohésion**, du coefficient de **frottement** du massif de sol sur le mur, de la **rigidité** de l'ouvrage de soutènement et du mode de son déplacement possible, de la forme de la surface libre du massif et de l'inclinaison de l'écran sur la verticale pour que la pression des terres sur le soutènement coïncide avec le niveau de la poussée, il est nécessaire qu'un certain déplacement puisse se produire.

Le Tableau 2.1 donne les déplacements nécessaires pour le développement de la poussée dans les sables et les argiles.

Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare du reste par une faible bande dite ligne de glissement, le long de laquelle la rupture s'est produite par cisaillement.

Tableau 2.1 Déplacement du mur nécessaire pour une poussée.

Type de sol	***Déplacement du mur***
Sables	(0.001) H à (0.004) H
Argiles	(0.01) H à (0.04) H

Ensuite, imaginons que le mur de soutènement se déplace d'une manière ou d'une autre vers le sol. Dans un ce cas, Le soutènement exerce un effort sur le massif et le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée.

Des déplacements importants de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur selon la nature et la compacité des sols sont indispensables pour mobiliser la résistance maximale, bien supérieur à celui qui conduit à la poussée minimale.

Le Tableau 2.2 donne les déplacements nécessaires pour produire une butée. La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La ligne de rupture par cisaillement délimite une zone de massif en mouvement beaucoup plus importante que la poussée.

La poussée et la butée correspondent à deux états extrêmes d'équilibre de rupture du massif d'un sol.

Tableau 2.2 Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive.

Type de sol	***Déplacement du mur***
Sable dense	(0.005) H
Sable meuble	(0.01) H
Argile tendre	(0.01) H
Argile molle	(0.05) H

3. Calcul des pressions latérales

3.1. Pression Latérale Au Repos :

Soit un mur de soutènement de hauteur H, supportant un sol de poids volumique γ et une charge répartie uniforme sur toute la surface superficielle du sol, **(Figure 2.1**). La résistance au cisaillement du sol est donnée par l'équation de Mohr-Coulomb :

$$\tau_r = c + \sigma'.tan\,\varphi \qquad 2\text{-}1$$

φ : Angle de frottement interne, c : cohésion.

σ' : Contrainte effective.

A toute profondeur (z) dans le sol, la contrainte verticale est :

$$\sigma_v = q + \gamma.\,Z \qquad 2\text{-}2$$

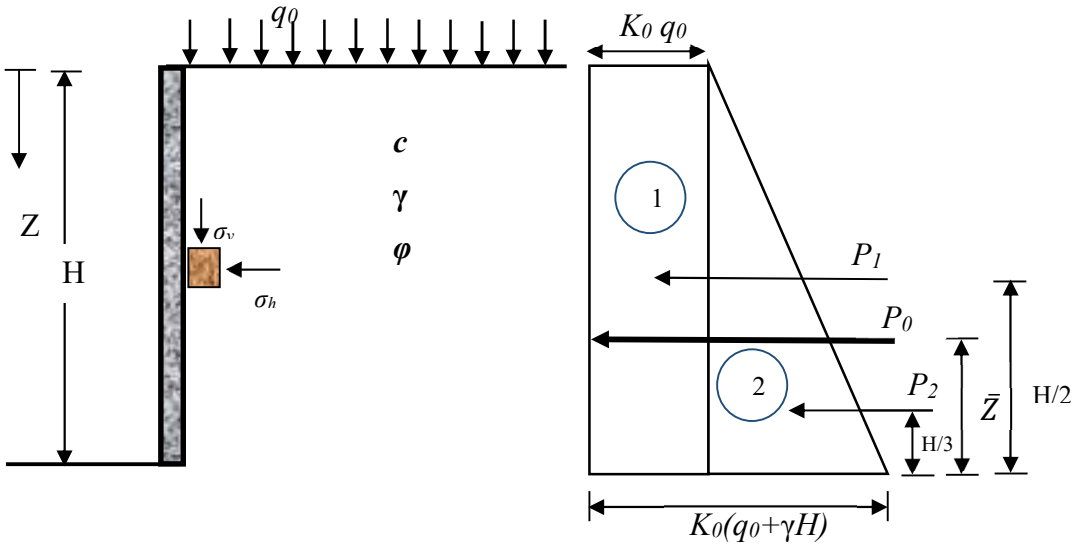


Figure 2.1 Mur de soutènement supportant un remblai et une charge uniforme (q/m2).

Si le mur est fixe et ne subit aucun déplacement la pression latérale à une profondeur (z) est définit par :

$$\sigma_h = k_0 . \sigma_v + u \qquad 2\text{-}3$$

Avec u : pression hydrostatique.

k_0 : coefficient des poussées des terres au repos.

Pour les sols sableux ce coefficient des poussées des terres est fonction du type de sol dont la valeur est donnée par l'une des équations suivantes :

Sable meuble $k_0 = 1 - sin\varphi$ (jaky) 2-4

Sable dense $k_0 = (1 - sin\,\varphi)\left[\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmin}} - 1\right] * 5.5$ 2-5

Pour les argiles normalement consolidées (Brooker and Ireland 1965) :

$$k_0 = (0.95 - sin\ \varphi_u) \qquad 2\text{-}6$$

Le coefficient des poussées des terres peut être exprimé aussi en fonction de l'indice de plasticité (I_p) :

$k_0 = 0.4 + 0.007\ (I_p)$ *Pour : 0≤ (I_p)<40* 2-7

$k_0 = 0.64 + 0.001\ (I_p)$ *Pour : 40≤(I_p) <80* *2-8*

Pour les argiles sur consolidées :

$$k_0 = k_{0\,(normalementconsolidée)} * \sqrt{OCR} \qquad 2\text{-}9$$

Après le choix du coefficient $k_0$lavariation des poussées des terres avec la profondeur (z) peut être tracée. Un exemple de celle-ci est donné sur la figure 3.10.Il faut noter que si la charge (q_0) et la pression interstitielle (u) sont nuls alors le diagramme des pressions sera de forme triangulaire.

La force totale p_0 par unité de longueur du mur est déduite directement des surfaces des diagrammes des pressions (1) et (2) :

$$P_0 = p_1 + p_2 = q_0.k_0.H + \frac{1}{2}.\gamma.H^2.k_0 \quad 2\text{-}10$$

p_1: surface du rectangle (1)

p_2: surface du triangle (2)

Le point d'application de la force p_0 peut être obtenu en prenant le moment par rapport à un point à la base du mur :

$$\bar{z} = \frac{p_1.\left(\frac{H}{2}\right)+p_2.\left(\frac{H}{3}\right)}{p_0} \quad 2\text{-}11$$

Si une nappe phréatique existe à une profondeur (z) inférieure à la hauteur H**,** le diagramme des pressions au repos de la **Figure 2.1** sera modifié alors et la distribution des poussées sera de la forme donnée par la **Figure 2.2**.

Si le poids volumique du sol submergé sous le niveau de la nappe phréatique est γ'**,** les contraintes seront alors :

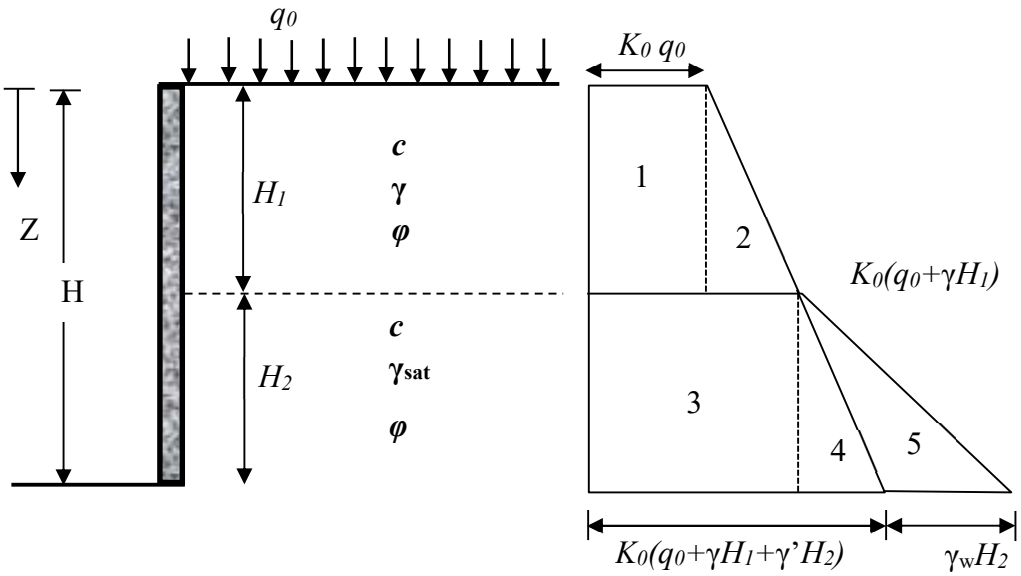


Figure 2.2 Mur de soutènement supportant un remblai avec une charge uniforme q et la présence d'une nappe phréatique.

Pour $z=0$ on a $\sigma_h = k_0.\sigma_v = k_0.q$

Pour $z=H_1$ on a $\sigma_h = k_0.\sigma_v = k_0.(q+\gamma.H_1)$

Pour $z=H_2$ on a $\sigma_h = k_0.\sigma_v = k_0.(q+\gamma.H_1+\gamma'.H_2)$

Avec : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

σ'_h et σ'_v Sont des contraintes effectives horizontales et verticales. Pour déterminer la pression totale sur le mur, il est nécessaire de calculer la pression hydrostatique :

Pour : $0 \leq z < H_1$ $u=0$

Pour : $H_1 \leq z < H_2$ $u = H_2.\gamma_w$

La poussée latérale par unité de longueur du mur est la somme des diagrammes : 1, 2, 3,4 :

$$P_0 = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \quad 2\text{-}12$$

A : étant la surface du diagramme des poussées **Figure 2.2**, d'où :

$$P_0 = q_0 . K_0 . H_1 + \frac{1}{2} . \gamma . H_1^2 . K_0 + K_0 . (q + \gamma . H_1) . H_2 + \frac{1}{2} . K_0 . \gamma' . H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 \quad 2\text{-}13$$

3.2. Les théories de calcul des pressions des terres

Le problème de la détermination de la pression latérale des terres exercée sur les murs de soutènement est l'un des plus anciens secteurs de l'ingénierie. Un ingénieur militaire français, Vauban, a défini certaines règles pour la conception de revêtements en 1687. Depuis lors, plusieurs chercheurs ont proposé de nombreuses théories sur la pression des terres après de nombreux travaux expérimentaux et théoriques. Parmi toutes ces théories, celles données par Coulomb et Rankine ont résisté à l'épreuve du temps et sont généralement appelées les « théories classiques de la pression des terres ». Ces théories sont considérées comme fiables en dépit de certaines limitations et sont considérées comme fondamentales pour le problème. Ces théories ont été développées à l'origine pour s'appliquer au remblayage de sol sans cohésion, car cette situation est considérée comme étant plus fréquente dans la pratique et le concepteur sera prudent s'il néglige la cohésion. Les chercheurs ont ensuite apporté les modifications nécessaires pour tenir compte de la cohésion, de la surcharge, de la submersion, etc. Certains ont mis au point des procédures graphiques pour évaluer la poussée totale sur le soutènement. Bien que Coulomb ait présenté sa théorie près de cent ans plus tôt à la théorie de Rankine, celle-ci sera présentée d'abord en raison de sa relative simplicité.

Les théories de calcul des pressions des terres font l'hypothèse générale que le sol est à la l'état de la rupture. En ce sens, les pressions des terres obtenues en utilisant ces théories sont similaires au concept de la capacité portante ultime en ingénierie des fondations ; ils représentent des forces à la rupture plutôt que des contraintes à la charge de limite.

- Méthode de Coulomb (1776) :

Le calcul des poussées des terres dans la section précédente concerne les murs qui ne subissent aucun déplacement. Cependant, lorsque la tête du mur a tendance à se déplacer loin du sol d'une quantité Δx alors la poussée sur ce mur à toute profondeur z diminue graduellement.

Coulomb, en 1776, fut le premier à travailler sur les pressions des terres. Charles Augustin Coulomb était un physicien français qui avait travaillé sur ce sujet juste avant la Révolution française à la fin des années 1700, bien qu'il soit plus connu pour ses travaux sur l'électromagnétisme. En 1776, pour développer sa théorie de la pression des terres, Coulomb a formulé les hypothèses suivantes (**Figure 2.3**) :

1. Le problème est un problème de déformation plane

2. sol semi-infini, homogène, isotrope, ayant un angle de frottement interne (φ) et une cohésion (c)

3. Pas d'une nappe phréatique

4. Le coin de rupture est un corps rigide

5. La surface de rupture et la surface du sol sont planes

6. Le coefficient de frottement entre le mur et le coin du sol est *tanδ*

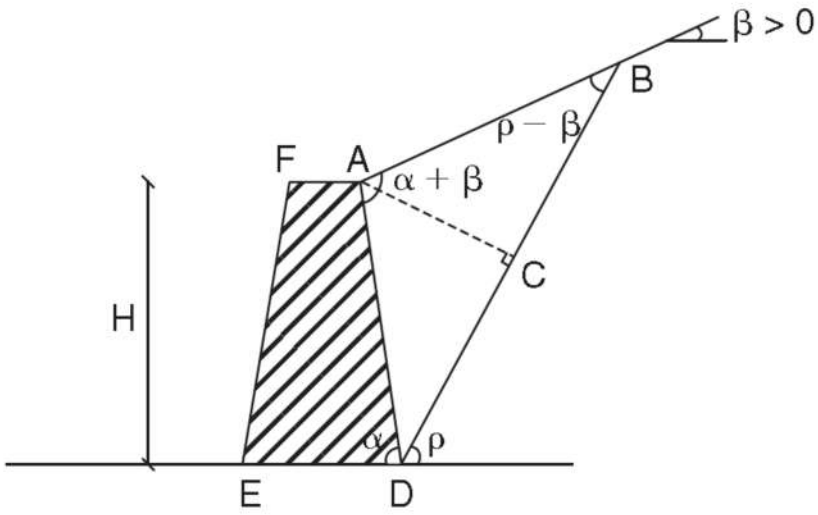


Figure 2.3 Géométrie générale du coin de sol de Coulomb.

Soit l'ouvrage de soutènement de la Figure 2.3**,** dans la condition active, le mur se déplace loin du sol. Coulomb suppose dans ce cas que la surface de rupture dans la masse de sol est plane (BD).

Ainsi, pour déterminer la force active, l'équilibre de la masse de sol ABD doit être étudié. Nous allons d'abord calculer le poids du sol W par unité de longueur de l'ouvrage de soutènement. La surface A du triangle ABD est :

$$A = \frac{1}{2} BD \times AC = \frac{1}{2} AD \left(\frac{\sin(\alpha+\beta)}{sin\,(\rho-\beta)}\right) \times AD \sin(180 - \alpha - \rho) \qquad 2\text{-}14$$

Parce que$AD = \frac{H}{\sin(\alpha)}$

$$\text{AlorsA} = \frac{H^2}{2\sin^2\alpha} \sin(\alpha + \rho) \left(\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin(\rho-\beta)}\right) \qquad 2\text{-}15$$

Et

$$\text{w} = \frac{\gamma H^2}{2\sin^2\alpha} \sin(\alpha + \rho) \left(\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin(\rho-\beta)}\right)$$

Dans le cas de la pression de terre active (**Figure 2.4**), les forces extérieures agissant sur le coin sont le poids W, la force active P_a du côté du mur AD, et la force résultante R du côté du sol BD.

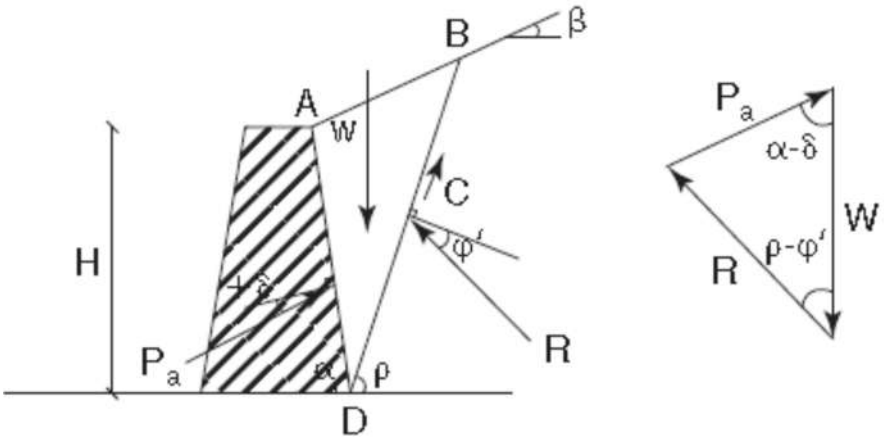


Figure 2.4 Corps libre du coin de sol actif.

La force P_a est inclinée d'un angle δ avec la normale à l'interface mur-sol. Si le mur ne se déplace pas de manière excessive, le coin du sol s'effondre par rapport à la paroi et le frottement de la paroi agit vers le haut sur le coin (valeur δ positive pour le cas actif). La résultante R est inclinée d'un angle φ' avec la normale au plan de la rupture sol-sol à l'arrière du coin. Du fait que le coin descend par rapport à la masse de sol derrière le plan de rupture, la force agit par friction vers le haut sur le coin. Nous allons négliger la force de la cohésion en ce moment. Ensuite, le polygone des forces peut être tracé (Figure 2.4) et la loi des sinus donne :

$$\frac{P_a}{\sin(\rho - \varphi\,)} = \frac{W}{\sin(180 - \rho + \varphi' - \alpha + \delta)}$$

Et

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2\sin^2\alpha}\sin(\alpha+\rho)\left(\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin(\rho-\beta)}\right)\times\frac{\sin(\rho-\varphi\,)}{\sin(180-\rho+\varphi'-\alpha+\delta)} \quad \text{2-16}$$

L'équation Et $P_a = \frac{\gamma H^2}{2\sin^2\alpha}\sin(\alpha+\rho)\left(\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin(\rho-\beta)}\right)\times\frac{\sin(\rho-\varphi')}{\sin(180-\rho+\varphi'-\alpha+\delta)}$ 2-16 montre que P_a est fonction d'un certain nombre de facteurs, y compris l'angle ρ qui est une variable inconnue.

La force de pression de la terre active correspondra à la valeur de ρ qui conduit à la valeur la plus basse de P_a, car ce sera la première valeur atteinte lorsque le mur sera retiré du sol. Par conséquent, la valeur ρ correspondant à la force active est celle qui minimise P_a. Pour cela, nous définissons :

$$\frac{\partial P_a}{\partial \rho} = 0 \quad \text{2-17}$$

Le résultat final pour *Pa* est :

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin^2(\alpha+\varphi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi'+\delta)\sin(\varphi'-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad 2\text{-}18$$

Avec H la hauteur du mur et K_a le coefficient des poussées des terres actives de coulomb donné par l'équation :

$$K_a = \frac{sin^2(\alpha+\varphi\prime)}{sin^2\,\alpha\, sin(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{sin(\varphi+\delta)\,sin(\varphi-\beta)}{sin(\alpha-\delta)\,sin(\alpha+\beta)}}\right]^2} \quad 2\text{-}19$$

Les valeurs de δpour la conception des murs de soutènement sont prises dans l'intervalle : $\frac{\varphi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\varphi$

Les Tableau 2.3 et **Tableau 2.4** donnent les différentes valeurs de K_a en fonction de l'inclinaison de la surface superficielle du remblai β et α l'inclinaison du parement arrière du mur pour un frottement sol-mur $\delta = \frac{2}{3}\varphi$

Tableau 2.3 Valeurs de K_a pour α=90° et β =0° (Equation $K\alpha = \frac{sin^2(\alpha+\varphi\prime)}{sin^2\,\alpha\, sin(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{sin(\varphi+\delta)\,sin(\varphi-\beta)}{sin(\alpha-\delta)\,sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$ 2-19).

φ°	δ°					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2098	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

Notez que la direction de la force P_a n'est pas horizontale, mais agit plutôt à un angle de 90 - α + δ avec l'horizontale. La composante horizontale P_{ah} est :

$$P_{ah} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \cos(90 - \alpha + \delta) = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \sin(\alpha - \delta) = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2$$

Par conséquent, le coefficient des poussées des terres actives K_{ah} donnant la composante horizontale P_{ah} est :

$$K_{ah} = \frac{sin^2(\alpha+\varphi\prime)}{sin^2\,\alpha\left[1+\sqrt{\frac{sin(\varphi'+\delta)\,sin(\varphi'-\beta)}{sin(\alpha-\delta)\,sin(\alpha+\beta)}}\right]^2} \quad 2\text{-}20$$

Dans le cas plus simple où le remblai est horizontal, le mur est vertical et il n'y a pas de frottement sol-mur (conservateur), alors β = δ = 0, α = 90° et K_a devient :

$$K_a = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \quad 2\text{-}21$$

Dans le cas de la pression des terres passives (Figure 2.5), les forces externes agissant sur le coin BD sont le poids W, la force passive P_p du côté mur AD et la force résultante R du côté du sol.

Tableau 2.4 Valeurs de Ka (Equation $K_a = \frac{sin^2(\alpha+\varphi\prime)}{sin^2\,\alpha\,sin(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{sin(\varphi+\delta)\,sin(\varphi-\beta)}{sin(\alpha-\delta)\,sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$ 2-19) (δ=2/3 φ).

β (deg)	***φ(deg)***	***α (deg)***					
		90	85	80	75	70	65
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0 4367	05017
	36	0.2349	0.2719	03137	03615	0 4170	0 4825
	38	0.2168	0.2535	0 2950	0.3428	0.3984	0.4642
	40	0.1999	0.2361	02774	0.3250	0.3806	0 4468
	42	0.1840	0.2197	0 2607	03081	0 3638	04303
5	28	0.3431	0.3845	0 4311	0.4843	0.5461	0.6191
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	32	0.2919	0.3329	0.3793	0.4324	0.4943	0.5678
	34	0.2691	0.3097	0 3558	04088	0.4707	0 5443
	36	0.2479	0.2881	0 3338	0.3866	0.4484	0.5222
	38	0.2282	0.2679	0.3132	0.3656	0.4273	0 5012
	40	0.2098	0.2489	02937	0.3458	0.4074	0.4814
	42	0 1927	0.2311	0 2753	0.3271	0.3885	04626
10	28	0.3702	0.4164	04686	05287	05992	06834
	30	0 3400	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
	32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6220
	34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	0.5942
	36	0.2633	0.3072	0 3574	0 4158	0 4849	05682
	38	0.2415	0.2846	0 3342	03921	04607	05438
	40	0.2214	0.2637	03125	0 3697	0 4379	0 5208
	42	0.2027	0.2441	0.2921	0.3487	0.4164	0.4990
15	28	0.4065	04585	0 5179	0.5869	0.6685	0.7671
	30	0.3707	0.4219	0 4804	0.5484	0.6291	0.7266
	32	0.3384	0.3887	0.4462	0.5134	0.5930	0.6895
	34	0.3091	0.3584	0.4150	0.4811	0.5599	0>i554
	36	0.2823	0.3306	0 3862	0.4514	0.5295	0.6239
	38	0.2578	0.3050	0 35%	04238	05006	0 5949
	40	0.2353	0.2813	0 3349	0 3981	0.4740	0.5672
	42	0.2146	0 2595	0.3119	0.3740	04491	0 5416
20	28	0.4602	0.5205	0 5900	0.6715	0.7690	0.8810
	30	0.4142	0 4728	0 5403	061%	0.7144	08303
	32	0.3742	0 4311	0.4968	0.5741	0.6667	0.7800
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5336	0.6241	0.7352

36	0.3071	0.3609	0.4233	0.4970	0.5857	0.6948
38	0.2787	0 3308	0 3916	0.4637	0.5587	0.6580
40	0.2529	0.3035	0.3627	0.4331	0.5185	06243
42	0.2294	0.2784	0.3.360	0 4050	0.4889	0 5931

La force P_p est inclinée d'un angle δ avec la normale à l'interface mur-sol. Lorsque le mur pousse contre le coin, le coin monte par rapport au mur et le frottement de la paroi agit vers le bas sur le coin (valeur δ positive pour le cas passif).

La résultante R est inclinée d'un angle φ' avec la normale au plan de la rupture sol-sol à l'arrière du coin.

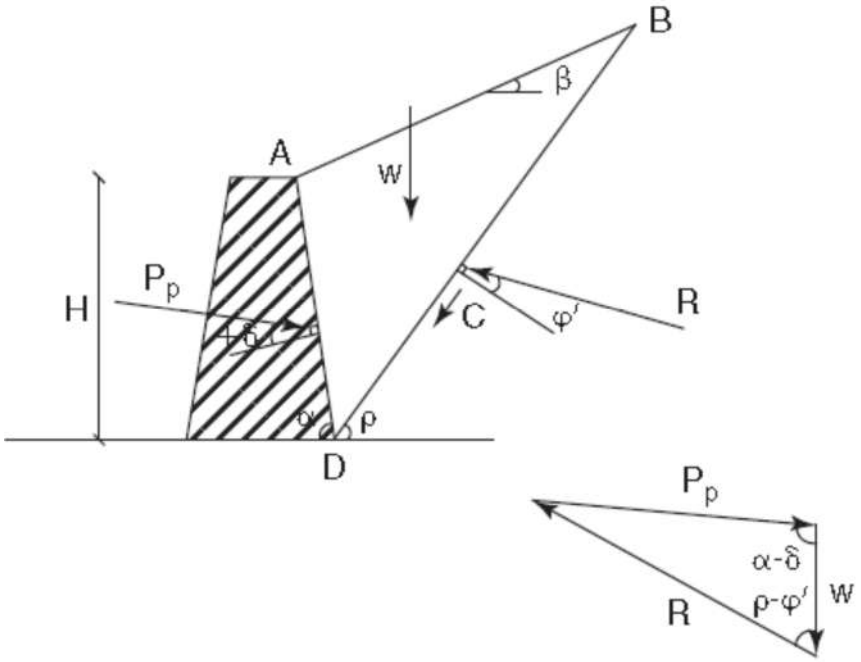


Figure 2.5 Corps libre du coin de sol passif.

Parce que le coin monte par rapport à la masse de sol derrière le plan de la rupture, la force de friction agit vers le bas sur le coin triangulaire. Nous allons négliger la force de cohésion en ce moment. Ensuite, le polygone des forces peut être tracé (Figure 2.5) et la dérivation se déroule comme pour le cas actif. En fin de compte, l'équation pour P_p est la suivante :

$$P_P = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \qquad 2\text{-}22$$

Ou K_P est le coefficient despressions des terres passives de Coulomb, donné par la formule :

$$K_P = \frac{sin^2(\alpha - \varphi')}{sin^2\,\alpha\, sin(\alpha+\delta)\left[1-\sqrt{\frac{sin(\varphi+\delta)\,sin(\varphi+\beta)}{sin(\alpha+\delta)\,sin(\alpha+\beta)}}\right]^2} \qquad 2\text{-}23$$

Notez que la direction de la force P_p n'est pas horizontale, mais agit plutôt à un angle α + δ - 90 avec l'horizontale. La composante horizontale P_{ph} est :

$$P_{Ph} = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 \cos(\alpha + \delta - 90) = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 \sin(\alpha + \delta) = \frac{1}{2} K_{Ph} \gamma H^2 \qquad 2\text{-}24$$

Par conséquent, le coefficient des poussées des terres passives K_{ph} donnant la composante horizontale P_{ph}est :

$$K_{ph} = \frac{sin^2(\alpha-\varphi\prime)}{sin^2\,\alpha\left[1-\sqrt{\frac{sin(\varphi'+\delta)\,sin(\varphi'+\beta)}{sin(\alpha+\delta)\,sin(\alpha+\beta)}}\right]^2} \qquad 2\text{-}25$$

Dans le cas plus simple où le remblai est horizontal, le mur est vertical et il n'y a pas de frottement sol-mur (conservateur), alors β = δ = 0, α = 90° et K_P devient :

$$K_P = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \qquad 2\text{-}26$$

Et le produit $K_a \times K_p$ est égal à 1.

La force P_p agit sur le mur à une distance de $\frac{H}{3}$ à partir du point de rotation 'o', cette force est inclinée d'un angle (δ) par rapport à la normale au mur. Les valeurs de k_p pour différentes valeurs de φ et δsont données par le Tableau 2.5

Tableau 2.5 Valeurs de K_p (Equation $K_{ph} = \frac{sin^2(\alpha-\varphi\prime)}{sin^2\,\alpha\left[1-\sqrt{\frac{sin(\varphi'+\delta)\,sin(\varphi'+\beta)}{sin(\alpha+\delta)\,sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$ 2-25) pour α=90° et β=0°.

φ(deg)	δ (deg)				
	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

- *Méthode de Rankine (1857) :*

En 1857, Rankine adopta une approche différente du même problème. William J. Rankine était un ingénieur civil, physicien et mathématicien écossais. 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, lorsque les frottements entre le sol et le mur sont supposé nuls *(δ=0)* ce qui est l'hypothèse de *Rankine*. Coulomb a examiné l'équilibre d'un coin rigide et raisonné en termes d'équilibre des forces, alors que Rankine a pris en compte l'équilibre des contraintes au niveau d'un élément dans la masse glissante. La théorie de Rankine est antérieure aux travaux d'Otto Mohr et du cercle de Mohr, mais il est plus facile d'expliquer la théorie de Rankine en utilisant le cercle de Mohr. La contrainte horizontale σ_h sera : Pour $\Delta x=0$ $\ldots\ldots\ldots\ldots\sigma_h = k_0\,.\gamma.z$

Pour $\Delta x>0$ $\ldots\ldots\ldots\ldots\sigma_h < k_0\,.\gamma.z$

Les cercles de Mohr correspondant aux déplacements du mur $\Delta x=0$ et $\Delta x>0$ sont représentés par les cercles (a) et (b) respectivement de la **Figure 2.6**

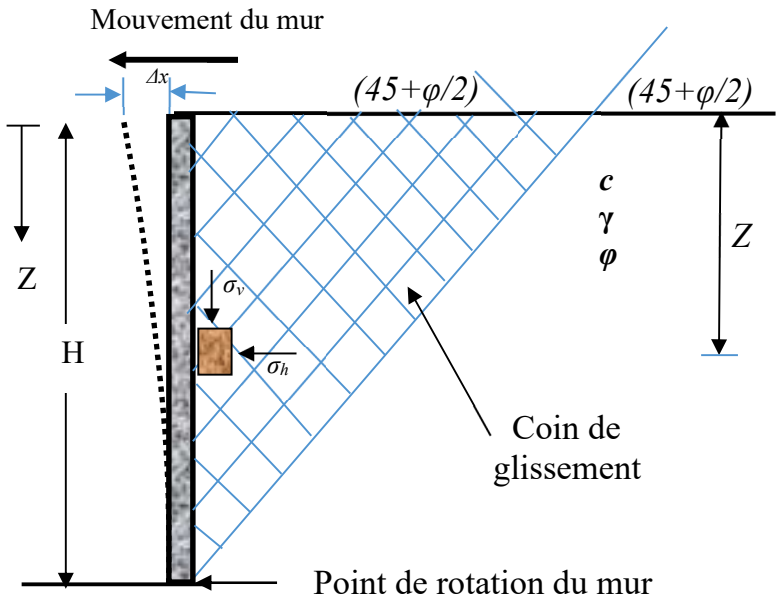


Figure 2.6 Mur de soutènement en état actif.

Si le déplacement latéral du mur Δx continue à augmenter, à un moment donné le cercle de Mohr touchera la ligne de rupture Mohr-Coulomb définie par l'équation :$\tau_r = c + \sigma.tan\,\varphi$

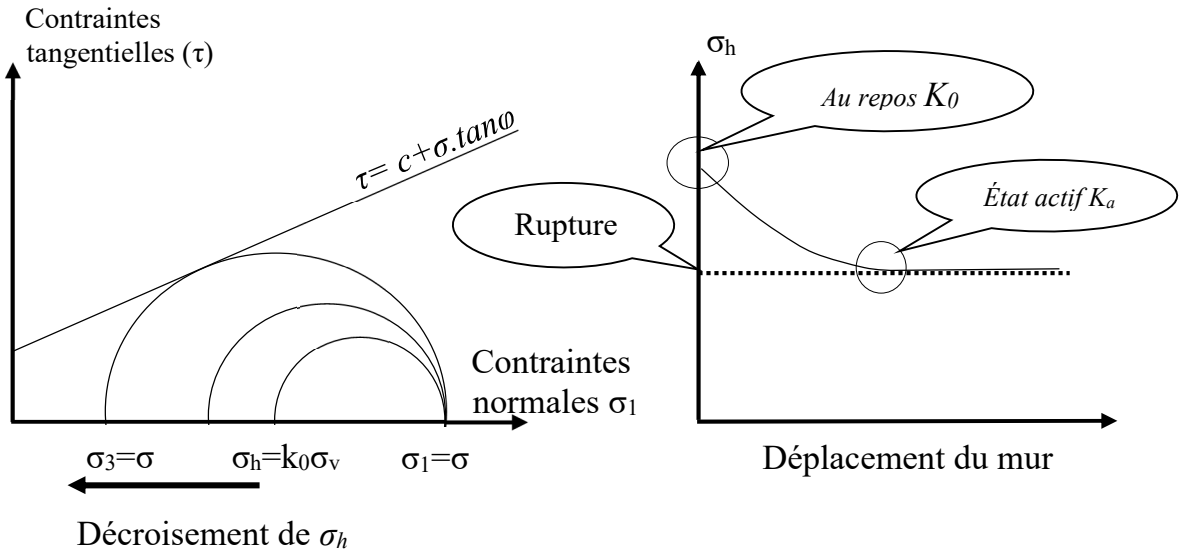


Figure 2.7 Cercles de Mohr correspondant aux déplacements du mur Δx=0 et Δx>0.

Cet état de contrainte est représenté par le cercle (c) sur la figure.il représente la condition de rupture dans la masse de sol. La contrainte à ce moment est σ_a appelée poussée active de Rankine.

Les différents plans de rupture dans le sol feront alors un angle de $\pm(45+\varphi/2)$ avec l'horizontale. D'après Mohr Coulomb l'équation à la rupture en fonction des contraintes principales s'écrit :

$\sigma_3 = \sigma_1.\lambda - 2c.\sqrt{\lambda}$ Avec $\lambda = \frac{1-sin\varphi}{1+sin\varphi}$

D'une autre part les transformations trigonométriques permettent de remplacer la valeur de **λ** par $\tan^2(45 + \varphi/2)$. D'où l'équation de Mohr Coulomb devient alors :

$$\sigma_3 = \sigma_1.tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c.tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad 2\text{-}27$$

Comme la contrainte principale majeure $\sigma_1 = \sigma_v$ et la contrainte principale mineure $\sigma_3 = \sigma_h$alors pour le cercle (c) l'équation devient :

$$\sigma_a = \sigma_v.tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c.tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad 2\text{-}28$$

En posant $K_a = tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$comme coefficient des poussées des terres actives de Rankine l'équation à la rupture sera :

$$\sigma_a = \sigma_v.K_a - 2c.\sqrt{K_a} \quad 2\text{-}29$$

La variation de $\sigma_a$avec la profondeur (z) pour le mur de Rankine est donnée sur la Figure 2.8

Pour : *z =0* σ_v*=0* $\sigma_a = -2c.\sqrt{K_a}$Tension

Pour : *z =H* σ_v=γ.*H*

$\sigma_a = \gamma H.K_a - 2c.\sqrt{K_a}$Compression

Les contraintes de traction diminuent d'intensité avec la profondeur (z) et deviennent nulles à la profondeur critique z_c **:**

$$z_c = \frac{2c}{\gamma.\sqrt{K_a}} \quad 2\text{-}30$$

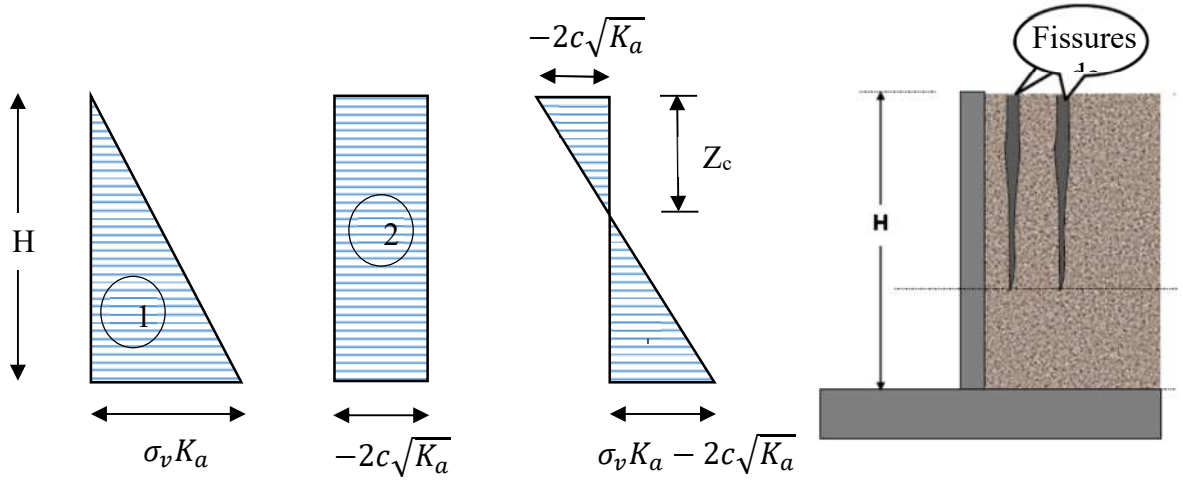


Figure 2.8 Variation de σ_a (z) pour un mur en état actif de RANKINE Pour un sol cohérent.

A cette profondeur dans le sol, les contraintes de traction causent éventuellement des fissures le long de l'interaction sol-structure. Ainsi, la force active totale de Rankine avant la naissance des fissures de tractions sera :

$$p_0 = \int_0^H \sigma_a = \int_0^H \gamma.z.k_a - 2c.\sqrt{k_a}dz$$

D'où : $p_0 = \frac{1}{2}\gamma.H^2k_a - 2c.H.\sqrt{k_a}$ 2-31

Après que les fissures de traction soient développées, la force sur le mur sera donnée par la distribution des contraintes entre z_c et H, d'où la résultante P_a aura la valeur :

$$p_0 = \frac{1}{2}(H - z_c).(\gamma.H.k_a - 2c.H.\sqrt{k_a})$$

$$p_0 = \tfrac{1}{2}(H - \tfrac{2c}{\gamma.\sqrt{k_a}}).(\gamma.H.k_a - 2c.H.\sqrt{k_a}) \quad 2\text{-}32$$

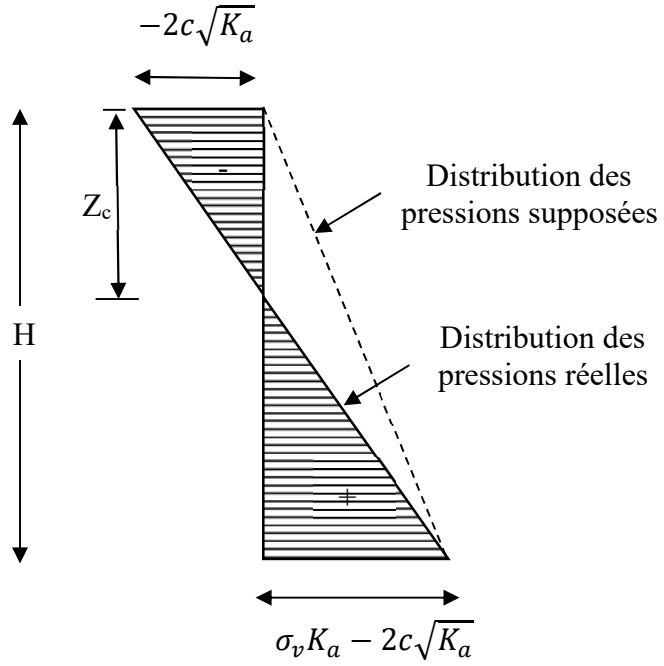


Figure 2.9 Poussée active de Rankine pour un mur supportant un sol argileux ou sableux.

Pour certains problèmes de calcul de mur de soutènement le remblai argileux derrière le mur de soutènement est généralement remplacé par un sol supposé pulvérulent (c=0) avec une distribution des contraintes de RANKINE triangulaire (Figure 2.9). Cette méthode est très pratique.

Les sables avec leur perméabilité très élevée permettent un drainage rapide des eaux et par conséquent réduisent l'effet de la poussée hydrostatique sur le mur si ce dernier est équipé d'un système de barbacanes.

La **Figure 2.9** montre un mur de soutènement vertical avec un remblai de surface superficielle horizontal. A toute profondeur z dans le sol, la contrainte verticale est donnée par la formule :

$\sigma_v = \gamma.z$ initialement, si le mur ne se déplace pas la contrainte horizontale à la profondeur z est :$\sigma_h = k_0 . \sigma_v$. Cet état de contrainte est illustré par le cercle de Mohr (a) (**Figure 2.10**).

Maintenant, si le mur subit un déplacement d'une quantité Δx dans le sol, la contrainte verticale reste constante et la contrainte horizontale augmente, c'est ce que représente le cercle de Mohr (b) où : $\sigma_h > \sigma_v$(**Figure 2.10**).

Si le mur continue à se déplacer encore, la contrainte horizontale continue à croître et le cercle de Mohr correspondant touchera l'enveloppe de Mohr (droite intrinsèque), ce qui est représenté par le cercle (c) (**Figure 2.10**).

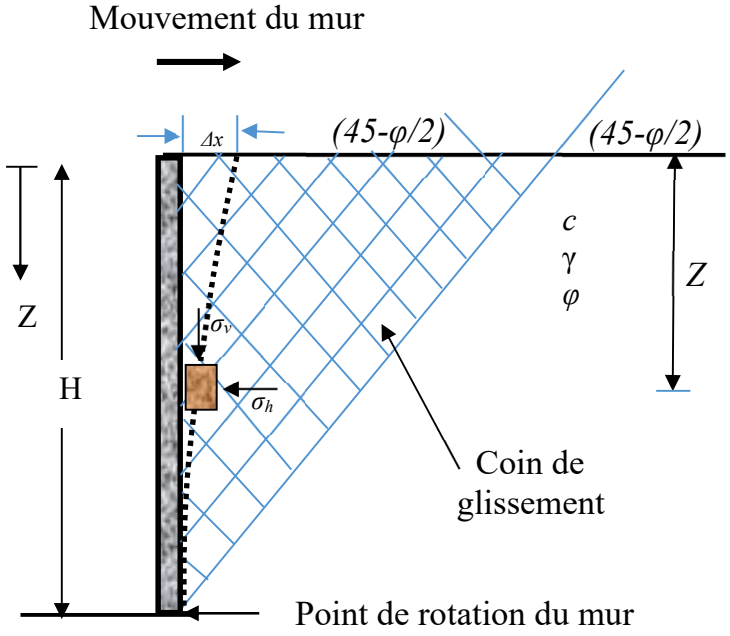


Figure 2.10 Mur de soutènement en état passif.

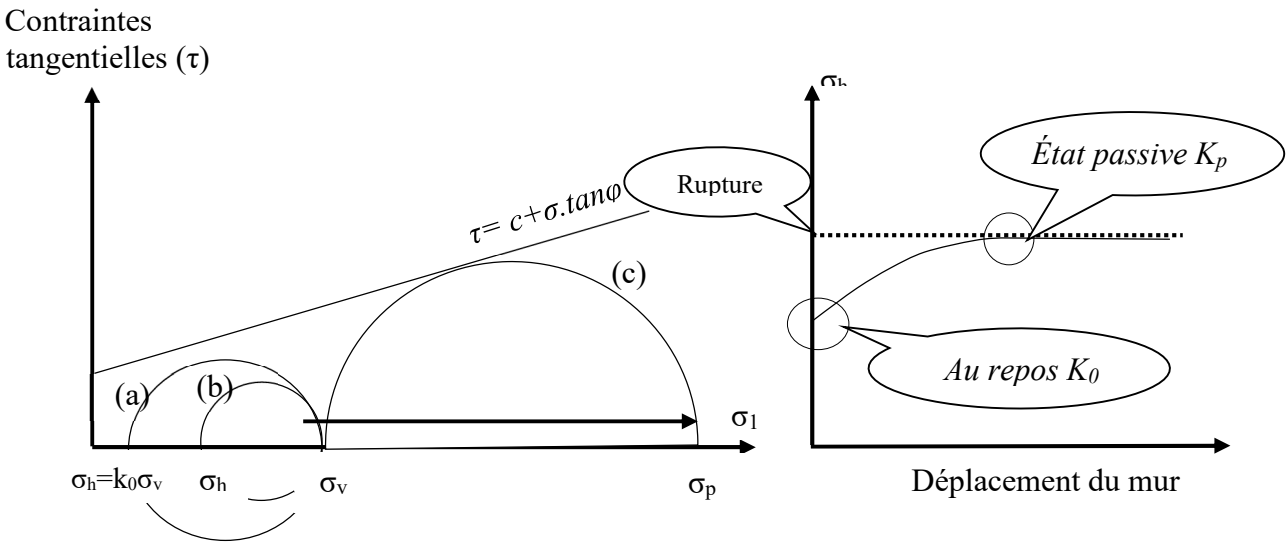


Figure 2.11 Cercles de Mohr correspondant aux déplacements du mur Δx=0 et Δx<0.

Cet état de contrainte indique qu'il y a rupture dans la masse du sol et la contrainte horizontale à ce point est désignée comme étant la pression passive de Rankine :$\sigma_h = \sigma_p$

Pour le cercle de Mohr (c) :$\sigma_1 = \sigma_p$ et $\sigma_3 = \sigma_v$ d'où le critère de Mohr-Coulomb s'écrit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 . tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c . tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \qquad 2\text{-}33$$

$$\sigma_p = \sigma_v . tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c . tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \qquad 2\text{-}34$$

Si : $K_p = tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$ est le coefficient des pressions des terres passives de Rankine l'équation à la rupture sous une forme plus simple sera :

$$\sigma_p = \sigma_v . K_p + 2c.\sqrt{K_p} \qquad 2\text{-}35$$

Pour : *z=0* ……. $\sigma_v = 0$ ……. $\sigma_p = +2c.\sqrt{k_p}$

z=H ……. $\sigma_v = \gamma . H$ ……$\sigma_p = \gamma . H . k_p + 2c.\sqrt{k_p}$

Le digramme des contraintes passives k_p sera trapézoïdal. La force passive de Rankine par unité de longueur du mur est :

$$p_p = \frac{1}{2}\gamma . H^2 k_p + 2c . H . \sqrt{k_p} \qquad 2\text{-}36$$

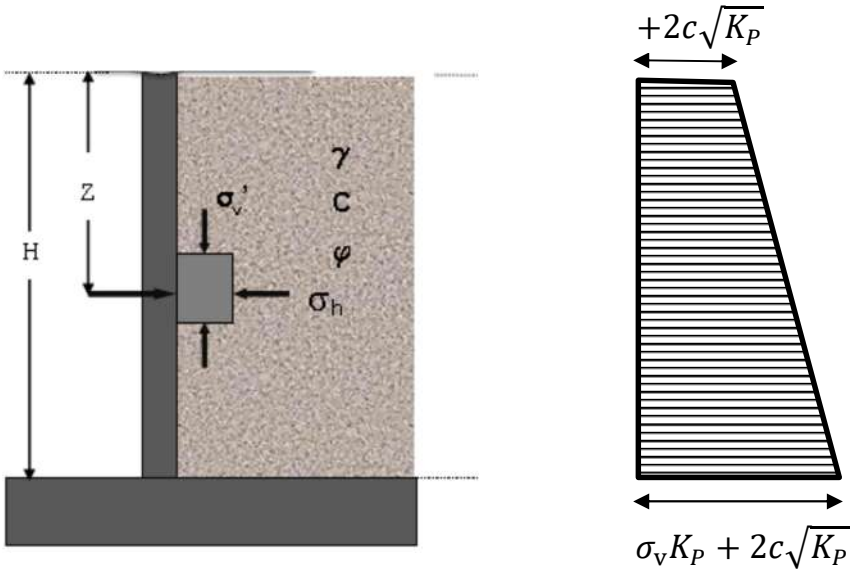


Figure 2.12 Pression passive de Rankine.

Le **Tableau 2.2** donne l'amplitude *Δx* nécessaire pour que la condition passive se développe.

- Poussée des terres actives et passives de Rankine pour un sol granulaire avec surface superficielle inclinée

Lorsque le remblai de sol derrière le mur de soutènement est pulvérulent (cohésion c =0) avec une surface superficielle inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale (**Figure 2.13**) et que le frottement sol mur est supposé nul($\delta = 0$) , alors le coefficient des poussées des terres active est de la forme :

$$K_a = cos\alpha . \frac{cos\alpha - \sqrt{cos^2\alpha - cos^2\varphi}}{cos\alpha + \sqrt{cos^2\alpha - cos^2\varphi}} \qquad 2\text{-}37$$

φ: Étant l'angle de frottement interne du sol. La contrainte active de Rankine en toute profondeur (z) sera alors : $\sigma_a = \gamma . z . K_a$et la force totale par unité de longueur du mur :

$$p_a = \frac{1}{2} . \gamma . H^2 . K_a \qquad 2\text{-}38$$

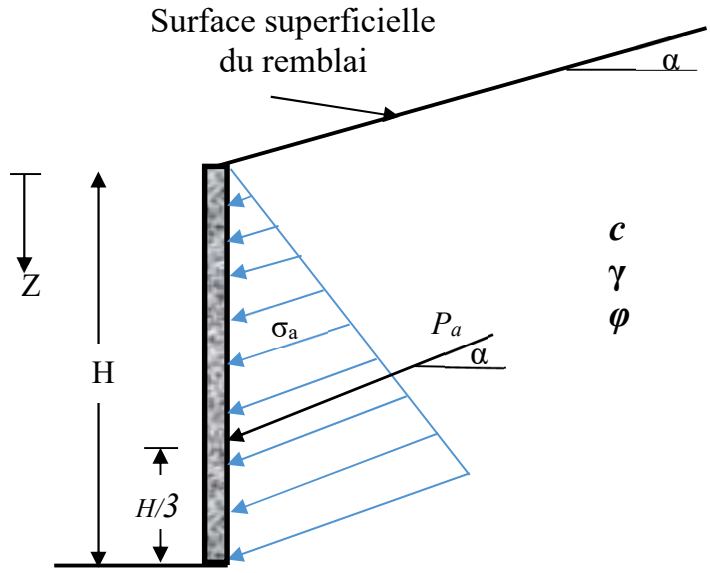


Figure 2.13 Pression active et passive de Rankine pour un remblai incliné.

Dans ces conditions, la direction de la résultante des forces $p_a$est inclinée d'un angleα avec l'horizontale et intersecté lemur à une distance de (H/3) mesurée à partir de sa base. Le **Tableau 2.6** présente les valeurs de K_a pour différentes valeurs de αetφ .

Tableau 2.6 Coefficient de pression active K_a.

α(*deg*)	φ (*deg*)						
	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.302	0.283	0.260	0.235	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

De même, la résultante des forces passives de Rankine pour un mur de hauteur H avec un remblai en pente est :

$$p_p = \frac{1}{2}.\gamma.H^2.K_p \qquad 2\text{-}39$$

$$K_p = cos\alpha.\frac{cos\alpha+\sqrt{cos^2\alpha-cos^2\varphi}}{cos\alpha-\sqrt{cos^2\alpha-cos^2\varphi}} \qquad 2\text{-}40$$

Le Tableau 2.7 donne les valeurs de K_p en fonction de φ *et* α

Tableau 2.7 Coefficient de pression des terres passive K_p

α (*deg*)	φ(*deg*)						
	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

- Effet de la nappe phréatique

Jusqu'à présent, nous avons calculé la contrainte horizontale effective pour le cas actif et le cas passif. Le mur est soumis à la contrainte horizontale totale. Lorsque le sol à côté du mur est saturé et que l'eau est en compression, les pressions totales de la terre actives et passives deviennent :

$$\sigma_a = \sigma'_v . K_a - 2c' . \sqrt{K_a} + u_w \quad 2\text{-}41$$

$$\sigma_p = \sigma'_v . K_p + 2c' . \sqrt{K_P} + u_w \quad 2\text{-}42$$

La pression interstitielle u_w est obtenue comme suit :

$$u_w = \gamma_w h_p \quad 2\text{-}43$$

Où γ_w est le poids volumique de l'eau, h_p est la distance entre le niveau de la nappe phréatique et le point considéré s'il n'y a pas d'écoulement, et h_p est la hauteur de pression obtenue d'un réseau d'écoulement s'il y a écoulement. Notez qu'il y a une grande différence entre la pression contre un mur qui doit retenir un sol sans eau et la pression contre un mur qui doit retenir un sol avec un niveau d'eau à la surface du sol. Par exemple, si un mur de 3 m de hauteur et retient un sable sec ayant un poids volumique de 18 kN/m^3 et un angle de frottement de 30 °, la pression des terres active derrière le bas du mur sera la suivante :

$$\sigma_a = 3 \times 18 \times 0{,}33 = 18\ kN/m^2 \quad 2\text{-}44$$

Cependant, si l'eau monte jusqu'au sommet du mur, augmentant le poids volumique du sol à 20 kN/m^3, et si la pression interstitielle est hydrostatique, la pression active derrière le bas du mur devient :

$$\sigma_a = (3 \times 20 - 3 \times 10) \times 0{,}33 + 3 \times 10 = 40\ kN/m^2 \quad 2\text{-}45$$

Comme on peut le constater, la pression des terres actives est doublée en raison de la présence d'eau. Si nous avions supposé qu'il ne pouvait pas y avoir d'eau et que le mur avait été conçu pour un facteur de sécurité de 2, le mur aurait été proche de la rupture lorsque l'eau s'est accumulée derrière lui. Il est extrêmement important de faire très attention à l'eau lors de la conception des murs de soutènement.

Si le sol derrière le mur est au-dessus du niveau de la nappe phréatique, l'eau est sous tension et le sol est saturé ou non saturé. Dans les deux cas, la pression interstitielle u_w est négative. Cela augmente la résistance au cisaillement du sol car il augmente la contrainte effective. Ainsi, on pourrait s'attendre à ce que la pression des terres active diminue et que la pression passive augmente.

Les équations 3.40 et 3.41 deviennent :

$$\sigma_a = \sigma'_v . K_a - 2c' . \sqrt{K_a} + \alpha . u_w \quad 2\text{-}46$$

$$\sigma_p = \sigma'_v . K_p + 2c' . \sqrt{K_P} + \alpha . u_w \quad 2\text{-}47$$

Oùα est le rapport de la surface d'eau, qui peut être estimé en tant que degré de saturation S_r.

NB : il est très important de déterminer si l'eau utilisée dans ces équations sera toujours présente ou si elle est saisonnière. De plus, il serait rare que la tension de l'eau tire sur le mur. Dans le cas de sols non saturés et pour les calculs de pression de la terre, il est donc prudent de considérer que le stress hydrique est égal à zéro.

- Interaction Sol-Mur

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

Il dépend donc à la fois de la rugosité du parement et de l'angle de frottement interne φ du sol. Les murs de soutènements sont généralement construits en maçonnerie ou en béton. Il est très utile de connaître la valeur de l'angle de frottement sol-structure pour les différents calculs. Celles-ci sont données par le **Tableau 2.8**.

Tableau 2.8 Intervalle des angles de frottement du mur pour maçonnerie et béton.

Matériau du remblai	***Intervalle de δ(deg)***
Gravier	27-30
Sable gros	20-28
Sable fin	15-25
Argile raide	15-20
Argile limoneuse	12-16

- Pressions Latérales Dues Aux Surcharges

Dans plusieurs situations, la théorie d'élasticité peut être aussi utilisée pour déterminer la poussée des terres sur une structure de soutènement causée par une surcharge tel qu'une charge linéaire (q/ml) ou une charge uniforme (q/m^2) **(Figure 2.14)**.

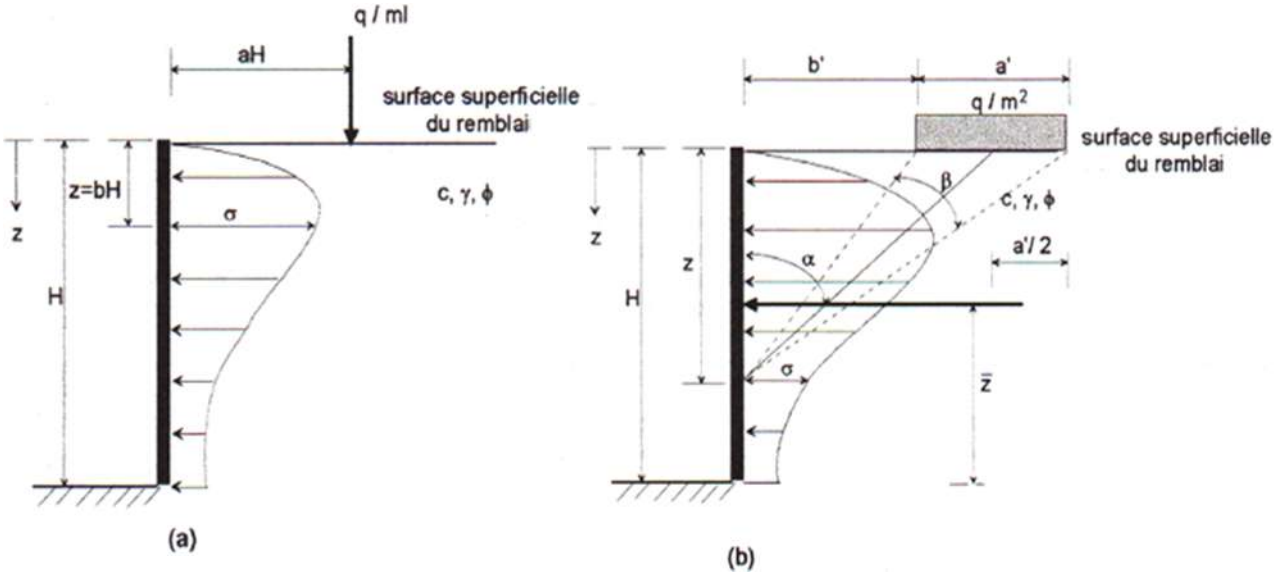


Figure 2.14 Pression latérale active due aux surcharges linéaire et surfacique filante.

- Charge linéaire

D'après la théorie d'élasticité la contrainte à toute profondeur (z) sur un ouvrage de soutènement due à une surcharge linéaire (q/ml) est :

$$\sigma = \frac{2q}{\pi.H}.\frac{a^2.b}{(a^2+b^2)^2} \qquad 2\text{-}48$$

σ: Est la contrainte horizontale à la profondeur (z). Cependant, le sol n'est pas un milieu élastique parfait de ce fait cette dernière équation doit être modifiée afin de l'utiliser dans le sol. Ainsi, la formule prend la forme :

$$\sigma = \frac{4q}{\pi.H}.\frac{a^2.b}{(a^2+b^2)^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots a > 0.4 \qquad 2\text{-}49$$

$$\sigma = \frac{q}{H}.\frac{0.203.b}{(0.16+b^2)^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots a \leq 0.4 \qquad 2\text{-}50$$

- Charge surfacique

Pour le cas d'une charge uniforme, l'équation donnant la contrainte σ d'après la théorie d'élasticité est :

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi}.[\beta - \sin\beta.\cos 2\alpha] \qquad 2\text{-}51$$

Pour tenir compte de la continuité de déformation dans le sol, la contrainte est multipliée par deux :

$$\sigma_x = \frac{2q}{\pi}.[\beta - \sin\beta.\cos 2\alpha] \qquad 2\text{-}52$$

La force totale par unité de longueur du mur due à la charge surfacique (q/m^2) est :

$$P = \frac{q}{90}.[H(\theta_2 - \theta_1)] \qquad 2\text{-}53$$

Avec :

$$\theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{b'}{H}\right)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{a' + b'}{H}\right)$$

Le point d'application de cette force à partir de la base du mur est évalué par :

$$\bar{z} = H - \frac{H^2.(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57{,}30 * a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)}$$

$$\bar{z} = \frac{H^2.(\theta_2-\theta_1)-(R-Q)-57{,}30*a'H}{2H(\theta_2-\theta_1)} \qquad 2\text{-}54$$

Avec :

$R = (a'+b')^2.(90-\theta_2)$

$Q = b'^2.(90 - \theta_2)$

Chapitre 3. Stabilité des pentes et talus

4. Introduction

La terre a un cycle de vie qui lui est propre, ses roches naissent, vieillissent, meurent et puis renaissent dans le cœur en fusion de notre planète. Les glissements de terrains font partie de ce processus naturel. Les glissements de terrain constituent en général des phénomènes naturels ponctuels à effets limités. Cependant, par leur diversité et leur fréquence, ils restent responsables de dommages importants et coûteux. En effet, ils provoquent à l'échelle mondiale quelques 800 à 1000 personnes annuellement, sachant que cette valeur ne prend pas en considération les glissements dus aux séismes et aux exploitations minières. De nombreux paramètres, naturels et/ou anthropiques conditionnent l'apparition et le développement des mouvements des glissements de terrain (topographie, géologie, hydrologie, hydrogéologie, érosion rapide du pied de certaines pentes, urbanisation, etc.). Ce sont cependant les phénomènes météorologiques qui semblent provoquer le plus grand nombre d'événements.

5. Définitions et Généralités

❖ Le mouvement de terre

Un mouvement de terre se définie comme un mouvement descendant d'une masse de sol ou de roche causant la rupture ou la déformation du terrain.

❖ Type des mouvements de terre

Les mouvements de terres sont classifiés selon la nature des débris et la cinématique du glissement-ça veut dire la vitesse du mouvement et peuvent avoir lieu dans les versants naturels ou les pentes artificielles. L'IAEG : International Association of Engineering Geologists donne 4 catégories de mouvement des terres : Ecroulement, Glissement, Fluage et Coulée.

❖ Le glissement de terrain

Un glissement de terrain est un mouvement du terrain suite au détachement et à la rupture d'une partie du sol meuble du restant du massif *qui est identifiable grâce à la forme lors de la rupture*.

❖ Le Mécanisme de rupture

Le glissement est dû à la rupture du sol suite au dépassement de sa résistance au cisaillement ou à une déformation excessive de ce dernier depuis une zone de rupture locale, ce qui veut dire que la pente se détache dans une partie puis des autres parties progressivement.

6. Classification des glissements de terrain

6.1. Classification cinématique

Plusieurs modèles sont utilisés pour modéliser le glissement de terrain, on s'intéresse ici aux glissements dont on connait la surface de rupture pour utiliser la méthode de l'équilibre limite, le tableau suivant montre les différentes démarches utilisées pour différentes modes de glissement :

Tableau 3.1 Type de calcul selon la phase du glissement.

	Pré-rupture	Rupture	Post-rupture	Réactivation
Glissement	Éléments finis car ligne de rupture inconnue	Calcul à la rupture sur ligne de rupture supposée	Méthodes énergétiques	Calcul à la rupture sur ligne de rupture connue

Pour une évaluation préliminaire, les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement, selon les définitions suivantes :

Tableau 3.2 Classification des glissements de terrain

Classification selon l'activité en fonction de la vitesse moyenne de glissement (en cm par an à long terme)		Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol)	
Glissement	**Vitesse de glissement**	**Glissement**	**Surface de glissement**
Substabilité, très lent	*0-2 cm/an*	*Superficiel*	*0-2 m*
Peu actif, lent	*2-10 cm/an*	*Semi-profond*	*2-10 m*
Actif (ou lent avec phases rapides)	*> 10 cm/an*	*Profond*	*10-30 m*
		Très profond	*>30 m*

D'un point de vue cinématique, il y a deux types de glissements : actif ou peu actif.

Un glissement est actif quand il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. Il est récent et se développe rapidement. L'actualité du glissement est indiquée par des facteurs révélateurs comme l'inexistence de végétation au miroir de l'escarpement. Notons que le classement retenu fait l'état de la situation actuelle et qu'un glissement actif peut se stabiliser, par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation, par ailleurs un glissement peu actif peut par moment entrer dans une phase rapide et rompre soudainement.

6.2. Classification par la géométrie

Après une reconnaissance poussée du phénomène en question, on classifie les glissements de terrain selon sa forme après la rupture : il y a les glissements plans, les glissements rotationnels et les glissements complexes qui sont une combinaison des deux types ou une combinaison de plusieurs ruptures planes ou rotationnelles.

❖ ***Les glissements plans***

C'est le mouvement le long d'une surface de rupture plane. Il a eu lieu dans les sols qui présentent une couche dite 'savon' qui a une résistance au cisaillement faible, ou le long d'un plan de discontinuité géologique comme dans le contact manteau altération-substratum.

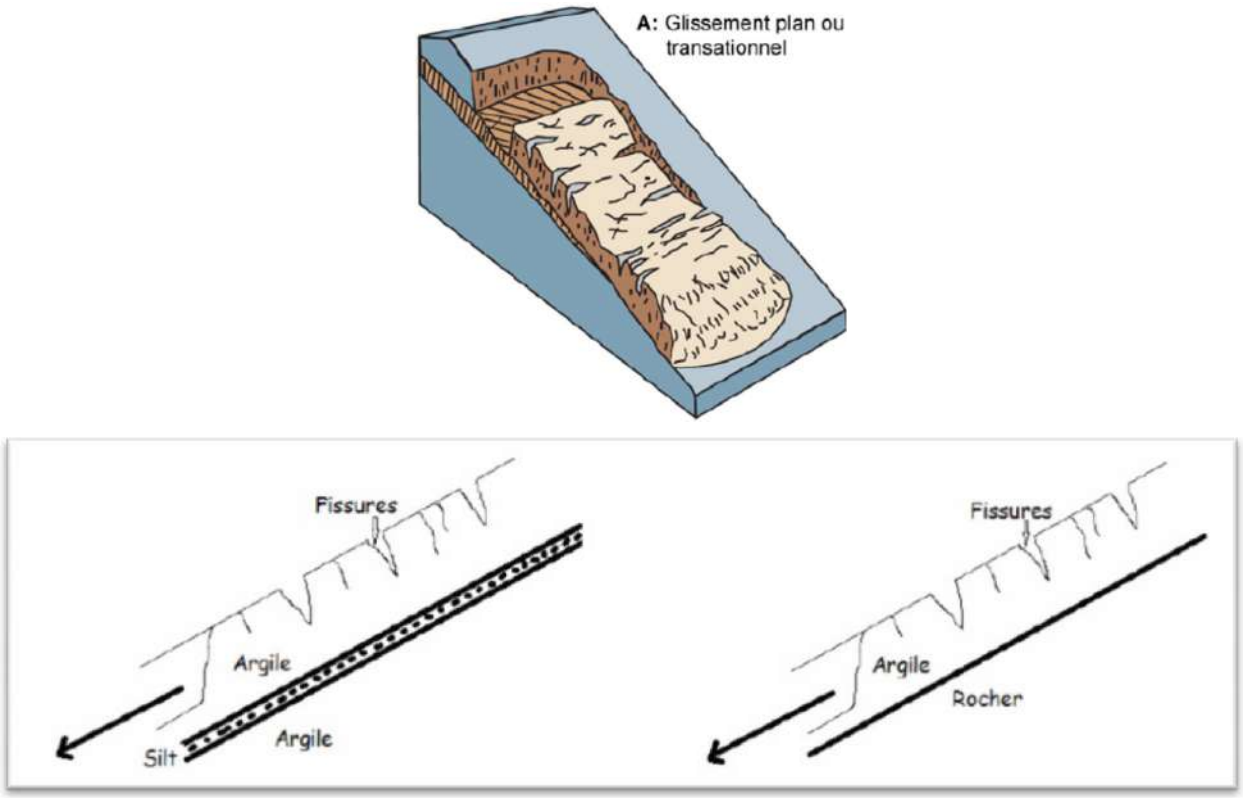


Figure 3.1 Exemple d'un glissement plan.

❖ *Les glissements rotationnels :*

C'est le mouvement le long d'une surface de rupture sphérique ou cylindre et la ligne de rupture est circulaire en plan. C'est le cas le cas des glissements qui ont eu lieu dans les sols cohérent et homogènes.

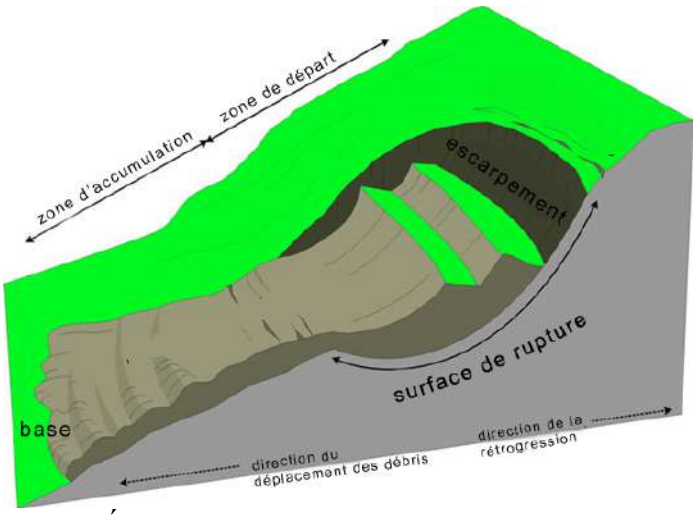


Figure 3.2 Éléments constitutifs d'un glissement rotationnel.

Il est caractérisé par des éléments constitutifs particuliers comme le montre la figure : Les fissures de traction sont les premiers indices du glissement, les escarpements sont la partie visible de la surface de rupture et le bourrelet de pied qui est la masse de sol déplacé en dehors de sa position initiale qui est bombé par rapport au terrain en aval qui est en dépression. Aussi les désordres infligés aux constructions tels que l'affaissement des chaussées, et

l'inclinaison des éléments verticaux (arbres, poteaux, pylônes) sont une manifestation de l'existence d'un glissement de terrain. En addition, la profondeur des éléments ancrés dans le sol comme les arbres et les poteaux donnent des indices sur la profondeur du glissement, par exemple un arbre incliné témoigne que la surface de rupture n'est pas plus profonde que les racines de cet arbre.

On fait la différence entre un glissement plan et un glissement rotationnel en connaissance de la surface de rupture, selon la règle suivante :

- **Glissement rationnel** ***0,15<D/L<0,33***
- **Glissement transrationnel** ***D/L<<0,10***

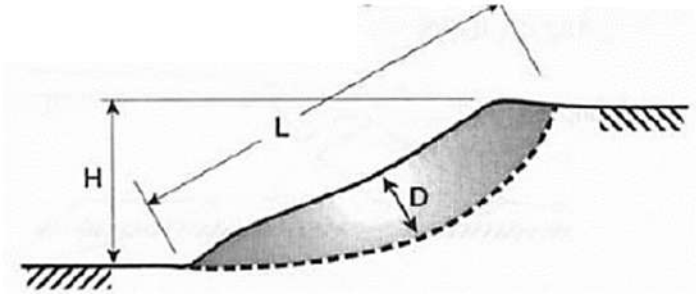


Figure 3.3 Type de glissement selon la géométrie.

❖ ***Glissement complexes*** *:*

La surface de glissement peut ne pas être rotationnelle ou plane. Par exemple quand le sol est une hétérogène et anisotrope, la surface de glissement est une combinaison des deux. Et quand il y a un glissement rotationnel il peut y avoir des mouvements en aval pour créer des surfaces de glissement rétrogressif, ou même un glissement par bloc ce qui est le cas de structure en terre armé pour laquelle un bloc solidaire de sol est en mouvement sous l'effet de la poussée du terrain en aval.

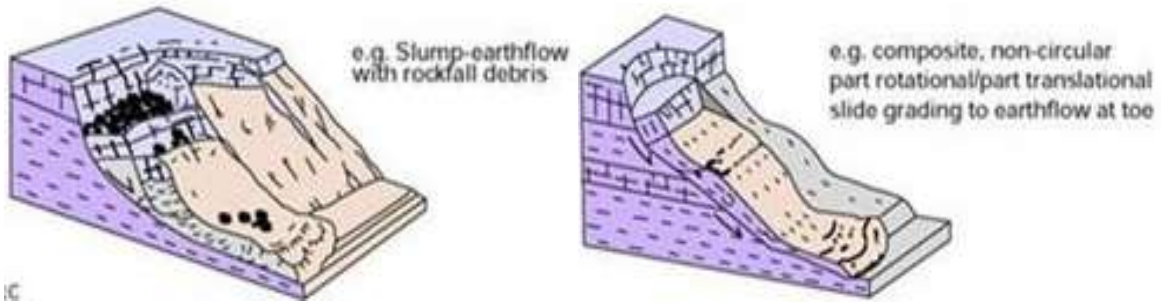


Figure 3.4 Exemples de glissements complexes.

6.3. Classification par le type d'aménagement -pente artificielle- :

❖ ***Cas d'un remblai routier***

Pour un talus artificiel supportant une plateforme routière, il y a les trois types de glissement rotationnel classés selon la profondeur de la surface de glissement : cercle de talus, cercle de pied et cercle profond.

Les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante. Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité, il est tangent à une couche plus résistant vers la base.

Les cercles de pied se produisent le plus souvent, surtout si la friction est grande par rapport à la cohésion, si φ = 0 mais cohésion non drainée augmente rapidement avec la profondeur, si pente raide > 53°.

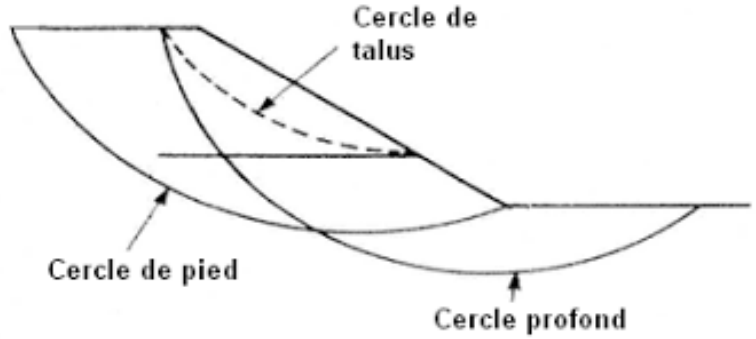


Figure 3.5 Types de glissement rotationnel dans un remblai routier.

7. Principe de l'analyse de stabilité

7.1. Principe de l'équilibre limite

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite. Les calculs sont faits à la rupture ce qui veut dire qu'il a rupture du massif quand la contrainte de cisaillement devient égale à la résistance au cisaillement sur une surface quelconque. Par la suite on appelle *résistance au cisaillement du sol le cisaillement mobilisable*, *et les contraintes de cisaillement le cisaillement mobilisé*. La résistance au cisaillement du sol est déterminée par la loi de Coulomb et est relié à l'état de la contrainte verticale et à la pression interstitielle- dans le cas de sol saturé- qui n'encaisse pas le cisaillement mais intervient pour résister à la contrainte normale selon la loi fondamentale de contraintes effectives :

$$\tau' = c' + (\sigma_n - u) \tan \varphi' \qquad 3\text{-}1$$

7.2. Hypothèses de la théorie de l'équilibre limite :

Plusieurs hypothèses sont faites pour justifier cet état d'équilibre limite. Selon Faure (1982) le problème est plan, statique et les charges extérieures sont les surcharges. On suppose qu'il n'y a pas de rupture par déformation excessive, ça veut dire qu'on ne considère pas la relation contrainte-déformation du sol. Aussi, on suppose qu'il y a mobilisation de la résistance au cisaillement maximale sur toute la surface de rupture, ça veut dire que la rupture a eu lieu en même temps sur la surface de rupture du terrain et qu'il n'y a pas de rupture progressive du glissement.

7.3. Notion de facteur de sécurité :

Pour une approche plus rationnelle de la stabilité du talus, on introduit le concept de Facteur de sécurité. C'est le rapport entre le cisaillement mobilisable et le cisaillement mobilisé sur une surface de rupture définie :

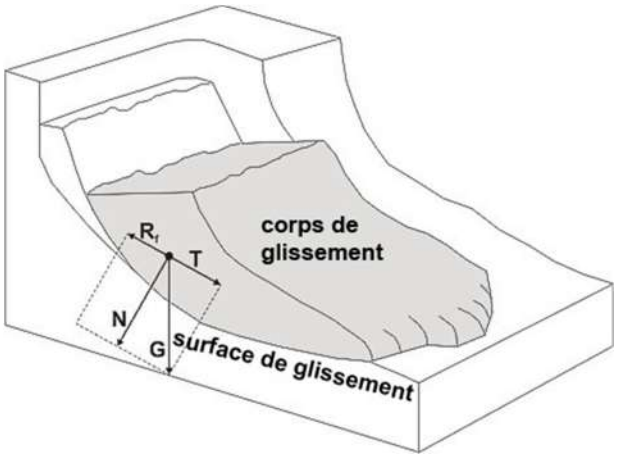


Figure 3.6 Cisaillement mobilisé et mobilisable dans un glissement rotationnel.

Et il peut être appliqué aux forces ou aux moments selon la méthode de calcul utilisée :

$$F = \frac{Force\ résistante}{Force\ motrice} \text{ ou } F = \frac{Moment\ résistant}{Moment\ moteur} \qquad 3\text{-}2$$

En définie l'état d'équilibre limite d'un talus quand le facteur de sécurité le plus petit de toutes les surfaces de rupture possibles est égal à 1. Une valeur en dessous de 1 déclare l'instabilité du talus.

Les pentes artificielles sont considérées comme stables quand le facteur de sécurité minimal est de : 1.5 pour les pentes permanentes et 1.3 pour les pentes provisoires dans le cas statique. Dans le cas de versants naturels, ce facteur de sécurité est difficile à atteindre et on prend une valeur minimale de 1.3.

Le facteur de sécurité est comme une clé magique en stabilité des pentes car il regroupe un grand nombre d'informations en un seul ratio. En pratique, le facteur de sécurité permet de gérer les incertitudes des paramètres du site comme la géométrie et la résistance au cisaillement du sol et le niveau de la nappe, ainsi plus l'expérience de l'ingénieur est limitée avec le terrain et les risques encourus sont grands plus ont augmenté les valeurs admissibles du facteur de sécurité.

7.4. Paramètres qui influent le facteur de sécurité et qui causent l'instabilité du talus

Le facteur de sécurité devient en dessous de 1 quand il y a :

-Une augmentation de la contrainte de cisaillement à cause de : érosion ou excavation au pied de la pente, chargement au sommet, augmentation de l'angle de talus, abaissement du niveau de l'eau extérieur, séisme...

-Une diminution de la résistance au cisaillement à cause de : augmentation de la pression interstitielle, gonflement et altération et lessivage du sol, rupture progressive...

On peut alors classer les causes d'un glissement de terrain en 4 catégories :

- *Géométrie :*

-Pente des talus trop importante

-Actions anthropiques : Terrassements abusifs

❖ *Hydraulique :*

-Absence ou insuffisance de système de drainage ou d'évacuation des eaux

-Actions de la neige et des cycles de gel et de dégel

❖ *Géologie et géotechnique :*

-Présence de failles ou de zones broyées, de fissures ou micro -fissures

-Substratum forte pente

-Présence ponctuelle de couches de caractéristiques particulières

-Terrain naturel tourmenté avec traces éventuelles d'arrachements

-Compactage ou traitement du sol insuffisant

-Utilisation incorrecte ou abusive de l'explosif en l'absence de pré découpage

-Evolution des caractéristiques mécaniques traduisant un vieillissement du matériau dû au fluage ou à des actions physico-chimiques

❖ *Autres causes :*

-Influence du trafic et des charges roulantes

-Opérations de déboisement mal conduites sur les talus dont la stabilité superficielle est assurée par la présence de végétaux.

7.5. Méthode de calcul du facteur de sécurité :

On évolue la stabilité d'un talus ou d'une pente en calculant son coefficient de sécurité. Ce dernier peut être défini de plusieurs manières.

Le coefficient de sécurité « F_s« d'une pente est défini, en général, par le rapport suivant.

$$F_s = \frac{Résistancedisponible(\tau)}{Résistancemobilisée(S)} \qquad 3\text{-}3$$

La résistance disponible est la contrainte de cisaillement critique déterminée â partir du critère de rupture ($\tau = c + \sigma'_n \tan \varphi$). C'est donc la contrainte de cisaillement correspondant à la résistance que le sol peut développer.

La résistance mobilisée ($S = c_d + \sigma'_n tan\varphi_d$) est la contrainte de cisaillement qui prévoit un angle ($\alpha_f = 45 + \frac{\varphi_d}{2}$) pour un état de contrainte donné.

c_d et φ_d sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement effectifdéveloppe le long de la surface de rupture. C'est donc la contrainte de cisaillement mobilisée par le poids du sol de la pente (figure 2.7).

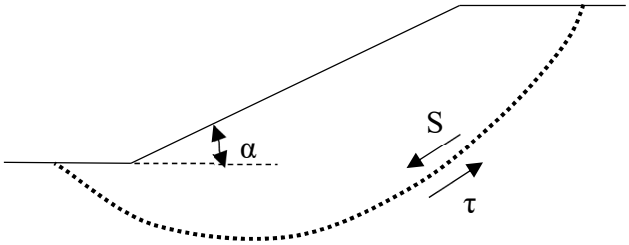


Figure 3.7 Contrainte de cisaillement mobilisée le long de la ligne de glissement.

$$F_s = \frac{c+\sigma'_n tan\varphi}{c_d+\sigma'_n tan\varphi_d} \qquad 3\text{-}4$$

On peut aussi définir le coefficient de sécurité « F_s » en fonction de la cohésion ou de l'angle de frottement interne par les formules suivantes :

$$F_s = \frac{c}{c_d} \text{ Ou } F_s = \frac{tan\varphi}{tan\varphi_d}$$

Lorsque le facteur de sécurité « F_s » est égal à 1,0 la rupture est imminente. Généralement un facteur de sécurité « F_s » supérieur à 1.5 est acceptable pour la conception d'un talus. Il faut, toutefois mentionner que le coefficient de sécurité est lié à :

- *L'approche adoptée pour calculer ce coefficient ;*
- *L'état de contraintes dans le milieu (Méthode adoptée) ;*
- *Aux propriétés du milieu ;*
- *L'hypothèse de la forme de la surface de rupture.*

Le coefficient de sécurité « F » peut être aussi déterminé en fonction des forces ou des moments des forces résistantes et motrices comme suit :

Dans le cas des glissements plans : $F = \frac{Force\ résistante}{Force\ motrice}$

Dans le cas des glissements Circulaires : $F = \frac{Moment\ résistant}{Moment\ moteur}$

On peut aussi le définir en fonction d'un élément géométrique ou en fonction des caractéristiques mécaniques des sols :

$F = \frac{h_c}{h_{réelle}}$ (h_c: hauteur critique d'un talus)

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad 3\text{-}5$$

τ_{max}: Résistance au cisaillement de la masse du sol.

τ : Résistance au cisaillement nécessaire pour mobiliser le talus.

8. Calcul du coefficient de sécurité « F_s »

8.1. Hypothèses générales pour le calcul de « F_s »

- On considère des problèmes plans, on néglige la 3ème dimension ;
- On considère que la rupture est simultanée ;
- Le massif situé au-dessous de la surface est monolithe (ne se déforme pas) ;

- Le sol est isotrope.

On étudiera deux formes de glissements :

- ❖ *Glissement plan*
- ❖ *Glissement circulaire*

8.2. Cas d'un glissement plan de longueur infinie

On considère un talus de longueur infini, et d'angle β avec l'horizontale constituée d'un sol supposé homogène de profondeur illimitée de caractéristiques φ', c' et γ' (Figure 3.8).

Examinons la stabilité du massif hachuré selon le plan (AB) parallèle à la surface de la pente.

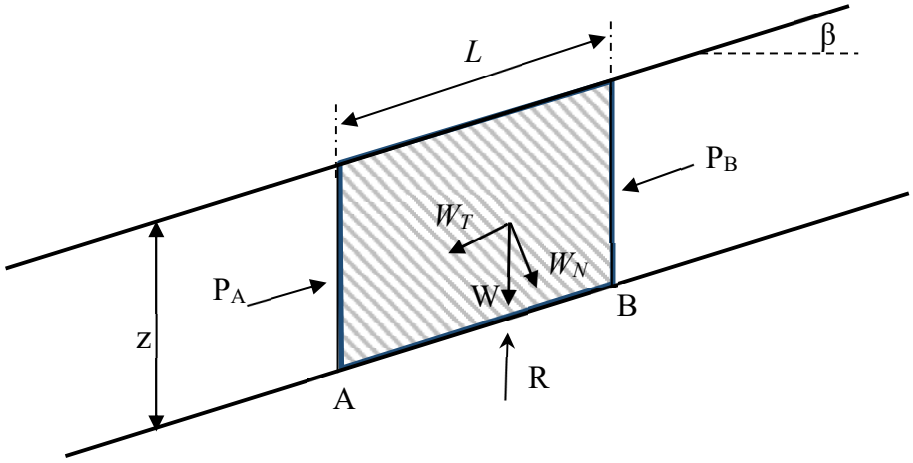


Figure 3.8 Efforts appliqués sur une tranche.

Le massif hachuré est soumis aux forces suivantes :

- les réactions latérales P_A et P_B qui sont égales (principe de l'action et de la réaction).

- le poids W (de composantes W_N et W_T).

$$W = \gamma'.\ V = \gamma.z.L.cos\beta \text{ tel que } V=S.1 = z.L.cos\beta \text{ (bande de 1m)} \quad 3\text{-}6$$

$$W_T = \gamma'.z.L.cos\beta.\ sin\beta \quad 3\text{-}7$$

$$W_N = \gamma'.\ z.L.cos^2\beta \text{ avec } \sigma_n = \gamma'.\ z.\ cos^2\beta \quad 3\text{-}8$$

- la réaction R s'exerçant sur le plan (AB), de composantes normale R_N et tangentielle R_T.

Le glissement du massif est dû à la force motrice T_w, il y a lieu selon le plan (AB). La force résistante notée Test la résultante de la contrainte de cisaillement τs'exerçant sur la surface de glissement. On définit le coefficient de sécurité F par le rapport :

$$F_S = \frac{T}{W_T} \quad 3\text{-}9$$

La résistance au cisaillement du sol : $T = c'.\ L + \sigma_n.L.\ tg\ \varphi = c'.\ L + \gamma'.\ z.\ cos^2\beta.L.\ tan\varphi$

Le coefficient de sécurité :

$$F_S = \frac{c'.L+\gamma'.z.\cos^2\beta.L.tan\varphi}{\gamma'.z.L.\cos\beta\sin\beta} = \frac{c'}{\gamma z\cos\beta\sin\beta} + \frac{\tan\varphi}{\tan\beta} \quad 3\text{-}10$$

Tel que : $\frac{c'}{\gamma z \cos\beta \sin\beta}$ Terme de cohésion et $\frac{\tan\varphi}{\tan\beta}$ Terme de Frottement

Posons : $N = \frac{c'}{\gamma z}$ (paramètre souvent employé dans les abaques)

L'équation (2.6) s'écrit alors : $F_s = N\frac{2}{\sin 2\beta} + \frac{\tan\varphi}{\tan\beta}$ 3-11

On remarque que F_s sera directement proportionnel à *N*. D'autre part, on vérifie que si β augmente le coefficient de sécurité, ce qui est évident.

- Cas particuliers

Pour un sol purement cohérent $(c = c_u, \varphi_u = 0)$ le coefficient de sécurité s'écrit :

$F_s = N\frac{2}{\sin 2\beta}$ 3-12

Pour un sol pulvérulent (C=0) le coefficient de sécurité s'écrit :

$F_s = \frac{\tan\varphi}{\tan\beta}$ 3-13

La valeur limite de β est égale à φ (angle du talus naturel), elle correspond à un coefficient de sécurité $F_s = 1$.

- Généralisation de la méthode

Cas général d'un glissement plan avec effet de l'eau.

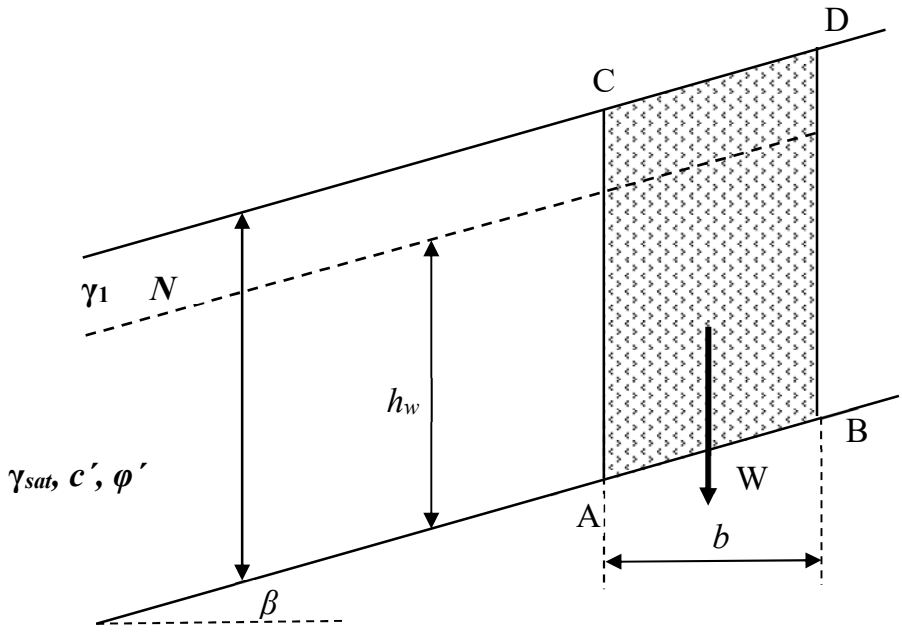


Figure 3.9 Cas général d'un glissement plan avec effet de l'eau.

$w = [\gamma_1.(z - h_w) + \gamma_{sat} h_w].b = b.\sum_0^z \gamma.h$ 3-14

Decomposons W en N et T

$N = b.\cos\beta \sum_0^z \gamma.h$ 3-15

$T = b.sin\beta \sum_0^z \gamma.h$ 3-16

$u = \gamma_w . h_w \cos^2 \beta$ sur AB

La résultante ($U = u.\ AB$), orientée sur la normale à AB est :

$$U = \gamma_w . h_w . b . \cos \beta \qquad 3\text{-}17$$

Finalement, la résistance mobilisable en cisaillement le long de AB est d'après l'équation de COULOMB :

$R = c'.\ AB + (N\text{-}U)\ tg\ \varphi'$

$$R = c' \frac{b}{cos\ \beta} + (\sum_0^z \gamma . h - \gamma_w . h_w) b . co\ s\ \beta\ . \tan \varphi' \qquad 3\text{-}18$$

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{c' \frac{b}{cos\ \beta} + (\sum_0^z \gamma . h - \gamma_w . h_w) b . co\ s\ \beta . \tan \varphi'}{(\cos \beta \sin \beta \sum_0^z \gamma . h)} \qquad 3\text{-}19$$

Cas particuliers : (Pas de nappe, γ constant), La formule devient :

$$F_s = \frac{c' + \gamma z \cos^2 \beta tan \varphi}{\gamma z \cos \beta \sin \beta} \qquad 3\text{-}20$$

8.3. Cas de glissement de pente de longueur finie

Considérons une pente de longueur finie AB constituée par un sol quelconque avec une cohésion *c* et un angle de frottement interne *φ*. La ligne de glissement est plane délimitée par les points A et C.

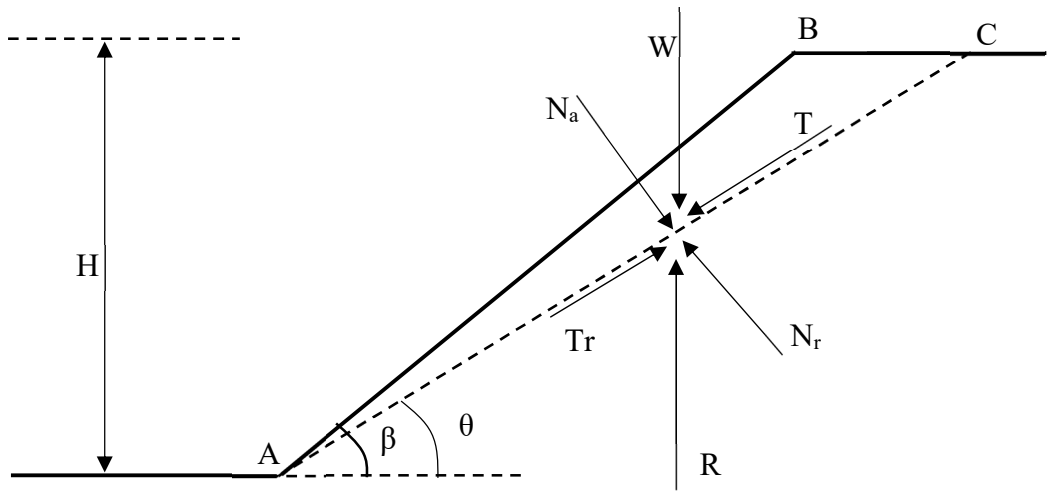


Figure 3.10 Cas de glissement de pente de longueur finie.

Le sol constitué par le prisme ABC agit sous le poids W et le sol au-dessous de la ligne AC réagit par une réaction R.

On décompose W et R en deux composantes respectivement N_a et T_a et N_r et T_r. Développons ainsi chacune de ces composantes.

$$W = 0{,}5\ H . BC . \gamma = 0{,}5 H \gamma (H \cot \theta - H \cot \beta) = 0{,}5 \gamma H^2 \left(\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta}\right) \qquad 3\text{-}21$$

Avec : $N_a = 0{,}5 \gamma H^2 \left(\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta}\right) \cos \theta$ 3-22

et $T_a = 0{,}5 \gamma H^2 \left(\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta}\right) \sin \theta$ 3-23

Les contraintes correspondantes aux efforts N_a et T_a sont σ et τ definies comme suit :

$$\sigma' = \frac{N_a}{AC.1} = \frac{N_a}{\frac{H}{\sin\theta}} = 0{,}5\gamma H\left(\frac{\sin(\beta-\theta)}{\sin\beta\sin\theta}\right)\cos\theta\sin\theta \qquad 3\text{-}24$$

$$\tau = \frac{T_a}{AC.1} = \frac{T_a}{\frac{H}{\sin\theta}} = 0{,}5\gamma H\left(\frac{\sin(\beta-\theta)}{\sin\beta\sin\theta}\right)\sin^2\theta \qquad 3\text{-}25$$

$$\tau_d = c_d + \sigma\, tan\varphi_d = c_d + 0{,}5\gamma H\left(\frac{\sin(\beta-\theta)}{\sin\beta\sin\theta}\right)\cos\theta\sin\theta\, tan\varphi_d \qquad 3\text{-}26$$

Pour $\tau_d = \tau$ alors

$$0{,}5\gamma H\left(\frac{\sin(\beta-\theta)}{\sin\beta\sin\theta}\right)\sin^2\theta = c_d + 0{,}5\gamma H\left(\frac{\sin(\beta-\theta)}{\sin\beta\sin\theta}\right)\cos\theta\sin\theta\, tan\varphi_d$$

$$c_d = 0{,}5\gamma H\left(\frac{\sin(\beta-\theta)(\sin\theta-\cos\theta tan\varphi_d)}{\sin\beta}\right) \qquad 3\text{-}27$$

Pour déterminer le plan de rupture critique (*AC*), on peut utiliser le principe du maxima et minima où la cohésion maximum est développée. Ceci se traduit comme suit :

$$\frac{\partial c_d}{\partial\theta} = 0 \rightarrow \frac{\partial}{\partial\theta}\left(0{,}5\gamma H\left(\frac{\sin(\beta-\theta)(\sin\theta-\cos\theta\, tan\varphi_d)}{\sin\beta}\right)\right) = 0$$

En résolvant cette équation, on obtient$\theta = \frac{\beta-\varphi_d}{2}$

On déduit « c_d » et la hauteur critique « H_c » par les expressions suivantes :

$$c_d = \frac{\gamma H}{4}\left(\frac{1-\cos(\beta-\varphi_d)}{\sin\beta\sin\varphi_d}\right) \qquad 3\text{-}28$$

et $H_{critique} = \frac{4c}{\gamma}\left(\frac{\sin\beta\cos\varphi}{1-\cos(\beta-\varphi)}\right)$ 3-29

8.4. Cas d'un glissement par rotation

On étudie la rupture suivant une surface circulaire d'un talus, constitué d'un sol purement cohérent, angle β avec l'horizontale.

Le cercle est supposé centré en O (**Figure 3.11**) et de rayon R tel que :$R = \frac{H}{\sin\beta}$

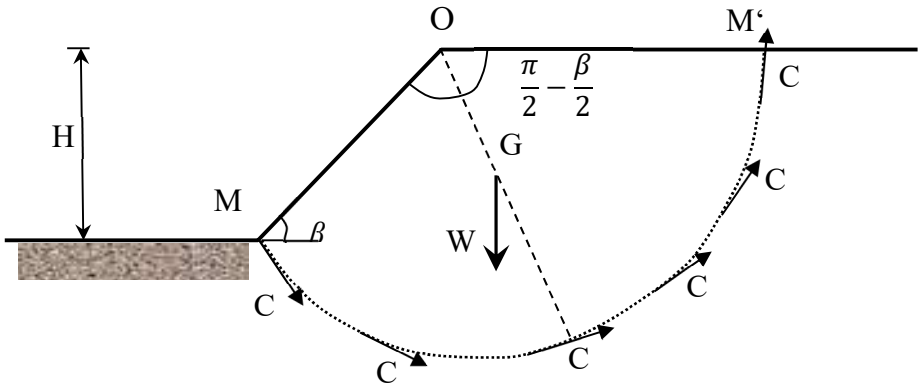


Figure 3.11 Rupture circulaire d'un talus en sol purement cohérent.

Dans ce cas on définit le coefficient de sécurité F_s par le rapport des moments par rapport à O, entre les forces résistantes et les forces motrices. On a:

$$F_s = \frac{\sum M_{/o}(Momentrésistant)}{\sum M_{/o}(Momentmoteur)} \quad 3\text{-}30$$

Avec :

$$\sum M_{/o}\,(Moment\ résistant) = 2R^2 c_u \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\beta}{2}\right) \quad 3\text{-}31$$

$$\sum M_{/o}\,(Moment\ moteur) = WOG\cos\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\beta}{2}\right) \quad 3\text{-}32$$

Où : c_u est la cohésion non drainée ;

G est le centre de gravité de la masse de sol en rupture.

En utilisant (*N*), en obtient :

$$F_S = N\,f(\beta) \quad 3\text{-}33$$

- *Méthode des tranches*

Le calcul est effectué le long d'un cercle de glissement. Les principales forces agissant sont : la pesanteur, l'écoulement de l'eau et la résistance au cisaillement. Soit un cercle quelconque de centre 0 et de rayon R pour lequel on veut déterminer « F_s » vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste tout d'abord à découper le volume de sol intéressé en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux (**Figure 3.12**). Nous allons étudier l'équilibre de l'une d'elles par exemple "abcd" :

Les forces agissant sur la tranche « n » sont :

•La force de pesanteur W

•La réaction inter-tranches H_{n-1}, V_{n-1}, H_{n+1}, V_{n+1}

• La réaction du milieu extérieur *T, u, N'*

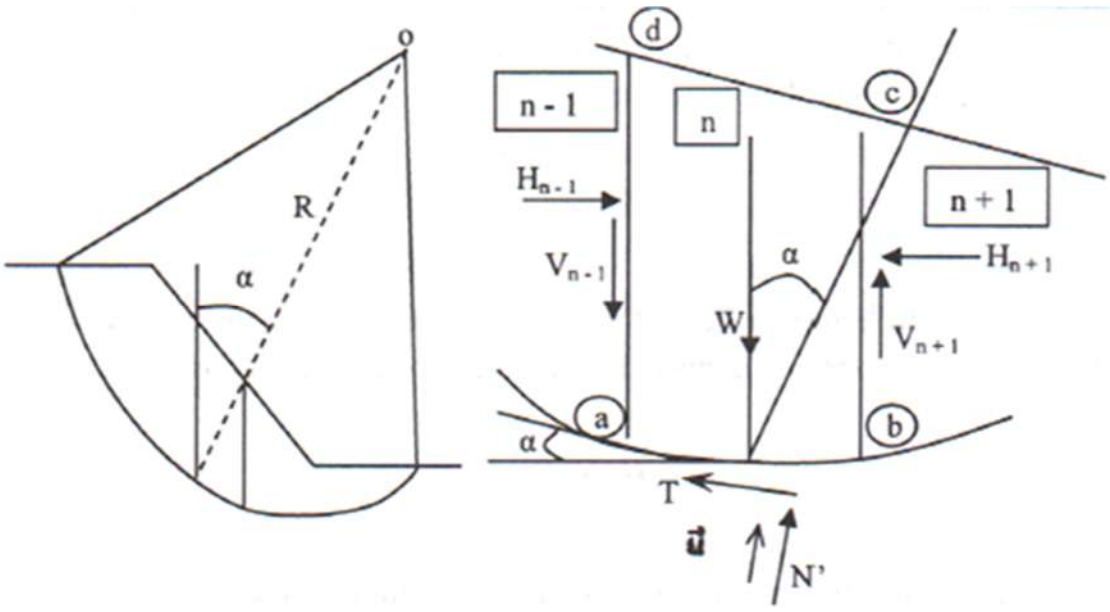


Figure 3.12 Méthodes des tranches.

En définissant le coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum Moments\ résistants}{\sum Moments\ moteurs} \quad 3\text{-}34$$

Et en projetant les différentes forces agissant sur la tranche « n », on arrive à un système d'équation où il y'a plus d'inconnues que d'équations.

A partir de là : deux méthodes sont couramment utilisées qui différent par les hypothèses concernant les réactions inter-tranches.

Fellenius a fait l'hypothèse qui simplifie considérablement les calculs à savoir que la seule force agissant sur (AB) était le poids « W » (W = - réaction du sol R_n).

Il a décomposé « W » en forces (*N* et *T*).

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n}[(c_i l_i + (W_i \cos\alpha_i - u_i l_i)\tan\varphi')]}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i} \quad 3\text{-}35$$

Tel que $l_i = \frac{b_i}{\cos\alpha_i}$

Bishop dans sa méthode simplifiée suppose que les composantes verticales s'annulent deux à deux et arrive à :

Formule générale :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n}[(c_i l_i + (W_i + (V_{n+1} - V_{n-1}) - u_i b_i)\tan\varphi')]\frac{1}{M_i(\alpha_i)}}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i} \quad 3\text{-}36$$

Formule simplifiée : $(V_{n+i} - V_{n-1}) = 0$

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n}[(c_i l_i + (W_i - u_i b_i)\tan\varphi')]\frac{1}{M_i(\alpha_i)}}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i} \quad 3\text{-}37$$

Avec : $M_i(\alpha_i) = \left(\frac{1+\tan\alpha_i \tan\varphi'}{F}\right)$

Le coefficient de sécurité « Ft » intervient des deux eûtes de l'équation et on estdonc obligé de procéder par itérations successives, en général à partir de F_0déterminé par la méthode de Fellinius, jusqu'à la stabilisation.

Dans la pratique, on étudie tous les cercles possibles à partir d'un réseau decentres. Pour chaque centre, on affecte le ($F_{minimum}$), ce qui permet de cernerla zone critique.

- Glissement à court terme et à long terme (talus de déblais)

Après réalisation d'un talus de déblais, la période au cours de laquelle peuvent se produire des glissements dépend essentiellement de la nature de sol.

- *Cas des sols pulvérulents (sable et gravier) :* Leur perméabilité est élevée, la nappe prend la forme d'équilibre au fur et à mesure de l'exécution des travaux (figure 2.15). Les calculs de stabilité sont faits en contrainte effectives, ou n'intervient que l'angle de frottement interne du sable.

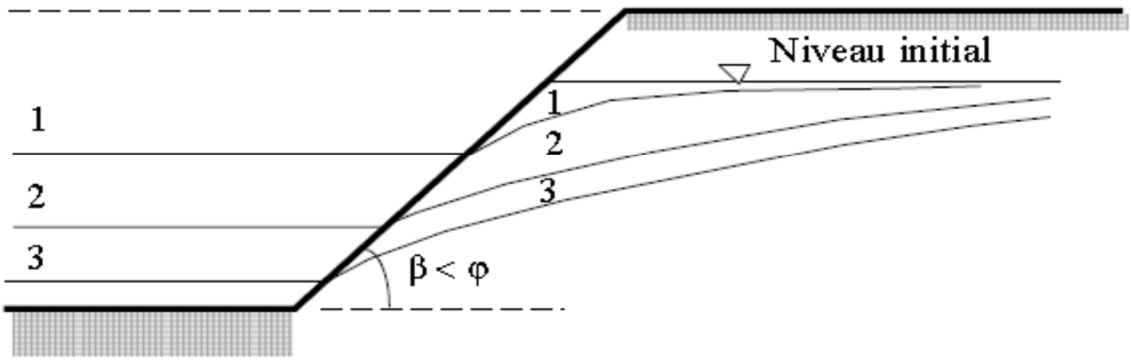


Figure 3.13 Talus en déblais dans un matériau pulvérulent.

- *Cas des sols cohérents (argiles et limons)***: Leur perméabilité est faible, on distingue deux phases :**

-au cours des travaux, une nouvelle répartition des contraintes apparaît, elle provoque des excès des pressions interstitielles qui ne se dissipent pas rapidement, ce sont les conditions de l'essai non consolidé non drainé en laboratoire. On fait dans ce cas une étude à court terme en contraintes totales.

- après un temps nécessaire pour la dissipation des excès de la pression interstitielle (fin de consolidation), le régime hydraulique devient permanent. La pression interstitielle est déterminée à partir du réseau d'écoulement. L'étude se fait en contraintes effectives, elle correspond au comportement à long terme.

L'eau joue un rôle fondamental dans l'étude de stabilité des pentes. De ce fait, il faut différencier entre les comportements du sol à court terme et à long terme.

A court terme : Après déchargements (réalisation du talus) une variation des pressions interstitielles a lieu. Pour les sols sur consolidés, cette variation est plus importante que celle des sols normalement consolidés. En effet, pour un sol sur consolidé la pression interstitielle est négative au début du déchargement ($t = 0$) ; ceci peut être expliqué par analogie avec les sols grenus compacts saturés dans le cas non drainé ; un échantillon de sol dans un état pareil a tendance à augmenter de volume. Mais, comme il est non drainé d'une part, et puisque l'eau et le squelette solide sont incompressibles d'autre part, cette augmentation de volume est empêchée et l'eau exerce une pression négative sur les grains (phénomène de succion avec formation de ménisques d'eau). L'analogie peut être faite aussi avec l'essai de compression simple : avant l'essai l'échantillon est en équilibre sous l'action d'un chargement nul ($\sigma = 0$) , mais il y a une surpression interstitielle non nulle, il existe une contrainte effective qui ne peut être que positive de compression, d'où la pression interstitielle est négative. Dans le cas contraire, pour un sol grenu lâche et saturé, au cours d'un essai non drainé, la réduction du volume des grains solides entraîne un excès de la pression interstitielle.

En définitive, à court terme la pression interstitielle est diminuée. A long terme le régime devient permanent et la pression interstitielle augmente (figure 2.16). C'est pour cette raison qu'en général la stabilité à long terme des sols fins sur-consolidé, est plus défavorable que celle à court terme.

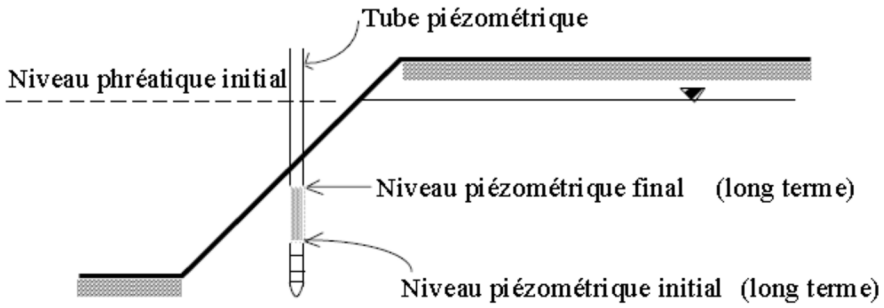


Figure 3.14 Evolution du niveau piézométrique dans un talus de délai en sol fin.

9. Utilisation des abaques pour la stabilité des talus

La mise en œuvre de la méthode des tranches et des méthodes dérivées nécessite l'utilisation de l'informatique pour permettre la résolution rapide des systèmes d'équations pour un nombre important de surfaces de rupture potentielles. De nombreux programmes de calcul utilisant ces méthodes, sont disponibles sur le marché et permettent la résolution de cas complexes de talus hétérogènes, avec ou sans renforcement, et en considérant des régimes hydrauliques variés. Le maniement de ces logiciels suppose des connaissances de base et une expérience solide en géotechnique. Pour les cas les plus simples, les solutions obtenues ont été portées sous forme d'abaques qui permettent ainsi l'obtention rapide de facteurs de sécurité. Ces abaques ont été développés par divers ingénieurs, dont Taylor (1948), Spencer (1967), Janbu (1968) et Morgenstern (1963), et autres. Il faut cependant toujours les utiliser avec beaucoup de précautions et n'appliquer leurs résultats qu'après avoir soigneusement vérifié qu'on se trouve bien dans le domaine de validité de ces abaques.

9.1. Les abaques de Taylor

Taylor (1948) a élaboré des abaques pour les deux cas :

- *Cas 01 : $\varphi' = 0$*
- *Cas 02 : $\varphi' > 0$, $c > 0$, pas d'eau*

La pente et ses paramètres sont illustrés à la Figure 3.15. Ces abaques s'appliquent lorsque le sol est homogène, peut être représenté par une résistance au cisaillement non drainée constante τ_u et a un poids volumique total γ.

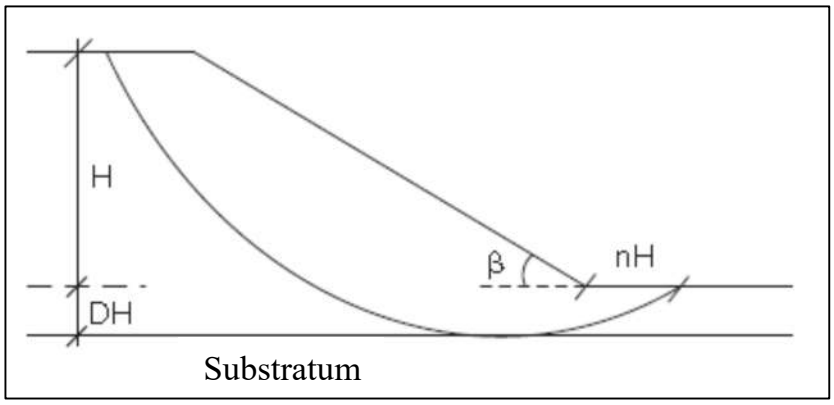


Figure 3.15 Paramètres de pente pour les abaques de Taylor.

La procédure est la suivante :

1. Déterminez le facteur de profondeur *D*, la hauteur de la pente *H*, le poids volumique total γ du sol, la résistance au cisaillement non drainée τ_u du sol et l'angle de la pente β. Le facteur de profondeur *D* (Figure 3.17) est le rapport entre la distance verticale entre le pied de la pente et la couche dure sous-jacente et la hauteur de la pente.

2. Connaissant *D* et *β*, trouvez le facteur de stabilité *N* sur l'abaque de la figure 2.16 en utilisant les lignes continues. Les lignes pointillées courtes en trait plein indiquent la valeur de *n*, qui est le rapport entre la distance horizontale entre le pied du talus et la sortie du cercle et la hauteur de la pente. Une fois que n est connu, le cercle peut être identifié car il doit être tangent à la couche dure.

3. Le facteur de stabilité *N* est défini comme suit :

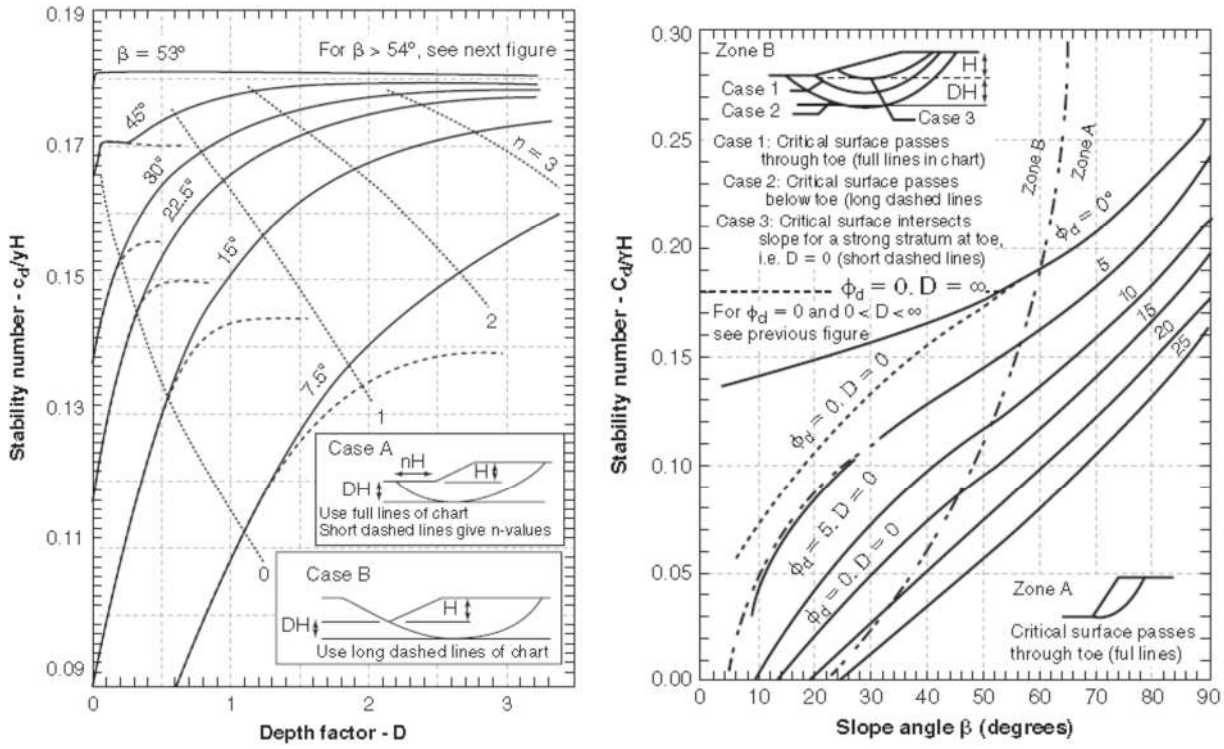
$$N = \frac{c_d}{\gamma H}$$

Où c_d est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente en équilibre. En Utilisant l'équation précédente pour calculer la valeur de c_d.

4. Le facteur de sécurité est donné par :

$$F = \frac{\tau_u}{c_d} \qquad 2.32$$

5. Si la géométrie en question est telle que le cercle de rupture est le plus susceptible d'être un cercle de pied, utilisez les lignes pointillées pour trouver le facteur de stabilité *N*.



(a) *(b)*

Figure 3.16 Abaques des Taylor. (a) pour le cas : φ′= 0, (b)pour le cas : φ′ > 0, c> 0 et pas de nappe phréatique(Briaud 2013).

- *Cas 02 : φ′> 0, c> 0, pas d'eau, analyse des contraintes effective*

Ce graphique (figure 3.16) s'applique au cas où le sol est homogène, a un poids volumique γ, ne contient pas d'eau et peut être représenté par une cohésion de contrainte effective *c'* et un angle de frottement de contrainte effectif *φ*'. Notez que la déclaration était que le sol était sec. En effet, un sol sec peut avoir suffisamment d'eau pour développer une tension très élevée, ce qui modifie considérablement la résistance au cisaillement ; ce graphique fait référence au cas de pas d'eau. Pour ce graphique, deux facteurs de sécurité sont définis :

$$F_{c\prime} = \frac{c\prime}{c\prime_d} \qquad 2.33$$

$$\text{Et} F_{\varphi\prime} = \frac{\tan\varphi\prime}{\tan\varphi\prime_d} \qquad 2.34$$

Où c'_d et φ'_d sont la fraction de *c'* et *φ'* nécessaires pour maintenir la pente en équilibre.

La procédure étape par étape est la suivante :

1. Choisissez une valeur initiale de $F_{c'}$. Une valeur de 1,5 est commune.

2. Utilisation de l'équation précédente pour calculer la valeur de c'_d.

3. Calculez le facteur de profondeur *D* tel que défini à la figure 2.16 et le facteur de stabilité *N*.

4. Connaissant le facteur de stabilité *N*, l'angle de pente β et le facteur de profondeur *D*, trouvez φ'_d dans le graphique. Utilisez les lignes pleines pour le cas général et les autres lignes pour le cas échéant.

5. Calculez $F_{\varphi'}$ et comparez à $F_{c'}$.

6. Si $F_{\varphi'}$ et $F_{c'}$ ne sont pas égaux, revenez à l'étape 1 et essayez une nouvelle valeur de $F_{c'}$ jusqu'à ce qu'ils se situent dans les limites de cette tolérance. Il serait raisonnable d'utiliser la moyenne de $F_{\varphi'}$ et *Fc'* comme hypothèse suivante.

9.2. L'abaque de Jambu

Janbu (1968) a développé un vaste graphique couvrant de nombreux cas différents. Ils incluent des abaques pour le cas où le sol a plusieurs couches, des abaques pour le cas où une surcharge existe au sommet de la pente, des abaques pour lesquelles une fissure existe en haut de la pente, des abaques traitant du comportement à court terme non drainé, des abaques traitant avec un comportement drainé, et des abaques traitant de différents niveaux d'eau en dehors de la pente et à l'intérieur de la pente (Figure **3.17**).

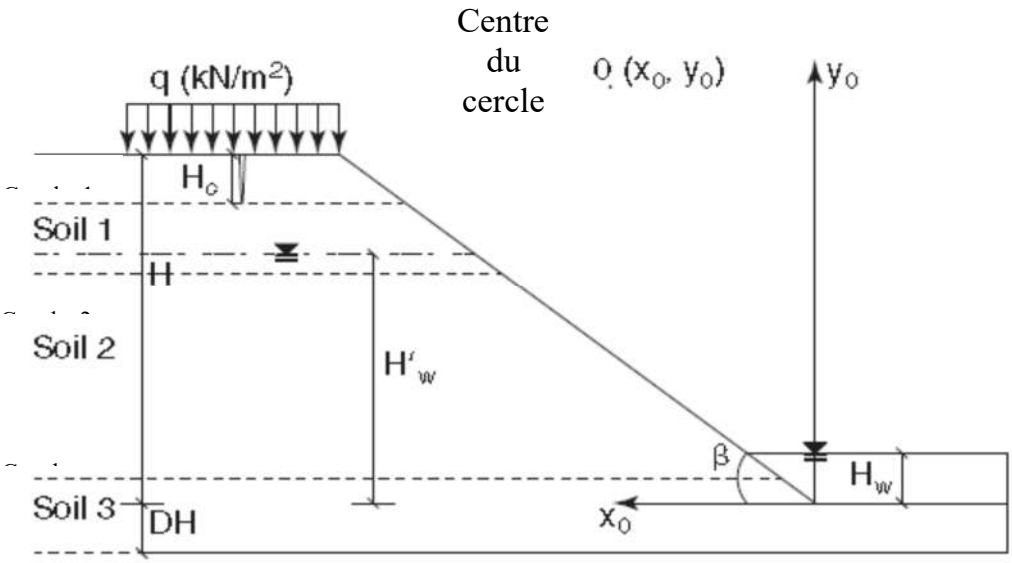


Figure 3.17 Paramètres de pente pour l'abaque de Janbu.

Ces abaques sont détaillés dans (Abramson et al. 2001)et dans(Duncan et al. 2014). L'abaque qui traite le cas du sol homogène, des paramètres de contraintes effectives *c'* et φ', de différents niveaux d'eau à l'intérieur et à l'extérieur de la pente et des cercles de pied en tant que surfaces de rupture est discutée ici.

La procédure est la suivante :

1. Calculez P_d comme suit :

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t} \qquad 3\text{-}38$$

Où P_d est un paramètre de contrainte caractérisant le côté demande de la stabilité de la pente ; γ est le poids volumique total du sol ; H est la hauteur de la pente ; q est la surcharge uniforme au sommet de la pente ;γ_w est le poids volumique de l'eau ;H_w est la hauteur d'eau

en dehors de la pente au-dessus du pied de la pente (Figure 3.18) ; et μ_q, μ_w et μ_t sont des facteurs de réduction pour la surcharge, la submersion et la fissure sous tension, respectivement. En cas de non surcharge où il n'y a pas de fissures de tension, μ_q,μ_t est égal à 1. La valeur de μ_w est indiquée dans le graphique de la figure 3.19.

2. Calculez le paramètre de contrainte effectif P_e comme suit :

$$P_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_q \mu'_w} \qquad 3\text{-}39$$

Où P_e est un paramètre de contrainte effective caractérisant la contrainte effective moyenne sur le plan de rupture, γ est le poids volumique total du sol, H est la hauteur de la pente, q est la surcharge uniforme au sommet de la pente, γ_w est le poids volumique d'eau, H'_w est la hauteur de l'eau dans la pente au-dessus du pied de la pente (Figure 3.17), et μ_q et μ'_w sont respectivement le facteur de réduction de la surcharge et le facteur d'infiltration. En l'absence de surcharge, μ_q est égal à 1 et la valeur de μ'_w est indiquée dans le graphique de la figure 3.19.

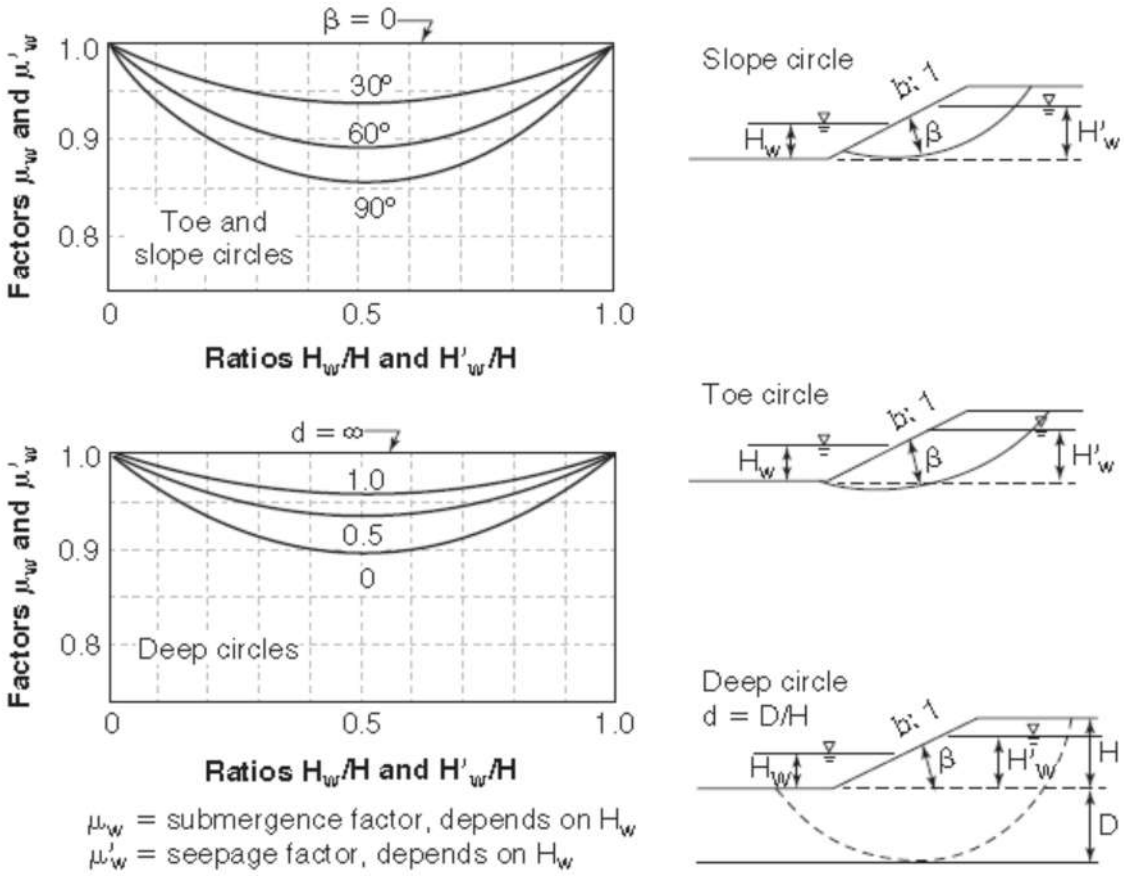


Figure 3.18 Diagramme de Janbu pour le facteur de réduction de la submersion μ'w et μ'w(Briaud 2013).

3. Calculez $\lambda_{c\varphi}$ comme :

$$\lambda_{c\varphi} = \frac{P_e \tan \varphi'}{c'} \qquad 3\text{-}40$$

Où $\lambda_{c\varphi}$ est un paramètre caractérisant le rapport entre la résistance due au frottement et la résistance due à la cohésion, et c' et φ' sont respectivement la cohésion des contraintes effectives et l'angle de frottement.

4. À l'aide du diagramme de la figure 3.20, déterminez le nombre de stabilité N_{cf} avec l'angle de pente β et le rapport de résistance $\lambda_{c\varphi}$.

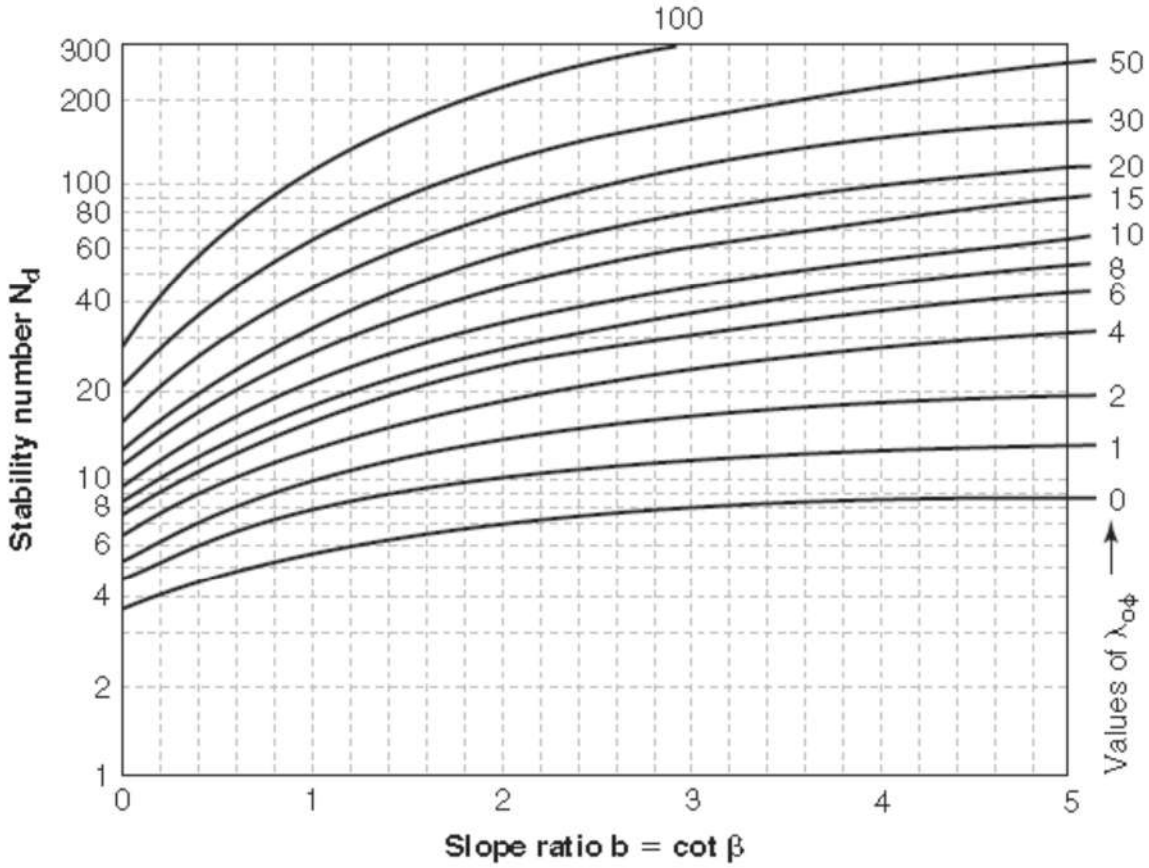


Figure 3.19 Abaque de Janbu permettant d'obtenir le facteur de stabilité. (Après Janbu, 1968. D'après J. Michael Duncan et Stephen G. Wright, Résistance du sol et stabilité des pentes, Hoboken, NJ, John Wiley& Sons, 2005)(Briaud 2013).

5. Calculez le facteur de sécurité comme suit :

$$F = N_{cf}\frac{c'}{P_d} \qquad 3\text{-}41$$

6. La position du centre du cercle de glissement est indiquée dans le graphique de la figure 2.22. Le graphique donne les valeurs normalisées x_o et y_o des coordonnées :

$$X_o = x_o H \text{ et } Y_o = y_o H \qquad 3\text{-}42$$

Où X_o et Y_o sont les coordonnées réelles en mètres et H la hauteur de la pente.

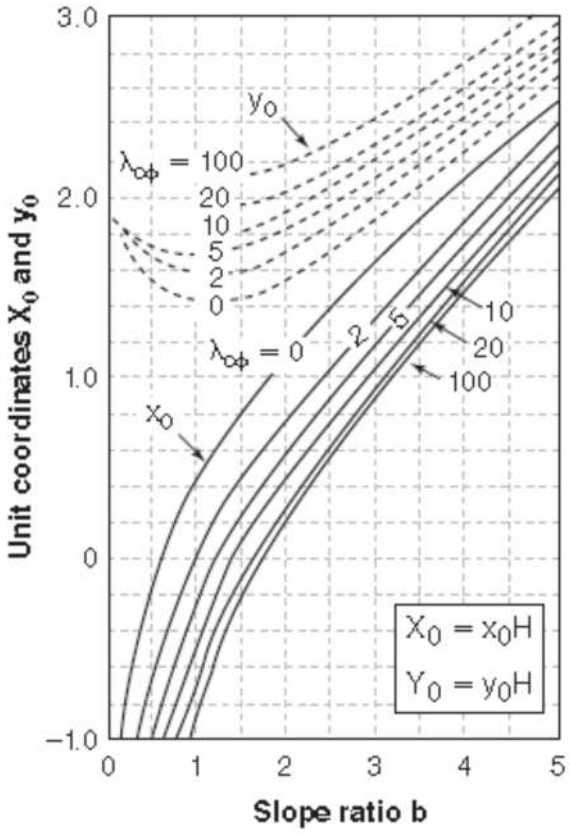


Figure 3.20 Abaque de Janbu permettant de localiser le centre du cercle critique. (Après Janbu, 1968. D'après J. Michael Duncan et Stephen G. Wright, Résistance du sol et stabilité des pentes, Hoboken, NJ, John Wiley& Sons, 2005)(Briaud 2013).

9.3. L'abaque de Morgenstern

Morgenstern (1963) a élaboré des abaques pour le cas d'un retrait rapide dans un barrage (figures 3.21 et 3.22). Les abaques concernent une pente de sol homogène, les paramètres de contrainte effective c' et φ', le poids volumique total du sol γ, une pente de hauteur H et le niveau d'eau abaissé d'une quantité $\overline{H}$ du haut de la pente à un niveau inférieur. On suppose en outre que la pression interstitielle dans le sol n'a pas le temps de se dissiper pendant la période de retrait.

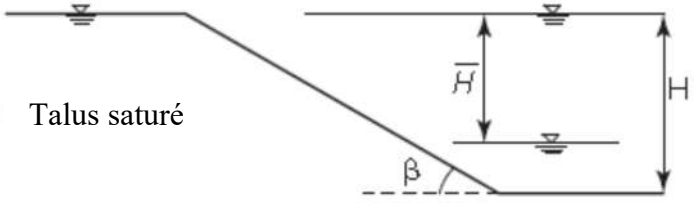


Figure 3.21 Paramètres de pente pour les abaques de Morgenstern:(a) c′/γH = 0.0125 (b) c′/γH = 0.025.

La procédure est la suivante :

1. Calculez les quantités $c'/\gamma H$ et $\tan \beta$.

2. Sélectionnez l'abaque qui correspond au $c'/\gamma H$ correct et au $\tan\beta$ correct.

3. En utilisant les valeurs de $\bar{H}/H$ et φ, trouvez la valeur du facteur de sécurité sur l'abaque.

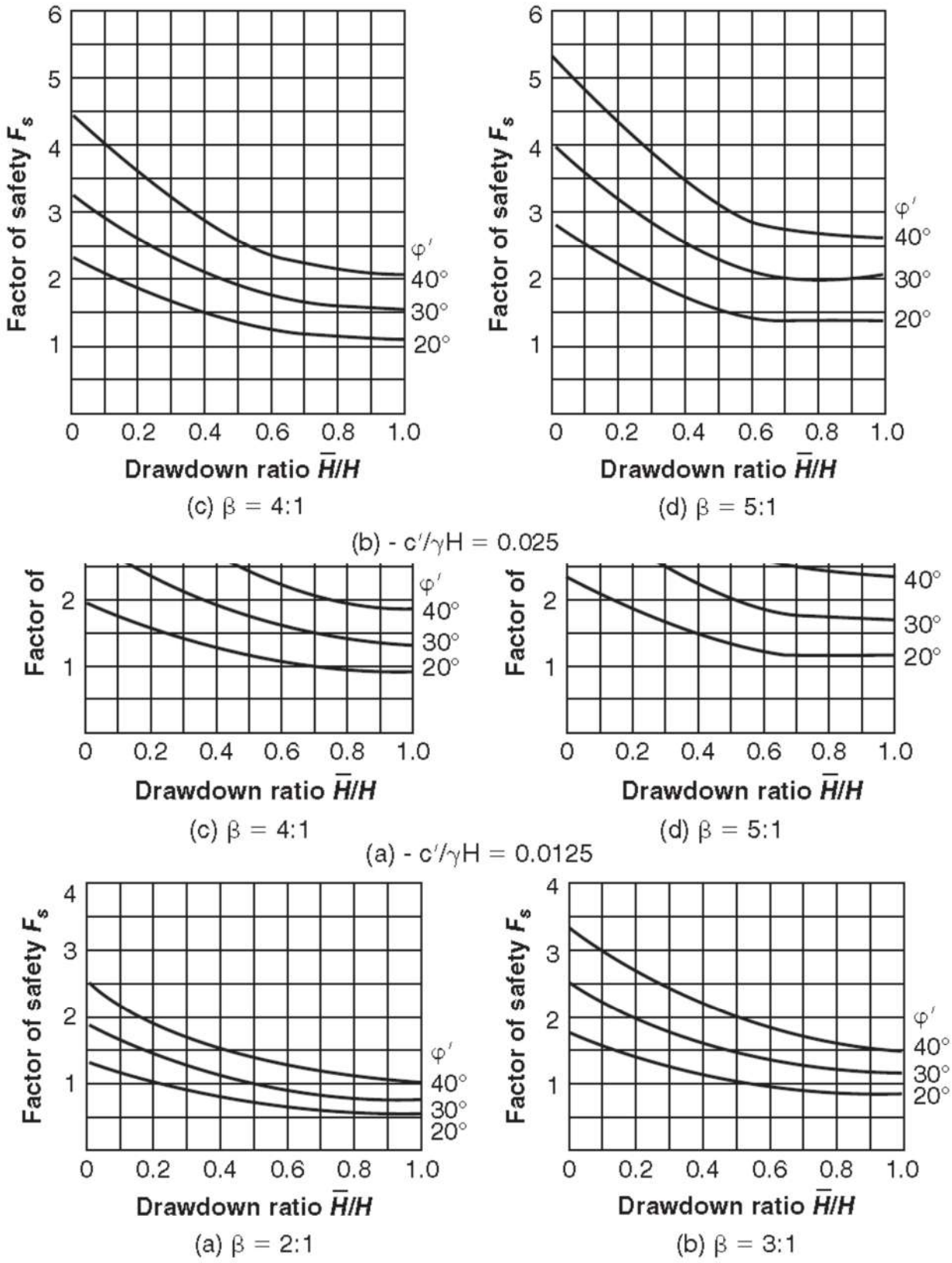


Figure 3.22 Abaques de Morgenstern pour un retrait rapide. (Après Morgenstern 1963). a et b: De LW Abramson et al., Stability and Stabilization Methods of Slope (1er éd.), Hoboken, NJ, John Wiley & Sons, 1996)(Briaud 2013).

9.4. L'abaque de Spencer

Spencer (1967) a élaboré des abaques pour le cas où le niveau de la nappe phréatique se situe dans le cercle de la pente (figure 3.23). La résistance du sol est décrite par les paramètres de contrainte effective c' et φ'. La surface de rupture est considérée comme étant circulaire et traversant le pied du talus. La présence d'eau dans la pente est quantifiée à l'aide du rapport de la pression interstitielle r_u :

$$r_u = \frac{u_w}{\sigma_{ov}} \qquad 2.40$$

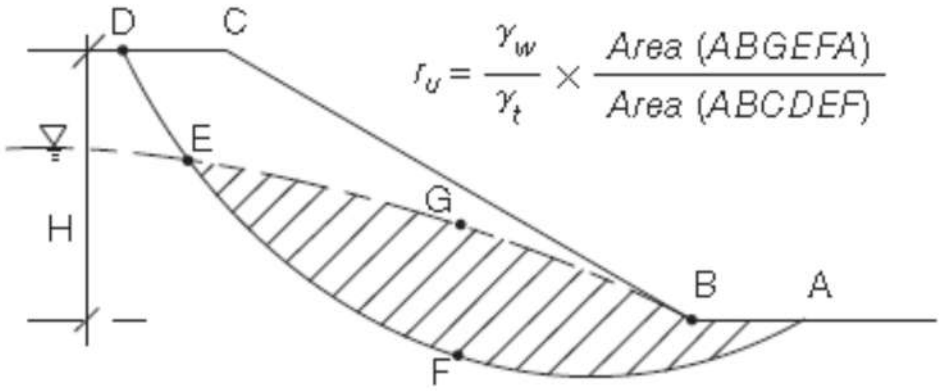


Figure 3.23 Paramètres de pente pour l'abaque de Spencer.

Où u_w est la pression interstitielle au point choisi et σ_{ov} est la contrainte verticale totale dans le sol au même point. Bien que la valeur de r_u varie d'un point à l'autre de la pente, une seule valeur est utilisée pour la méthode graphique. En se référant à la figure 3.23, le rapport moyen r_u est estimé à : $r_u = \frac{u_w}{\sigma_t} * \frac{\text{Air ABGEF}}{\text{Air ABCDEF}}$

Où γ_w et γ_t sont respectivement le poids volumique d'eau et le poids volumique total du sol.

Notez que la valeur maximale de r_u est d'environ 0,5, car même si la pente est remplie d'eau, le rapport γ_w/γ_t est d'environ 0,5. En conséquence,

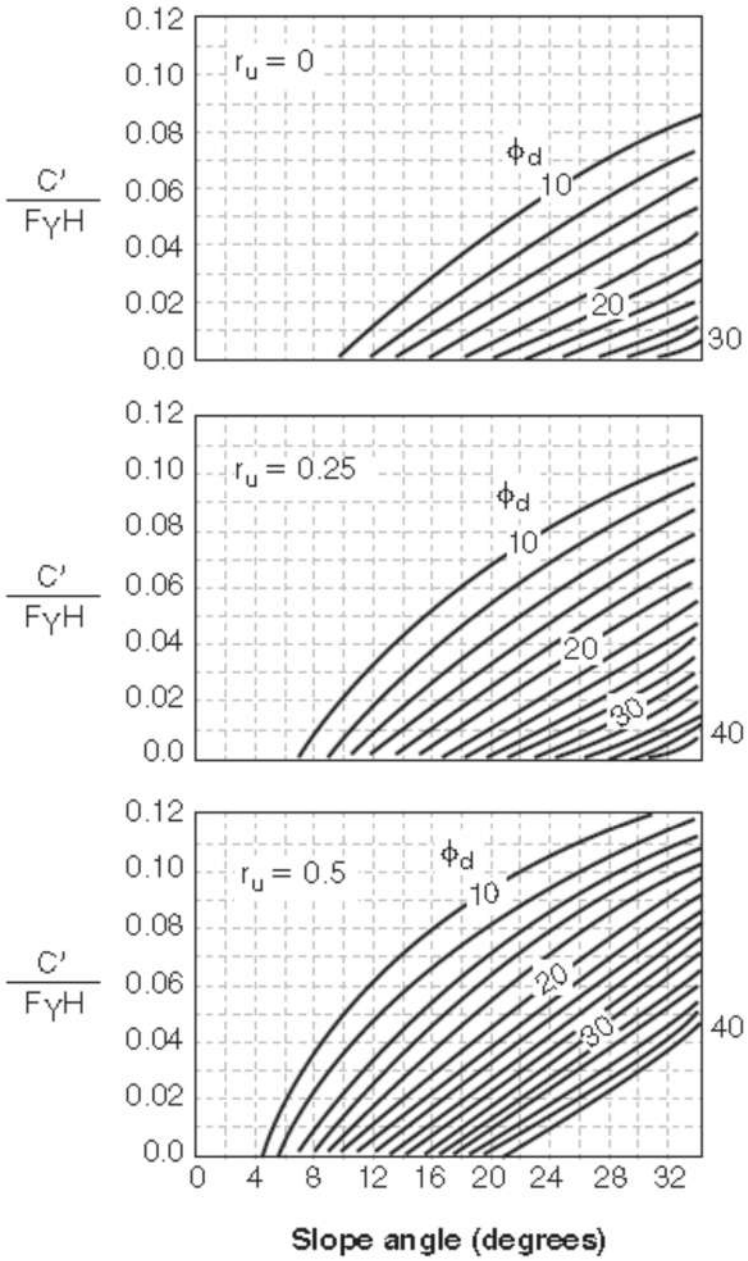


Figure 3.24 Abaque de Spencer pour : φ′> 0, c′> 0, avec la présence d'eau dans les sols en pente(Briaud 2013).

Spencer a préparé des diagrammes pour les valeurs de $r_u = 0$ (pente sans eau), de $r_u = 0,25$ (pente avec de l'eau à mi-hauteur) et de $r_u = 0,5$ (pente pleine d'eau). Notez également qu'il n'y a pas d'eau en dehors de la pente.

La procédure d'utilisation de l'abaque de Spencer est la suivante :

1. Choisissez une valeur initiale de F_c (Eq. 3.33 et 3.34), une valeur de 1,5 est commune.

2. calculez la valeur de c_d en utilisant les équations 3.33 et 3.34.

3. Calculez le facteur de stabilité N comme suit :

$N = c_d/\gamma H$

4. Calculez le taux pression interstitielle r_u.

5. Connaissant le nombre de stabilité N, r_u et l'angle de pente β, trouver φ_d dans la figure (Figure 3.26). Si le rapport r_u n'est pas exactement égal à 0, 0,25 ou 0,5 comme dans les figures, les deux cas les plus proches du rapport r_u sont calculés et une interpolation sur F est utilisée.

6. Calculer F_φ et comparer à F_c.

7. Si F_φ et F_c ne sont pas égaux, revenez à l'étape 1 et essayez une nouvelle valeur de F_c jusqu'à ce que F_φ et $F_c$soient dans les limites de cette tolérance. Utiliser la moyenne de F_c et F_φ comme hypothèse suivante pour F_c est raisonnable.

Chapitre 4. Fondations superficielles et profondes

1. Définition et classification des fondations

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

Les fondations sont les éléments de la structure assurant la transmission des toutes les sollicitations (charges, surcharges, efforts de renversement …etc.) auxquelles ce bâtiment ou cet ouvrage est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure au sol d'assise.

Si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes. Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement.

Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

Si on désigne par la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par sa largeur et par sa longueur, on distingue 3 types de fondations (**Figure 4.1**) :

- Fondation superficielle : D < 3m et $\frac{D}{B} \leq 6$
- Fondation profonde : D < 3m et $\frac{D}{B} > 10$

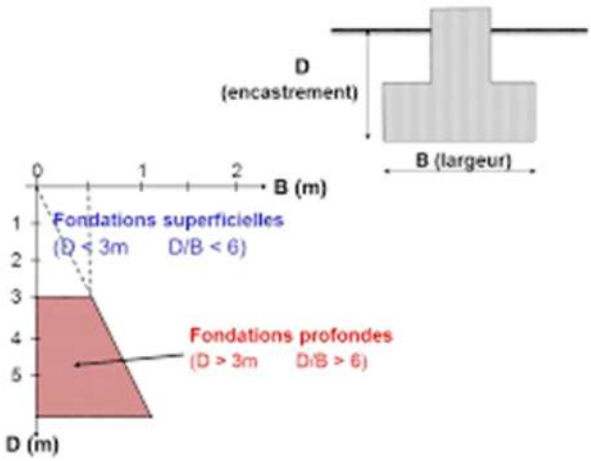


Figure 4.1 Domaines des fondations superficielles et profondes.

2. Fondation superficielle

2.1. Types de fondations superficielles :

On distingue (Figure 4.2) :

- Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L (L / B > 10 pour fixer les idées) ;

- Les semelles isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées (B / L = 1) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- Les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

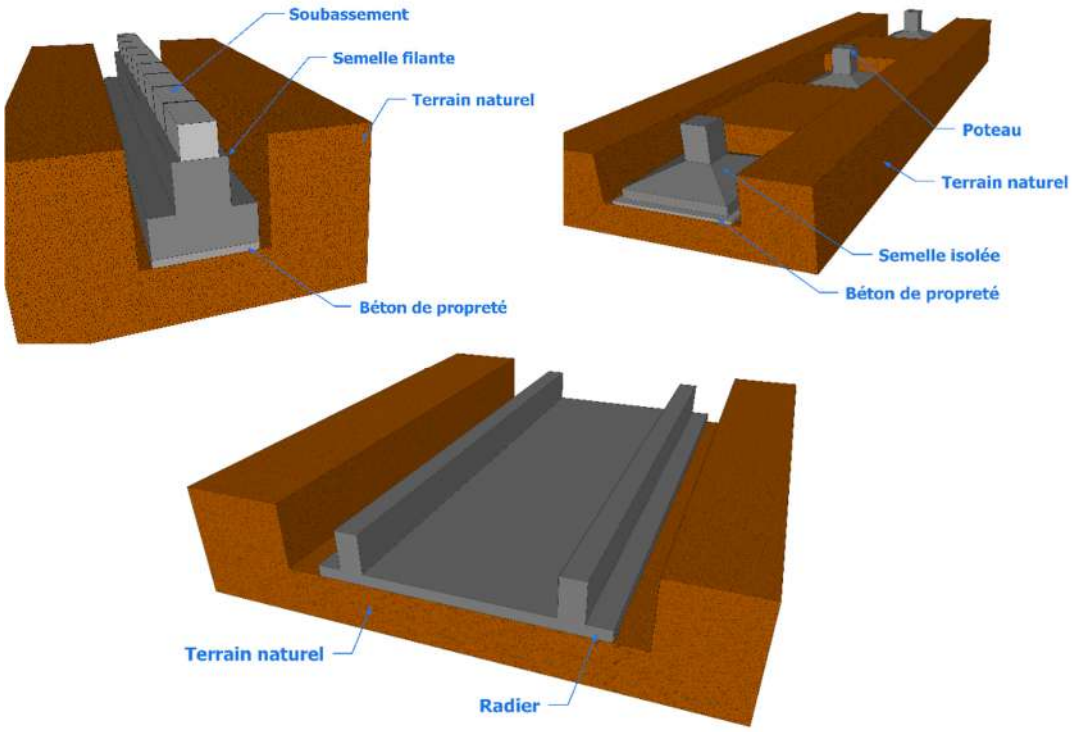


Figure 4.2 Différents types de fondation superficielle.

2.2. Comportement des fondations superficielles :

2.2.1. Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la Figure 4.3 qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle.

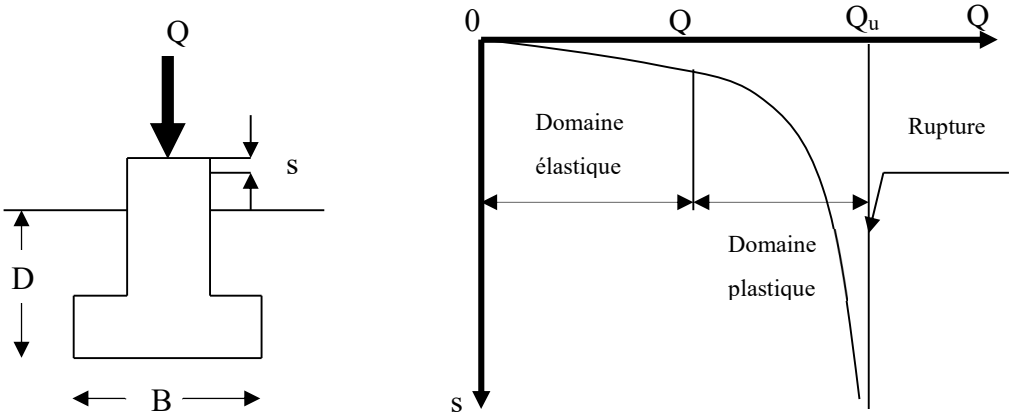


Figure 4.3 Courbe de chargement d'une fondation superficielle.

La largeur de la fondation est notée « B » et la profondeur où est située sa base est notée « D ». Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur « D » donnée et relevons les tassements « s » obtenus en fonction de la charge appliquée « Q ».

- Au début, comportement sensiblement linéaire (« s » proportionnel à « Q ») ;
- Après, « s » n'est plus proportionnel à « Q » (création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation) ;
- À partir d'une certaine charge « Q_l » il y a poinçonnement du sol (un tassement qui n'est plus contrôlé). Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure. (On peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre).

Cette charge est la « capacité portante » de la fondation (on parle aussi souvent de « charge limite », de « charge de rupture » ou encore de « charge ultime »).

La contrainte de rupture de la semelle est: $q_u = Q_u/A$.

A : étant la surface d'impact de la semelle

La contrainte admissible q_a, est obtenue en divisant la contrainte ultime par un coefficient de sécurité F, $q_a = q_u /F$, avec généralement F = 3.

Les contraintes ultime et admissible sont par ailleurs à la base de la conception des fondations.

2.2.2. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle

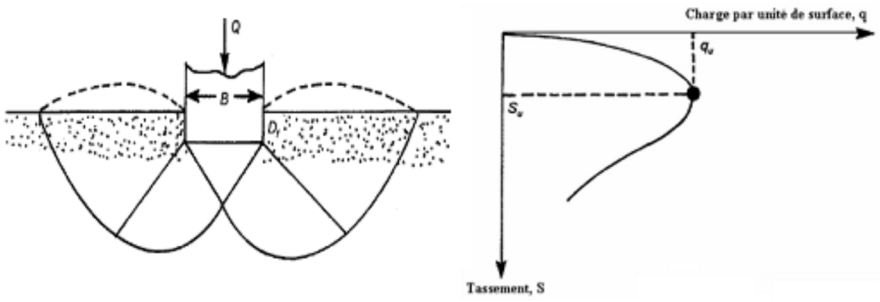
Avant l'application de la charge sur une semelle, le sol est en état d'équilibre élastique. Lorsque la charge augmente au-delà d'une certaine valeur critique, le sol passe progressivement à l'état d'équilibre plastique. Au cours du passage d'un état à l'autre, la répartition des réactions du sol sur la base de la semelle et l'orientation des contraintes principales dans le sol, subissent des variations. La transition s'opère à partir des bords extérieurs de la fondation et s'étend comme il est indiqué sur la **Figure 4.4**qui s'applique à une semelle continue (ou filante) reposant sur un massif homogène de sable.

Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol:

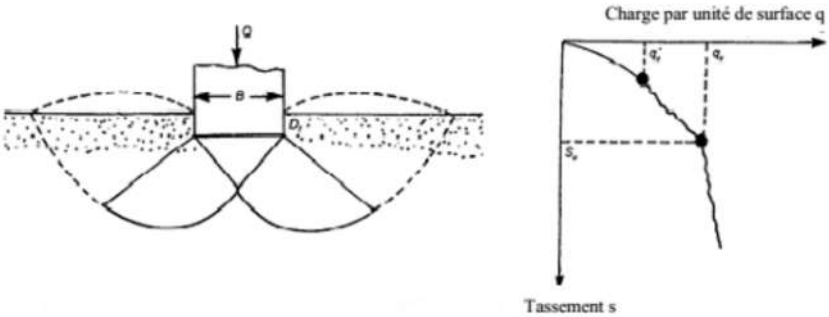
- ❖ Un mécanisme de cisaillement généralisé: caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants (**Figure 4.4** a).
- ❖ Un mécanisme de cisaillement localisé : qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les sols très compressibles, comme des sables lâches (**Figure 4.4** b).
- ❖ Une rupture par poinçonnement : la **Figure 4.4**c montre la même fondation, mais cette dernière surmonte un sable lâche ou un sol argileux. Pour ce cas, la courbe de chargement-tassement sera comme celle montrée dans la même figure.

Une valeur maximale de charge par unité de surface, q, n'est jamais observée. La capacité portante ultime (q_u) est définie comme le point où le rapport $\Delta S/\Delta q$ devient le plus grand et

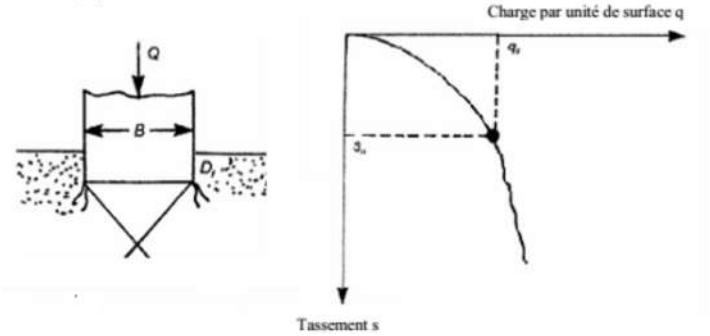
à peu près constant. Ce type de rupture dans le sol est appelé rupture par poinçonnement. Dans ce cas, la surface de rupture ne s'étend jamais à la surface du terrain.



(a) Mécanisme de cisaillement généralisé.



(b) Mécanisme de cisaillement localisé.



(c) Mécanisme de rupture par poinçonnement.

Figure 4.4 Mécanisme de rupture d'une semelle rigide.

La nature de la rupture dans le sol à la charge ultime est fonction de plusieurs facteurs tels que la rigidité et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement D_f par rapport à la largeur de la fondation (B), et le rapport de la largeur à la longueur (B/L) de la fondation.

2.3. Théorie de la capacité portante

On considère le principe de superposition de Terzaghi pour examiner les fondations superficielles, cas d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée reposant sur un massif semi infinie et homogène horizontale, **Figure 4.5**.

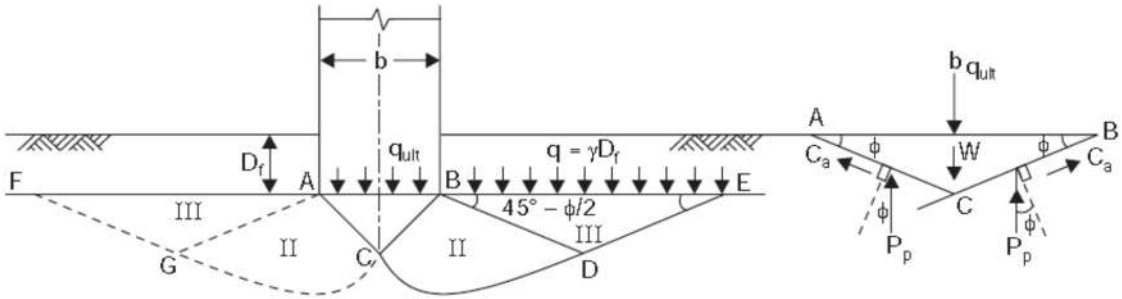


Figure 4.5 Modèle utilisé par Terzaghi (1943) pour la détermination des facteurs de portance.

Le principe de superposition consiste à superposer trois états, **Figure 4.6**.

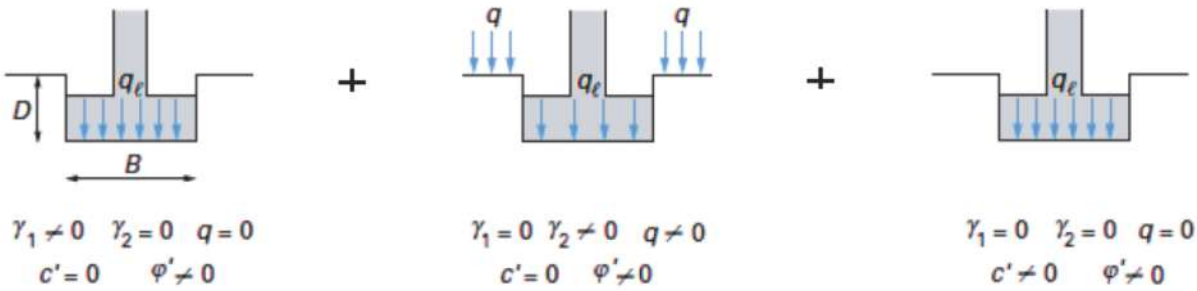


Figure 4.6 Méthode de superposition de Terzaghi pour une fondation superficielle

Etat 1: le premier terme est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation et du poids volumique du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;

Etat 2: le deuxième terme est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;

Etat 3: le troisième terme est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centré est obtenue par la relation générale suivant :

$$q_l = 0.5\gamma_1 B N_\gamma + cN_C + \left(q + \gamma_2 D\right)N_q \qquad 4\text{-}1$$

Où :

q_l: Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) ;

γ_1: Poids volumique du sol sous la base de la fondation ;

γ_2: Poids volumique du sol latéralement à la fondation ;

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

B : largeur de la fondation ;

D : profondeur d'encastrement de la fondation (profondeur à laquelle se trouve la base de la fondation).

N_c, N_q, N_γ Sont les facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

$$N_c = \cos\varphi \left[\frac{e^{2(2\pi/(4-\frac{\varphi}{2}))\tan\varphi}}{2.\cos^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})} - 1 \right] = \cot\varphi(N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{2(2\pi/(4-\frac{\varphi}{2}))\tan\varphi}}{2.\cos^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})} \qquad 4\text{-}2$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}(\frac{K_{P\gamma}}{\cos^2\varphi} - 1)\tan\varphi$$

Avec $K_{P\gamma}$ est le coefficient de poussée des terres (passive).

Cette équation, cependant, est soumise aux restrictions suivantes: rupture générale, semelle filante, semelle de base rugueuse.

Toujours dans sa théorie, Terzaghi divise la zone de rupture sous la fondation en trois zones (**Figure 4.7**) :

- Une zone triangulaire ACB immédiatement sous la fondation ou le sol fortement comprimé est en équilibre surabondant et se déplace avec la fondation, il forme un coin limite par les points A, B, C avec les angles BAC et ABC sont égaux à l'angle de frottement interne du sol φ.

Une zone de cisaillement radial BCF où CF est un arc spirale logarithmique définie par la fonction :

$$r = r.e^{\theta\tan\varphi} \qquad 4\text{-}3$$

- zone passive de Rankine triangulaire BFD.

Dans les zones de cisaillement radial et passif, les déplacements et les cisaillements sont très importants et il en résulte ainsi une rupture généralisée au-dessous de ces trois zones, le sol est peu ou non perturbé par la rupture (*Salençon 1974*).

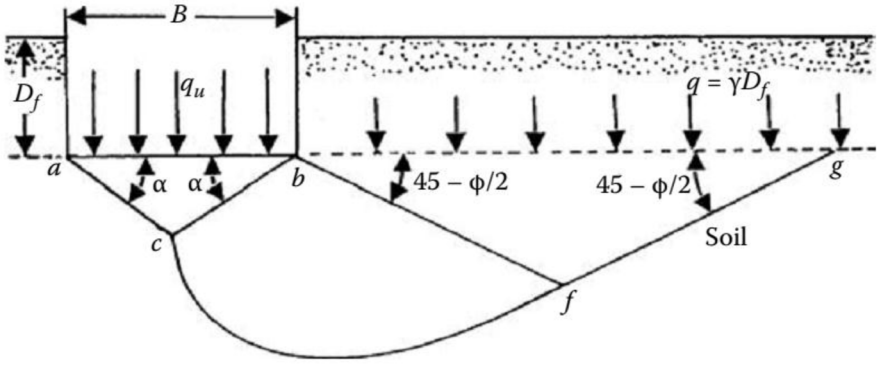


Figure 4.7 Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance.

La variation des coefficients de capacité portante en fonction de l'angle de frottement interne φ est donnée par le **Tableau 4.1**, et la

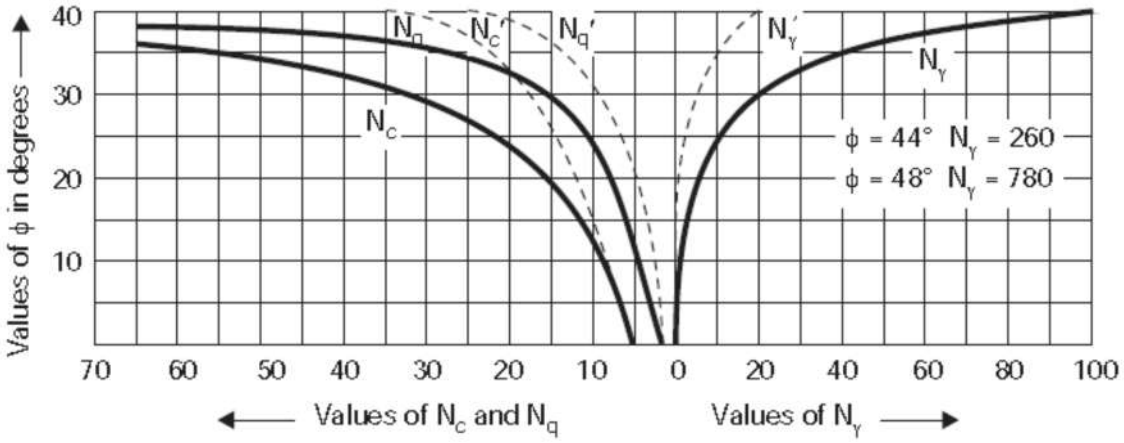


Figure 4.8 donne les mêmes valeurs sous une forme graphique.

Tableau 4.1 Coefficients de capacité portante de Terzaghi pour un cisaillement général.

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	11.35
2	6.30	1.22	0.18	28	31.61	17.81	15.15
4	6.97	1.49	0.38	30	37.16	22.46	19.73
6	7.73	1.81	0.62	32	44.04	28.52	27.49
8	8.60	2.21	0.91	34	52.64	36.51	36.96
10	9.61	2.69	1.25	36	63.53	47.16	51.70
12	10.76	3.29	1.70	38	77.50	61.55	73.47
14	12.11	4.02	2.23	40	95.67	81.27	100.39
16	13.68	4.92	2.94	42	119.67	108.75	165.69
18	15.52	6.04	3.87	44	151.95	147.74	248.29
20	11.69	7.44	4.97	46	196.22	204.20	426.96
22	20.27	9.19	6.91	48	258.29	287.86	742.61
24	23.36	11.40	8.85	50	347.52	415.16	1153.15

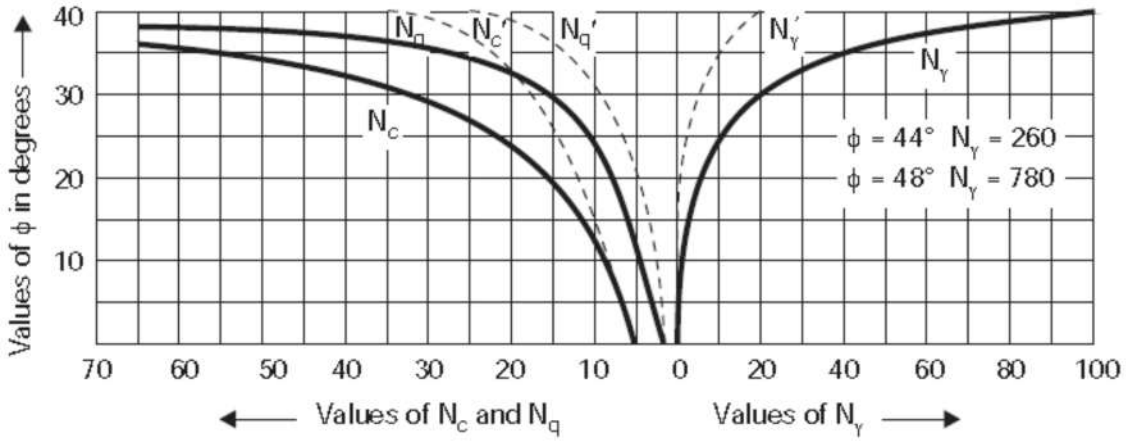


Figure 4.8 Facteurs de capacité portante.

2.4. Calcul de la capacité portante

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « c-φ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est à-dire à partir de la pression limite « pl » du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique CPT. Dans ce qui suit seule la première méthode sera abordée.

En se basant sur les mécanismes de rupture se développant dans le sol sous une fondation dont les paramètres de résistance au cisaillement sont c (cohésion) et φ (angle de frottement) et en utilisant la théorie de calcul à la rupture on pourrait estimer la charge de rupture.

Les hypothèses suivantes sont utilisées pour calculer la capacité portante d'une semelle :

- 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) ;
- La contrainte limite « q_l» obtenue est la contrainte moyenne uniformément repartie sous la semelle.

2.4.1. Calcul à court terme et à long terme

Le comportement d'un sol fin saturé diffèrent suivant que les excès de pression interstitielle (surpression) provoquée par l'application des charges ont eu ou non le temps de se dissiper (temps nécessaire pour la consolidation, selon la perméabilité de sol). Il y a donc lieu de se préoccuper du calcul à court terme et à long terme (Olivari G., 1983).

- **Le calcul à court terme** fait intervenir les contraintes totales (σ) et les caractéristiques non drainées du sol ($c = c_u$ et $\varphi = \varphi_u$)

$$q_l = \gamma_{sat} D + (\pi + 2) c_u \qquad 4\text{-}4$$

Puisque $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$ pour $\varphi = 0$

- **Le calcul à long terme** fait intervenir les contraintes effectives (σ) et les caractéristiques drainées du sol (c=c' et $\varphi = \varphi$).

$$q_l = 0.5\gamma_1 B N_\gamma + c\, N_C + (q + \gamma_2 D) N_q \qquad 4\text{-}5$$

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

2.4.2. Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers

On a démontré le principe de superposition de Terzaghi pour le calcul d'une fondation filante, dans ce qui suit-on donnera les procédures de calcul de la capacité portante des fondations superficielles pour des cas particulières, en prenant en compte l'influence de :

- L'influence de la forme géométrique de la semelle ;
- L'influence de l'inclinaison de la charge portée par la semelle ;
- L'influence de l'excentrement de la charge portée par la semelle ;
- L'influence de l'inclinaison de la base de la semelle.

⊙ Semelle filante. Charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous une charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi) :

$$q_l = 0.5\gamma_1 B N_\gamma + cN_C + (q + \gamma_2 D)N_q \quad 4\text{-}6$$

Influence de la forme de la fondation (charge verticale et centrée)

Afin de tenir compte la forme de la fondation, la relation proposée pour la capacité portante ultime est obtenue par l'utilisation de coefficients multiplicatifs s_γ, s_c et s_q et prend la forme suivante :

$$q_l = 0.5\gamma_1 B N_\gamma s_\gamma + cN_C s_C + (q + \gamma_2 D)N_q s_q \quad 4\text{-}7$$

Les valeurs des coefficients de forme, sont déterminées à l'aide des formules montrées dans les tableaux ci-dessous (**Tableau 4.2** et **Tableau 4.3**):

Tableau 4.2 Valeurs des coefficients de formes selon Terzaghi (Terzaghi K., 1943)

Fondations	Filantes	Rectangulaires ou carrées (B/L=1)	circulaires
s_γ (1)	1	$1 - 0.2\frac{B}{L}$	0.6
s_c	1	$1 + 0.2\frac{B}{L}$	1.3
s_q	1	1	1
(1) Conditions drainées, seulement			

NB : Les formules sont données pour une semelle rectangulaire de côtés L > B. Pour un carré, on fait L = B dans les formules.

Tableau 4.3 Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7 (CEN, 2005; CEN, 2006)

	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaires	carrées ou circulaires (B/L=1)	Rectangulaires	carrées ou circulaires (B/L=1)
s_γ	-	-	$1 - 0.3\frac{B}{L}$	0.7
s_c	$1 + 0.2\frac{B}{L}$	1.2	$\frac{\left(1 + \frac{B}{L}\sin\varphi\right)N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin\varphi)N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L}\sin\varphi$	$1 + \sin\varphi$

Influence de l'inclinaison de la charge

Pour une inclinaison δ de la charge par rapport à la verticale, **Figure 4.9**, le DTU 13.12 et Meyerhof propose les relations suivantes pour les coefficients d'inclinaison

$$q_l = 0.5\gamma_1 B N_\gamma i_\gamma + cN_C i_C + (q + \gamma_2 D)N_q i_q \quad 4\text{-}8$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \text{ Si } \varphi > 0$$

$i_\gamma = 0$ Si $\varphi = 0$

$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$

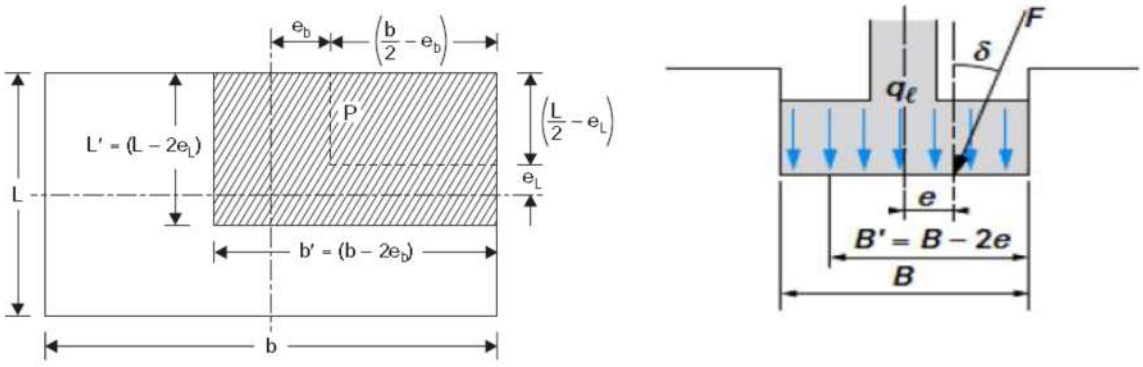


Figure 4.9

Inclinaison et excentrement d'une charge (à droite dans la direction parallèle à B, à gauche excentrement dans les deux directions)

Influence de l'excentrement d'une charge verticale

Si la charge a un excentrement e parallèle à B, **Figure 4.9**, alors on remplace dans tout ce qui précède la largeur B par une largeur réduite, selon Meyerhof (1953), donnée par :

$$B' = B - 2e \quad 4\text{-}9$$

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

$$L' = L - 2e \quad 4\text{-}10$$

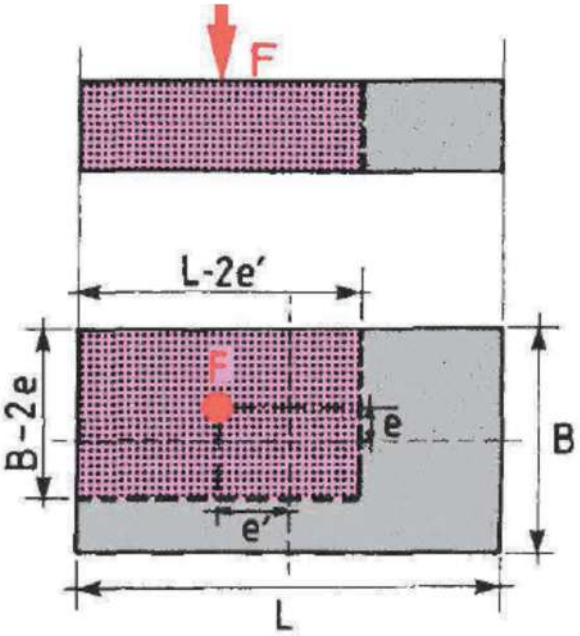


Figure 4.10 Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée.

Pour un excentrement e parallèle à B on remplace dans la contrainte limite q_l la largeur B par une largeur effective B', donc :

$$q_l = 0.5\gamma_1 B\, N_\gamma + cN_C + (q + \gamma_2 D)N_q \quad 4\text{-}11$$

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

2.5. Calcul de la capacité portante admissible

La contrainte admissible d'une semelle (fondation superficielle) est donnée par la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{q_l - (q + \gamma_2 D)}{3} + \left(q + \gamma_2 D\right) \quad 4\text{-}12$$

2.6. Calcul de la charge ultime portée par la semelle

La charge maximale qui doit être porterai par la semelle est obtenu en divisant la capacité portante de cette semelle par sa surface (A = BxL), pour le cas d'une charge excentrée on divise par la surface réduite (A' = B'xL').

$$Q_l = \frac{q_l}{A} \quad 4\text{-}13$$

2.7. Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai oedométrique

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation. Le calcul du tassement avec la méthode œdométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène, consolidation des sols (cours MDS II)

$$s = \Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_0 = \frac{H_0}{1+e_0}\left[c_s lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + c_c lg \frac{(\sigma'_0 + \Delta\sigma')}{\sigma'_p}\right] \quad 4\text{-}14$$

Où :

s : Le tassement total sous une contrainte verticale maintenue constante ;

H : La hauteur de la couche de sol sous la fondation ;

Δe: La variation de l'indice des vides ;

e_0 : L'indice des vides du dol en place ;

c_s : L'indice de décompressibilité (ou de recompressibilité) ;

c_c : L'indice de compressibilité ;

σ_P: Contrainte verticale effective de préconsolidation

σ_0 : Contrainte verticale effective du sol en place ;

$\Delta\sigma$: Contrainte verticale effective appliquée (due à la surcharge).

3. Calcul des fondations profondes

Lorsque les charges apportées par un ouvrage sont élevée et que les couches superficielles sont très compressibles (vases, tourbes, argiles moles..) on envisage des fondations profondes (pieux) ou semi profondes (puits) afin d'atteindre des couches résistante en profondeur.

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les

déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage.

3.1. Classification des pieux

On distingue deux grandes classes des pieux selon le mode d'exécution et le mode de fonctionnement.

3.1.1. Classification suivant le mode d'exécution

- **Pieux refoulant le sol à la mise en place**

Une large collection de pieux est mise en place par fonçage, battage et/ou vibro- fonçage et éventuellement par lançage

Pieux en bois

Ce sont des pieux préfabriqués mis en place par battage (associé quelquefois au lançage). Ils travaillent généralement par effort de pointe et frottement latéral, moins souvent à l'arrachement, à la flexion ou comme pieux de resserrement. Ils sont à l'heure actuelle très peu utilisée.

Pieux battus préfabriqués

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibro-fonçage.

Pieux métalliques battus

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24.2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont :

- en forme de H,
- en forme d'anneau (tube),
- en forme quelconque, obtenue par soudage de palplanche par exemple.

Ils ne sont classés dans cette catégorie que si leur base est obturée, sinon ils font partie des pieux particuliers.

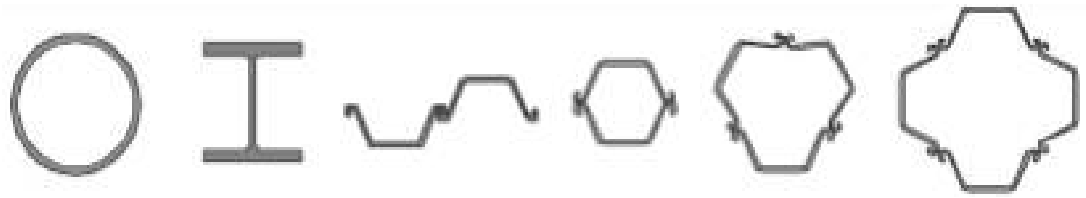


Figure 4.11 Profilés métallique battus.

Pieux en béton foncés

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 m à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

Pieux métalliques foncés

Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24.2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

- **Pieux battus pilonnés**

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pitonnées à l'aide du mouton de battage au fur et mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.

- **Pieux battus moulés**

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

- **Pieux battus enrobés**

Ce pieu, à âme métallique (acier E 24.2 ou similaire), est constitué :

- de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur - de profilés H - de caissons formés de profilés ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments. La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fût du pieu de 4 cm au minimum, Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot, afin de constituer l'enrobage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui-ci. (**Figure 4.12**)

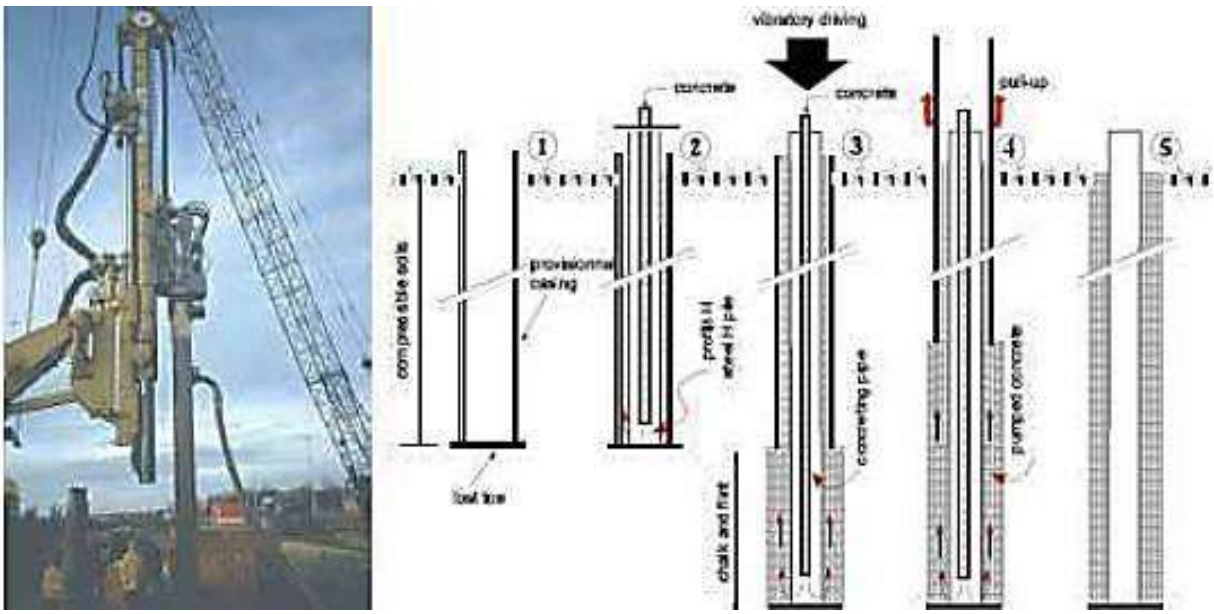


Figure 4.12 Mise en place de pieu tubé par vibro-fonçage.

- **Pieux tubulaires précontraints**

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m.

Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

- **Pieux vissés moulés**

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe, en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil **Figure 4.13**.

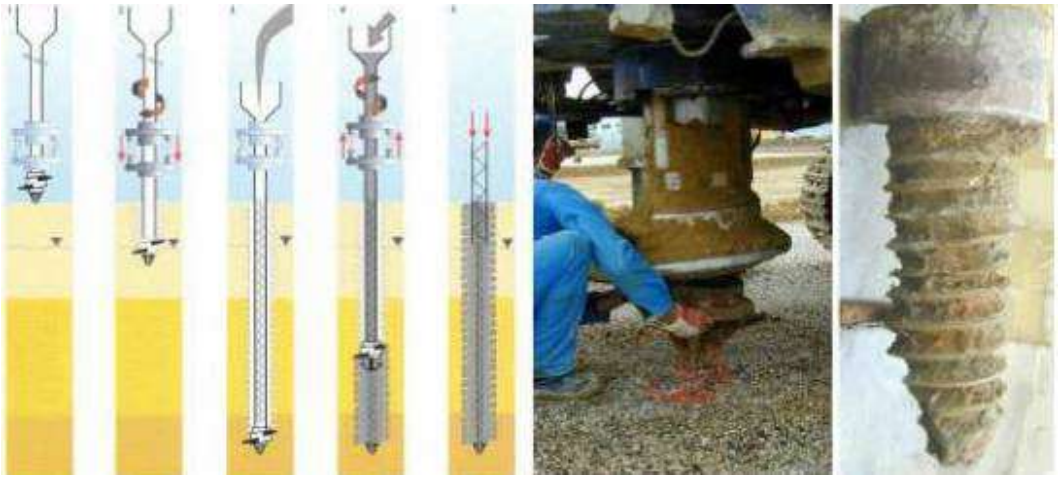


Figure 4.13 Pieu vissé de type Oméga à deux pas de vis ou un seul.

- **Colonnes ballastées**

Les colonnes ballastées sont constituées par des fûts de matériaux d'apport granulaires, sans cohésion et sans liant mis en place par refoulement dans le sol et compactés dans le sol par pilonnage ou à l'aide d'un vibreur radial placé à la pointe d'un tube qui lui sert de support et par l'action du lançage (eau ou air). Le matériau d'apport (d5>0.1mm ; d30>40mm ; d100>150mm) doit descendre jusqu'à la pointe du vibreur soit par le forage lui-même, soit par l'espace annulaire maintenu entre le vibreur et le sol environnant, soit par tube latéral associé au vibreur, **Figure 4.14**.

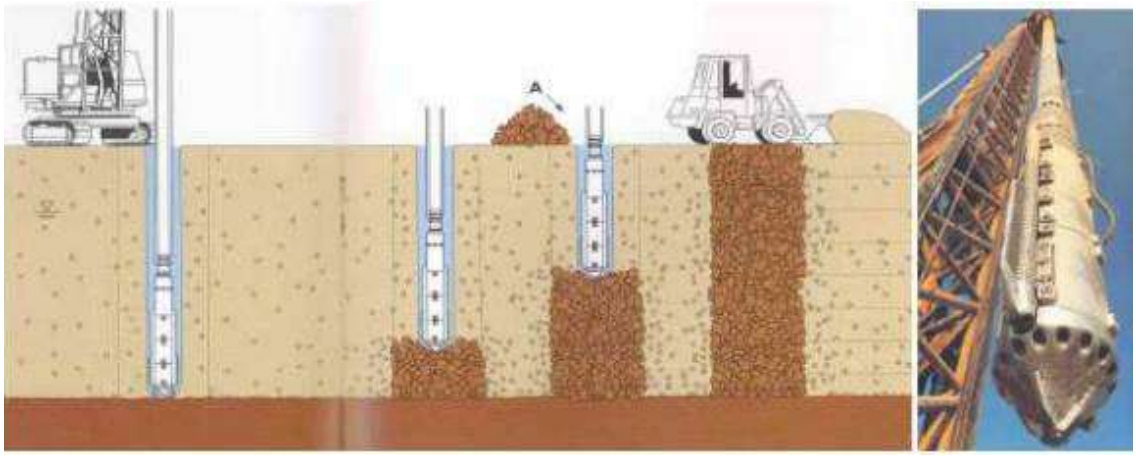


Figure 4.14 Méthode de réalisation des colonnes ballastées.

- **Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place**

  - **Pieux forés simples**

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas de soutènement de parois, ne s'applique que dans des sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

  - **Pieux forés avec boue et barrettes**

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage benthonique ou avec polymères. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage,

Figure 4.15.

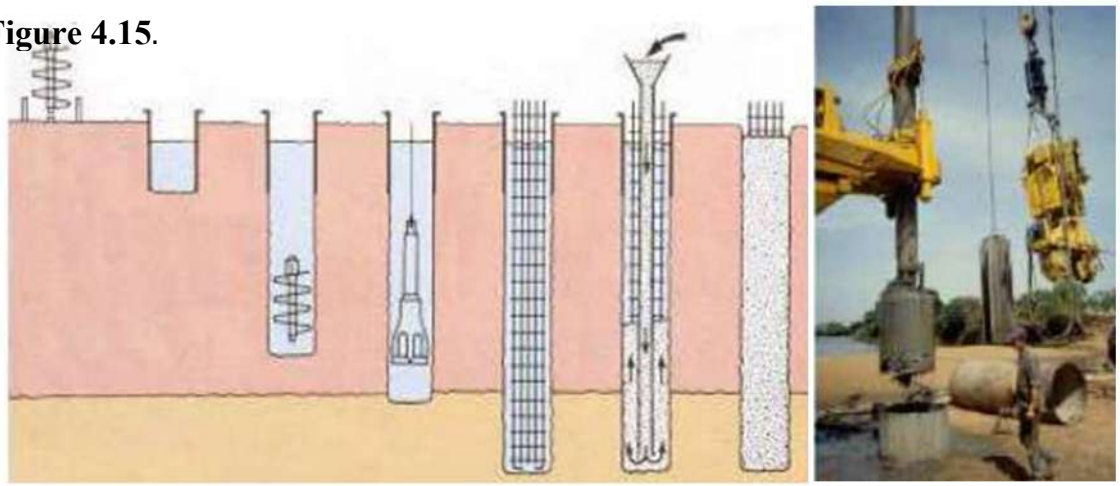


Figure 4.15 Méthode de réalisation des pieux forés sous boue, vue d'un trépan et d'une tarière à godets.

Pieux forés tubés

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au- dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration ou foncé avec louvoiement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase.

Pieux tarières creuses

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait, **Figure 4.16**.

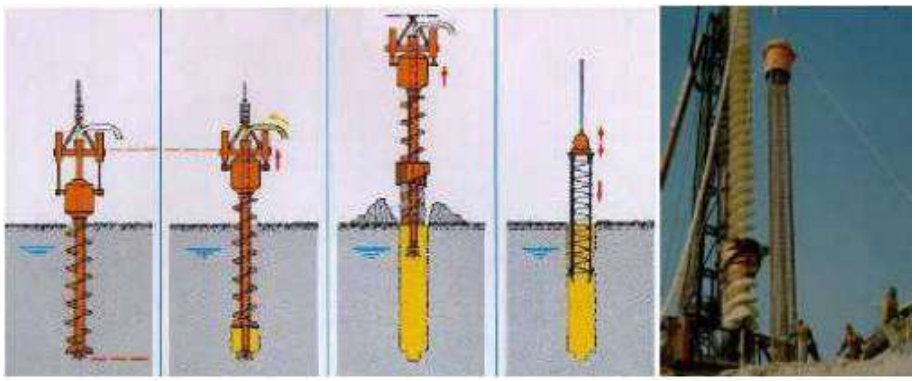


Figure 4.16 Pieux formés par forage à la tarière continue : technique Starsol de Sol étanche.

Le ferraillage est alors mis en place. Une combinaison de tarière creuse et du foré tubé, les deux éléments tournant en sens inverse, permet de réaliser un pieu dans le terrain ou le sol ne se tient pas (technique appelée pieu à la tarière double)

Pieux injectés, sous haute pression, de gros diamètre

Ce type de pieu, par opposition aux micros pieux du type II, regroupe des pieux de forts diamètres, supérieurs à 250mm. L'armature est en principe constituée par un tube équipé d'un dispositif d'injection comprenant des clapets anti-retour. Le dispositif d'injection doit permettre le scellement au terrain sous haute pression.

3.1.2. Classification suivant le mode de fonctionnement

Les pieux agissent sur le sol soit par :

- Effet de pointe : reposant sur une couche très dure ;
- Effet de frottement latéral (Pieux flottants) : transmettent essentiellement leurs charges par frottement latéral et ne reposant pas sur une couche résistante.

❖ Effet de pointe et frottement latéral (Pieux frottant à la base) : frottement latérale à la partie inférieur du fut qui doit s'ajouter à la résistance de pointe, Figure 4.17.

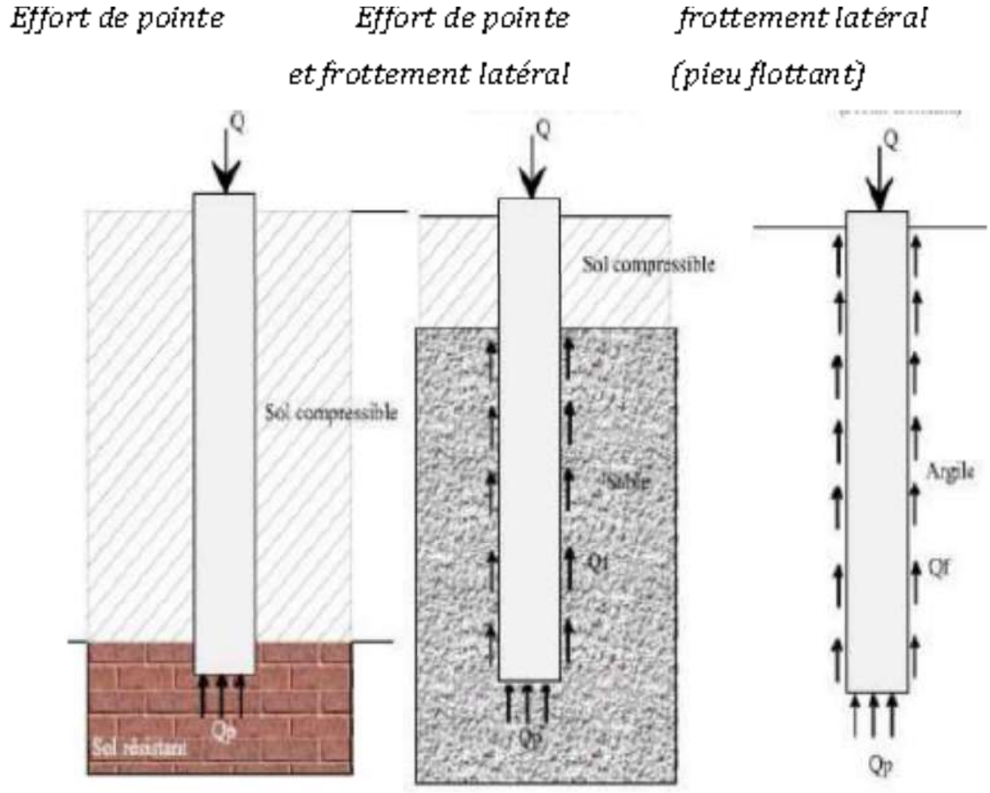


Figure 4.17 Classification suivant le mode de fonctionnement.

3.2. Calcul de la contrainte admissible (charge)

Les pieux développent leur capacité axiale totale de support Q_{ult} par la résistante en pointe Q_p et la résistance latérale totale Q_s:

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \qquad 4\text{-}15$$

Ces deux composantes de la capacité axiale dépendent, entre autres, de la résistance du sol au cisaillement et de la géométrie des pieux. L'apport de chacune des composantes à la capacité axiale totale est évalué différemment, selon la nature de sol.

✓ **La capacité axiale des pieux dans les sols pulvérulents**

Puisque les essais de pénétration standard et de pénétration statique sont couramment utilisés avec les sols pulvérulents, nous évaluerons la capacité axiale des pieux à l'aide des paramètres obtenus de ces deux modes de sondage.

Selon l'essai de pénétration standard

En 1976, Meyerhof a proposé la relation suivante, qui utilise les résultats de l'essai de pénétration standard pour calculer la capacité axiale d'un pieu dans un sol pulvérulent :

$$Q_a = \frac{1}{F_s}\left(m * N * A_p\right) + \left(n * \underline{\bar{N}} * D * A_s\right) \qquad 4\text{-}16$$

Où :

Q_a: Charge axiale admissible (KN) ;
:F_s Facteur de sécurité égale à 4 pour cette méthode ;
m: Coefficient empirique pour $m=400$ les pieux battus, et $m=120$ pour les pieux forés ;
N: Indice de pénétration standard à la pointe du pieu ;
A_p: Surface à la pointe du pieu (m^2) ;
n: Coefficient empirique $n=2$ pour les pieux battus, et $n=1$ pour les pieux forés ;
$\overline{N}$:Indice de pénétration standard moyen le long du fût du pieu ;

$$\overline{N} = \frac{distance(N_{i+1} + N_i) * \sum N_i}{\sum distance(N_{i+1} + N_i)}$$

D : Longueur du pieu dans le sol (m) ;
A_s : Surface latérale du pieu par unité de longueur (m^2/m)

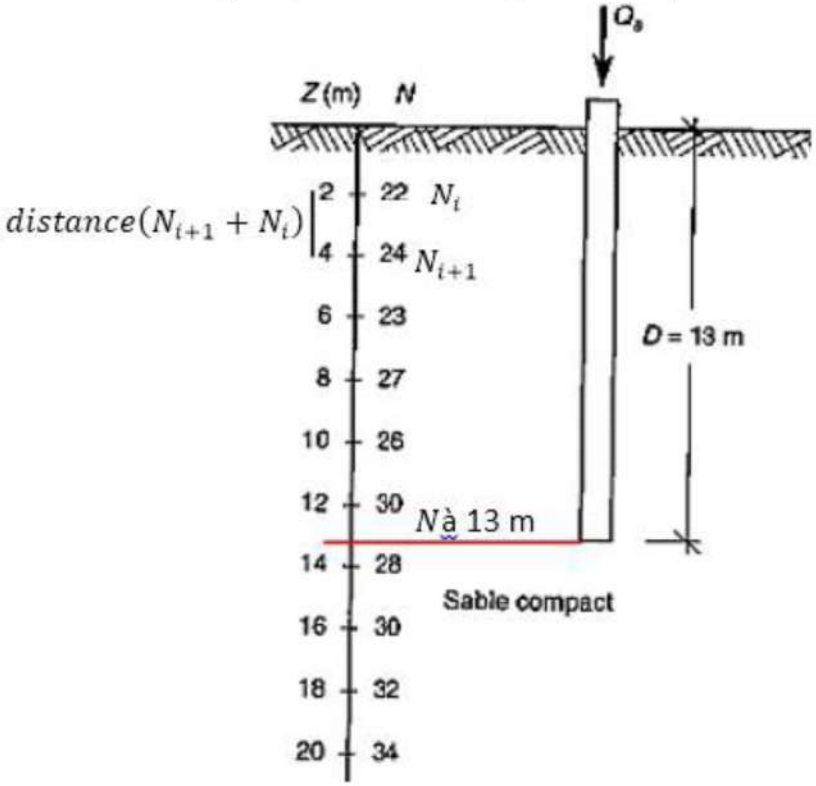


Figure 4.18 Capacité axiale d'un pieu dans un sable.

Selon l'essai de pénétration statique

Pour déterminer la capacité axiale des pieux dans les sables et les silts, l'essai de pénétration statique est plus efficace. Dans la relation suivante, tirée du manuel canadien d'ingénierie des fondations, on additionne aussi les efforts de résistance en pointe et de frottement latéral le long du pieu :

$$Q_a = \frac{1}{F_s}(q_c * A_p) + (q_s * D * A_s)$$

Où :

:F_s Facteur de sécurité égale à 2.5 ou 3, selon la quantité et la variabilité des essais ;

q_c: Résistance en pointe du cône obtenue au niveau de la pointe du pieu (kPa)

q_s: Résistance au cisaillement moyenne mesurée le long du pieu (kPa)

✓ La capacité axiale des pieux dans les sols cohérents

On ne dispose pas de méthodes empiriques fondées sur des essais de terrain pour calculer la capacité axiale des pieux enfoncés dans des sols cohérents, car l'interprétation de ces essais donne lieu à des incertitudes. De plus, l'installation des pieux peut diminuer sensiblement la résistance des argiles : le battage, par exemple, remanie le sol autour de pieu. Dans les argiles molles, il en résulte une perte d'adhérence temporaire entre l'argile et la surface latérale du pieu. Dans les argiles raides, le remaniement peut laisser un vide autour du fût du pieu, phénomène dans les conséquences sont encore mal connues. Pour ces raisons, les équations de calcul de la capacité axiale s'appuyant sur la résistance au cisaillement non drainé doivent être utilisées avec prudence.

Les résultats présentés dans cette section pourront être utilisées dans un premier temps pour déterminer une capacité axiale approximative, mais il faudra valider les hypothèses de conception retenues en procédant à des essais de chargement des pieux.

- **Cas des argiles dont c_u<100 kPa**

Un sol cohérent doit avoir une consistance suffisamment raide pour que sa résistance en pointe influe sur la capacité axiale d'un pieu. Aussi, on considère qu'en deçà d'une résistance au cisaillement non drainé de 100 kPa un pieu ne développe sa capacité axiale que par le frottement entre le sol et son fût. On peut alors calculer la capacité axiale de la façon suivante :

$$Q_a = \frac{A_s * D * c_u}{F_s}$$

Tableau 4.4 Coefficient d'adhérence du fût du pieu et de l'argile, d'après le manuel canadien d'ingénierie des fondations.

	Coefficient d'adhérence (α)	
c_u(kPa)	Pieux en bois ou en béton	Pieux en acier
10	1.0	0.90
20	1.0	0.88
30	1.0	0.80
40	0.95	0.71
50	0.86	0.62
60	0.78	0.54
70	0.71	0.48
80	0.66	0.44
90	0.61	0.40
100	0.57	0.37

Où :

α: Coefficient d'adhérence, Tableau 4.4.

c_u: Résistance au cisaillement non drainé moyenne le long du fût du pieu (kPa)

F_s : Facteur de sécurité égal à 3

- **Cas des argiles dont c_u>100kPa**

Lorsque la résistance au cisaillement non drainé est supérieure à 100 kPa la résistance en pointe s'ajoute à la résistance le long du fût. Toutefois, cette dernière étant considérablement réduite par le remaniement dû au battage, il est plus pertinent d'évaluer la résistance au frottement à la moyenne des contraintes effectives. Selon le manuel canadien d'ingénierie des fondations, des études réalisées au pénétromètre ont montré qu'au-delà d'une certaine profondeur. Appelée profondeur critique (D_{cr}), la résistance au frottement est plutôt constante. Dans l'équation qui suit, il faudra donc limiter la contrainte effective à une valeur correspondant à celle de la profondeur critique. Cette dernière est considérée comme un multiple du diamètre (d) et dépend de l'angle de frottement interne.

Pour $\varphi = 30° \rightarrow D_{cr} = 7 * d$

Pour $\varphi = 45° \rightarrow D_{cr} = 22 * d$

On calcule la capacité axiale admissible d'un pieu battu à l'aide de la formule suivante :

$$Q_a = \frac{[(A_p * N_p * c_u) + (A_s * D * \beta * \sigma'_v)]}{F_s}$$

Ou : N_p : coefficient de capacité portante dépendant du diamètre (d) du pieu

$$N_p = 9 \; Si \; d < 0.5m$$
$$N_p = 7 \; Si \; 0.5 \leq d \leq 1m$$
$$N_p = 6 \; Si \; d > 1m$$

β: coefficient de résistance le long du fût égal à 0.3 dans l'argile (Burland, 1973)

σ_v:- contrainte effective moyenne le long du fût limité à la valeur correspondant à la profondeur critique (D_{cr}).

Chapitre 5. Ouvrages de soutènement

1. Introduction

Le sol n'est ni solide ni liquide, mais il présente certaines des caractéristiques des deux. L'une des caractéristiques similaires à celle d'un liquide est sa tendance à exercer une pression latérale sur tout objet en contact.

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Le matériau est retenu par l'ouvrage s'il est maintenu à une pente plus raide que celle qu'il adopterait éventuellement si aucun ouvrage n'était présent. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Les murs de soutènement sont construits dans divers domaines du génie civil, tels que l'hydraulique et les ouvrages d'irrigation, les autoroutes, les chemins de fer, les tunnels, les mines et le génie militaire.

2. Définitions et généralités

Un ouvrage de soutènement sert à maintenir un sol présentant des dénivellations abruptes, à prévenir l'éboulement ou le glissement des talus raides. Le soutènement proprement dit (ouvrage en maçonnerie, en béton, en béton armé, ouvrage métallique...) est assuré par une paroi résistante qui peut être soit :

- *Encastrée sur une semelle de fondation ou sur des pieux ;*
- *Encastrée dans le sol.*
- *Ou encastrée à l'aide des tirants.*

Remarque : la terre armée est un cas particulier de soutènement dont nous allons aussi voir.

❖ ***Un ouvrage de soutènement peut être temporaire ou définitif :***

- Temporaire : lorsqu'il joue un rôle de protection pendant l'exécution des constructions définitives.

- Définitive : lorsqu'il est mis en place pour réduire l'emprise d'un talus naturel de façon à permettre la construction de bâtiments, de chaussées routières... en site montagneux.

❖ ***Un ouvrage de soutènement peut être en remblai ou en déblai :***

- ✓ En remblai : il est réalisé lorsqu'il n'y a pas de contrainte de site ; il est cependant construit comme ouvrage indépendant puis on procède à son remblaiement avec un matériau drainant (sable et gravier).
- ✓ En déblai : Il est réalisé lorsqu'on veut réduire l'emprise d'un talus naturel en site montagneux ; il faut cependant procéder à une mise à nu de la fouille : se pose alors le problème de la stabilité de la fouille lors de l'exécution des travaux.

❖ ***Un ouvrage de soutènement sera choisi, puis calculé à partir :***

- Des efforts appliqués à la paroi : actions permanentes ou variables (variation du niveau de la nappe, variation de la charge transmise au sol), actions accidentelles des phases solide et liquide retenues par la paroi (affaissement en domaine minier, vibration dans les zones sismiques...).
- De la qualité du sol de fondation.

Les forces principales à considérer sont les actions permanentes constituées par :

- ✓ Le poids propre de l'ouvrage.
- ✓ Les charges transmises directement à l'ouvrage (forces d'amarrage d'un bateau...).
- ✓ Les forces latérales exercées par le sol et l'eau situées derrière l'ouvrage, appelées "poussées des terres".
- ✓ Les surcharges appliquées directement au sol.
- ✓ La réaction du sol située à l'aval de l'ouvrage, réaction aux forces latérales ou "butée".
- ✓ La réaction du sol de fondation, réaction aux forces transmises par l'ouvrage.

Dans la suite de ce chapitre, on supposera que les caractéristiques physiques (γ, compacité, degré de saturation...) et mécaniques (c et φ) des différentes couches du sol avoisinant l'ouvrage ont été déterminées par les essais classiques.

Il faut remarquer qu'aucune théorie n'apporte de solution définitive (exacte) en mécanique des sols ; les théories approchent de manière imparfaite la réalité et les résultats obtenus par le calcul peuvent différer des valeurs réelles (des calculs réels) par des proportions parfois importantes d'où la justification d'utilisation des coefficients de sécurité.

3. Les différents types de soutènement

On peut distinguer cinq principaux types de soutènement :

* Les murs poids * Les murs en béton armé * Les palplanches * Les parois moulées * La terre armée.

3.1. Les murs poids

La fonction de soutènement est assurée par leur poids propre et les principaux types sont :

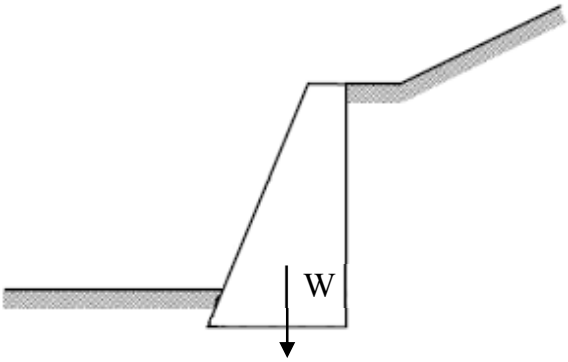


Figure 5.1 Mur poids.

- *Les gabions métalliques :*

Ce sont des caisses parallélépipédiques réalisées en treillis métalliques et remplies de pierres (Figure 5.2).



Figure 5.2 Gabions Métalliques.

- *Les murs caissons* :

Sont des éléments préfabriqués en béton armé ou métalliques, sortes des poutrelles emboîtées les unes sur les autres en quinconce ou simplement posées les unes sur les autres (Figure 5.3).



Figure 5.3 Murs caissons.

- *Les murs poids en béton ou en maçonnerie* ***:***

On distingue les deux types suivants :

-Les murs à redans (Figure 5.4a).

-Les murs à fruit (ou pente) (Figure 5.4 b).

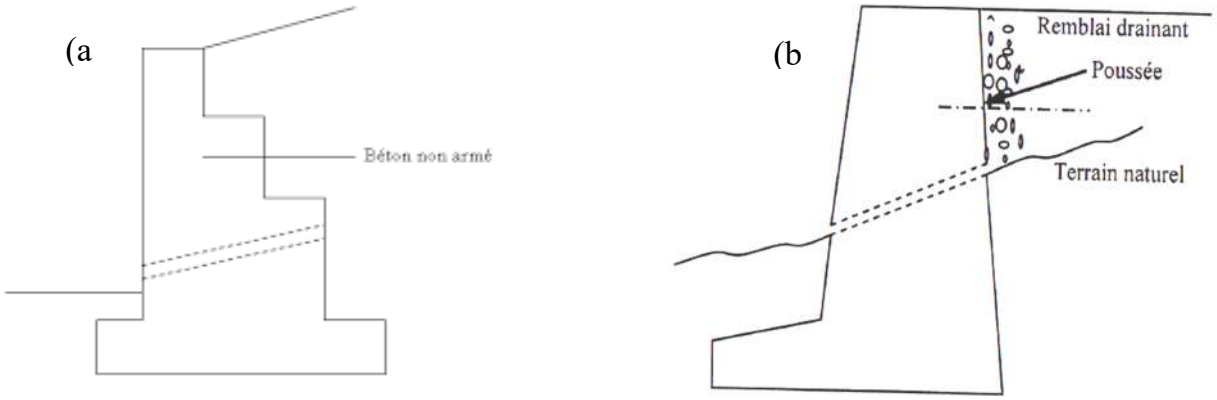


Figure 5.4 Murs poids en béton ou en maçonnerie.

3.2. Les murs en béton armé ou cantilever

L'écran vertical est appelé voile. Le voile est encastré sur une semelle constituée par un patin du côté du parement aval et un talon du côté du parement amont (**Figure 5.5**)

Ces murs sont économiques pour des hauteurs comprises entre 6 et 10 m ; au-dessus de 10 m, on préférera souvent la paroi moulée.

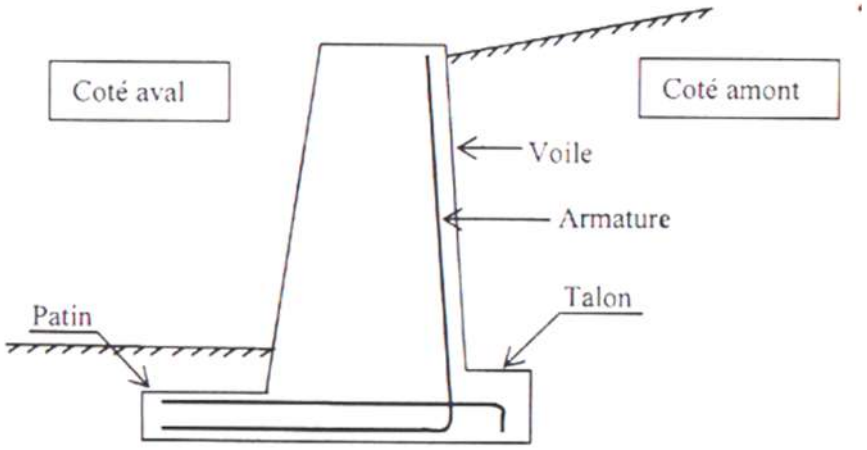


Figure 5.5 Murs en béton armé ou cantilever.

Dans le cas d'un mur élevé, Le raidissement est assuré grâce à des contreforts (un contrefort est constitué d'un poteau en béton comprimé et d'un tirant). On dispose d'un contrefort tous les 2,5 à 5 m (Figure 5.6).

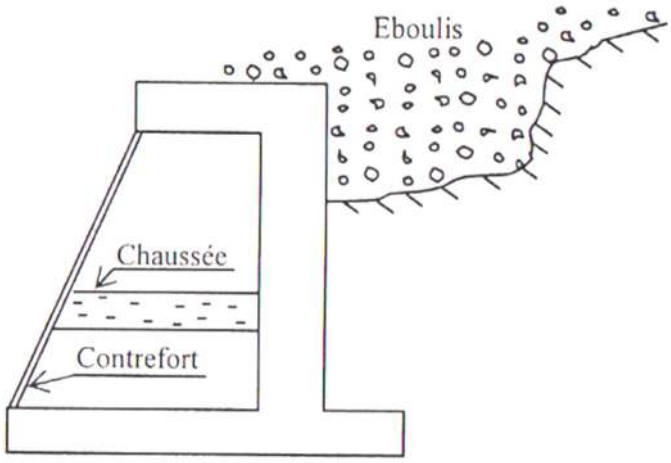


Figure 5.6 Mur à contrefort.

Remarque : on réalise une fondation sur pieux pour un mur de soutènement (ou une culée de pont) chaque fois qu'il existe un risque de rupture par cisaillement du sol sous le pied du mur ou risque de rupture selon un cercle de glissement de l'ouvrage tout entier, ou, chaque fois qu'il peut se produire des tassements excessifs.

3.3. Les palplanches

Les palplanches sont des pièces très longues peu épaisses, généralement en acier (de 4,5 à 27 m, épaisses de 0,5 à 2 cm) (Figure 5.7).

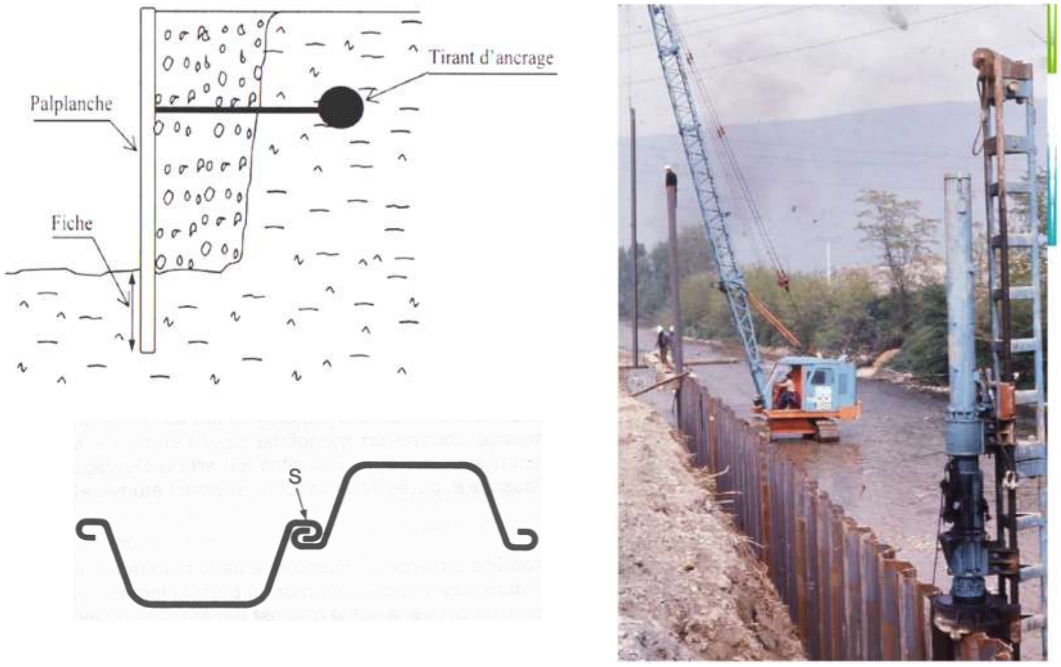


Figure 5.7 Rideau de palplanche.

Les palplanches sont battues progressivement les unes à côté des autres et les unes en contact avec les autres (des enclenchements ou des agrafes de jonction permettent un contact étanche) de façon à construire des rideaux plans ou circulaires.

-Les rideaux de palplanches servent d'ouvrage de retenue d'eau ou de terre. Dans ce cas, les palplanches subissent des efforts de poussée des terres et résistent par le fait

qu'elles sont fichées ou encastrées dans le sol mais aussi par des tirants d'ancrage. Elles fonctionnent donc comme une suite de poutres verticales accolées et travaillant en flexion.

3.4. Les parois moulées

Le procédé consiste à exécuter une tranchée étroite et profonde qui reste stable sans aucun blindage des parois, grâce à l'utilisation d'une boue spéciale de forage (la bentonite).

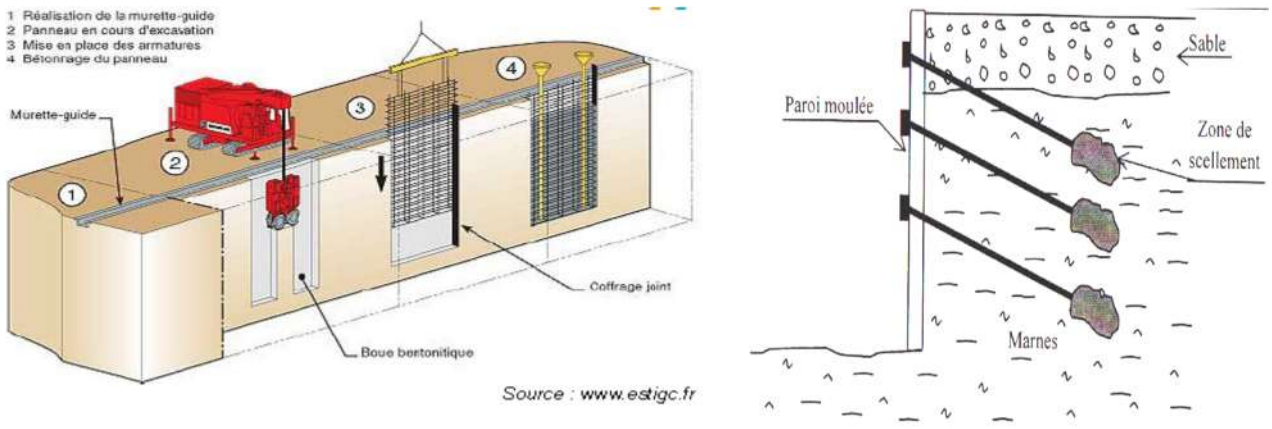


Figure 5.8 Parois moulées.

La tranchée est ensuite remplie de béton, après mise en place des armatures éventuelles s'il doit rester armé, ou bien elle reçoit des éléments de parois préfabriquées.

Une fois que le béton a atteint une résistance suffisante, les terrassements sont exécutés à l'abri d'un mur ainsi réalisé, que l'on ancre généralement au terrain au moyen des tirants précontraints placés par nappes à différents niveaux (Figure 5.8).

-L'utilisation des parois moulées est très importante :

-Dans les travaux publics, pour la réalisation des batardeaux traversant des couches dures là où il est impossible de battre les palplanches d'écran étanche de barrage, pour la réalisation de diverses galeries.

-Pour la réalisation des travaux d'aménagement urbain (métros, passages souterrains, parcs de stationnement...).

-Dans les fondations d'ouvrages quand les efforts verticaux, ou obliques importants sont à reprendre, elles remplacent alors les pieux.

3.5. Les ouvrages en terre armée

La terre armée est un matériau composite obtenue par l'association d'un matériau pulvérulent ne supportant que des efforts de compression et de cisaillement, et d'armatures capables de reprendre les efforts de traction.

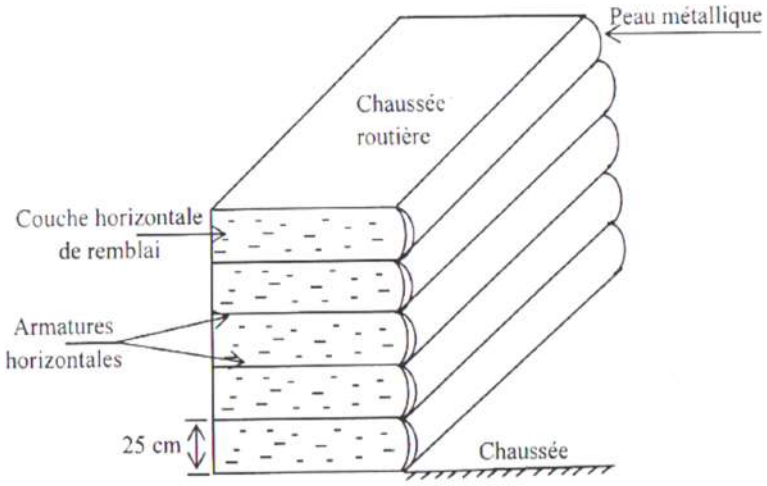


Figure 5.9 Ouvrages en terre armé.

Sa mise en œuvre assimilable à celle d'un remblai, s'effectue par des couches successives. Ces dernières sont compactées et présentent une épaisseur de 25 cm. Le remblai constituant ces couches doit comporter moins de 15% d'éléments inférieurs à 80 µ de façon à faciliter son drainage et ne doit pas comporter d'éléments supérieurs à 10 cm de façon à éviter toute rupture des armatures. Ces couches successives de remblai sont séparées par des éléments plans d'armatures horizontales traitées anticorrosion. Ces armatures horizontales sont fixées latéralement sur des éléments de peau métalliques ou en béton armé. Cette peau retient les grains compris entre deux niveaux d'armatures, et ceci au droit du parement (Figure 5.9).

4. Vérification de la stabilité des murs de soutènement

4.1. Prédimensionnement des murs de soutènement

La conception des murs de soutènement consiste à déterminer sa géométrie et sa structure (ferraillage pour un mur en béton armé) pour qu'il soit stable sous l'action des forces, l'ingénieur suppose certaines dimensions et vérifie la stabilité de son ouvrage.

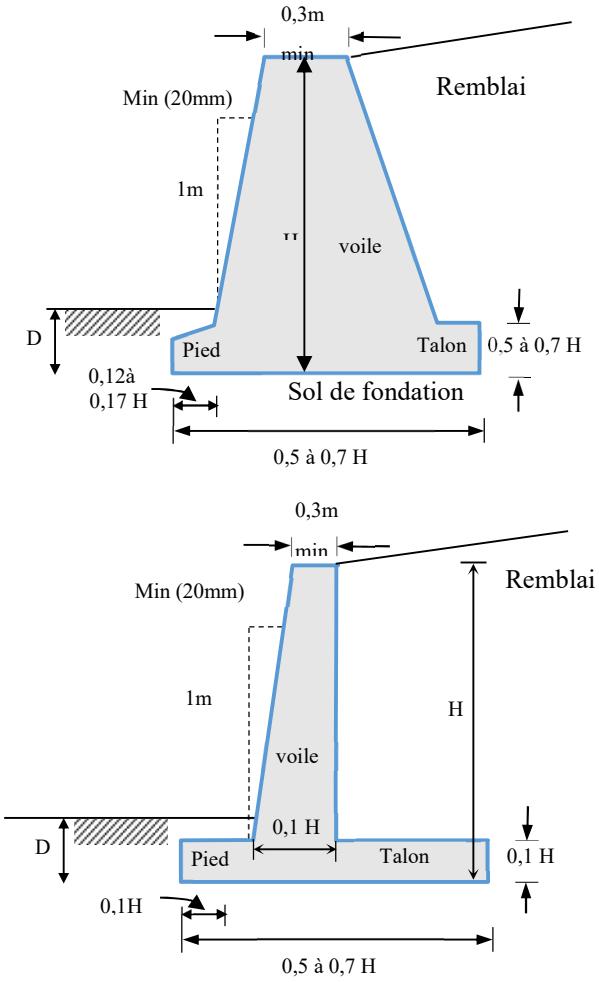


Figure 5.10 Prédimensionnement d'un mur de soutènement.

Si cette dernière ne vérifie pas, les dimensions sont modifiées et la vérification de la stabilité est vérifiée une deuxième fois et ainsi de suite jusqu'à satisfaction.

La figure 5.10 donne la géométrie initiale d'un mur de soutènement poids et cantilever sous forme de proportions de la hauteur totale du mur **(H)**.

Le sommet du mur de soutènement doit être supérieure ou égale à 0.3m afin de pouvoir couler le béton dans le système de coffrage. La profondeur de fondation $D_f \geq$ 0.6m. Cette condition permet à la base du mur d'être loin de la zone du gel dégel du sol. Le prédimensionnement des murs en contrefort est le même que celui des murs cantilevers. Les raidisseurs sont de 0.3 mètres d'épaisseur posés un intervalle régulier de 0.3 à 0.7H.

4.2. Les Différences forces agissant sur un ouvrage de soutènement

Considérons un ouvrage de soutènement simple, par exemple un mur en béton retenant un massif de sol, figure 3.25, et examinons sommairement les types de sollicitations qui s'exercent sur ce mur.

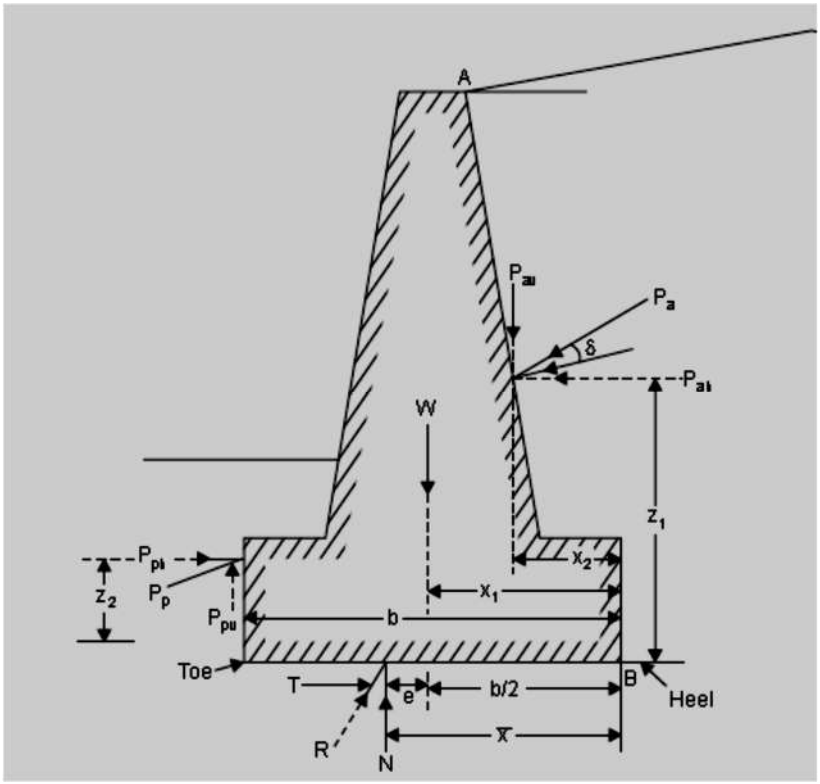


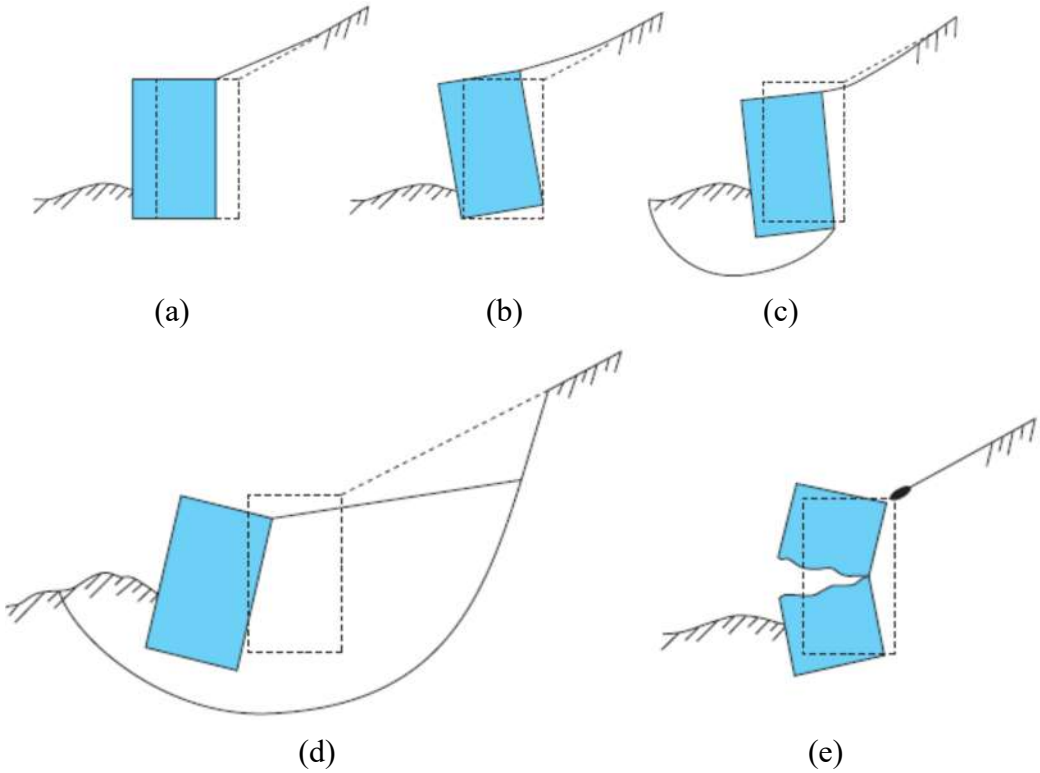
Figure 5.11 Sollicitations exercées sur un mur de soutènement.

En dehors des forces de pesanteur, représentées par le poids *W* du mur, s'exercent sur les faces du mur, en contact avec le sol, trois forces dont la connaissance est du ressort de la mécanique des sols :

- Sur la face amont du mur, généralement verticale, le massif de sol retenu exerce des efforts ayant tendance soit à renverser le mur, soit à le déplacer horizontalement. La résultante générale de ces efforts est une force dont la composante principale est horizontale. On l'appelle force de poussée (ou encore poussée) et on la note P_a l'indice« a » précisant qu'il s'agit d'une force active ;
- Sur la face aval du mur, dont la partie enterrée est souvent faible, le sol exerce des efforts qui ont tendance à retenir le mur. Leur résultante générale est une force dont la composante principale est horizontale et opposée à la composante horizontale de P_a. On appelle cette résultante force de butée (ou encore butée) et on la note P_p, l'indice« p » précisant qu'il s'agit d'une force passive ;
- Sur la base du mur, le sol de fondation exerce des efforts dont la résultante générale est une force inclinée par rapport à la verticale. Sa composante verticale, notée N, est appelée force portante, tandis que la composante horizontale, notée T, est appelée force de résistance au glissement, car elle s'oppose au glissement du mur sur sa base sous l'action de la force de poussée.

4.3. Mode de rupture des murs de soutènement et calcul de la stabilité

Cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement Figure 5.12



:

Figure 5.12 Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

- *Le glissement de l'ouvrage sur sa base (figure 5.12a) ;*
- *Le renversement de l'ouvrage (figure 5.12b) ;*
- *Le poinçonnement du sol de fondation (figure 5.12c) ;*
- *Le grand glissement englobant l'ouvrage (figure 5.12d) ;*
- *La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (figure 5.12e).*

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

Les parois de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées) ont une instabilité externe limitée aux ruptures par renversement et par glissement. Par contre, on rencontre dans ce type d'ouvrage une rupture par renard hydraulique lorsqu'existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi. L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont communs à l'ensemble des ouvrages. Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage. Seules les stabilités au reversement, au glissement et à la capacité portante sont traitées dans cette partie.

4.4. Stabilité au renversement

La figure 3.27montre les différentes forces qui agissent sur les murs de soutènement cantilever et de gravité. L'hypothèse de la poussée de Rankine est appliquée.

Sur la ligne (AB).La pression passive de Rankine est donc :

$$p_p = \frac{1}{2}\gamma_2 . D^2 k_p + 2c_2 . H . \sqrt{k_p . D} \quad 5\text{-}1$$

Avec γ_2 poids volumique du sol de fondation et c_2, φ_2 cohésion et angle de frottement interne respectifs du sol.

$k_p = tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$. Étant le coefficient des poussées des terres.

Le coefficient de sécurité(F_s) contre le renversement du mur par rapport au point de rotation (c) est calculé par l'équation :

$$F_{s\ (renversement)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_0} \quad 5\text{-}2$$

Avec :
$\sum M_0$: Somme des moments provoquant le renversement du mur.
$\sum M_R$: Somme des moments qui résistent au renversement du mur.

Le moment de renversement peut être donné par :

$$\sum M_0 = p_h . \left(\frac{H'}{3}\right) \quad 5\text{-}3$$

$$p_h = p_a . cos\ \alpha \quad 5\text{-}4$$

Pour le calcul du moment résistant $\sum M_R$, il est préférable de présenter les calculs sous forme de tableau :

Section	***Surface***	***Poids par m/l***	***Bras de levier/c***	***Moment/c***
1	A_1	$W_1=\gamma_1 A_1$	x_1	M_1
2	A_2	$W_2=\gamma_2 A_2$	x_2	M_2
3	A_3	$W_3=\gamma_3 A_3$	x_3	M_3
4	A_4	$W_4=\gamma_4 A_4$	x_4	M_4
5	A_5	$W_5=\gamma_5 A_5$	x_5	M_5
6	A_6	$W_6=\gamma_6 A_6$	x_6	M_6
		P_V	*B*	*Mv*
		ΣV		ΣM_r

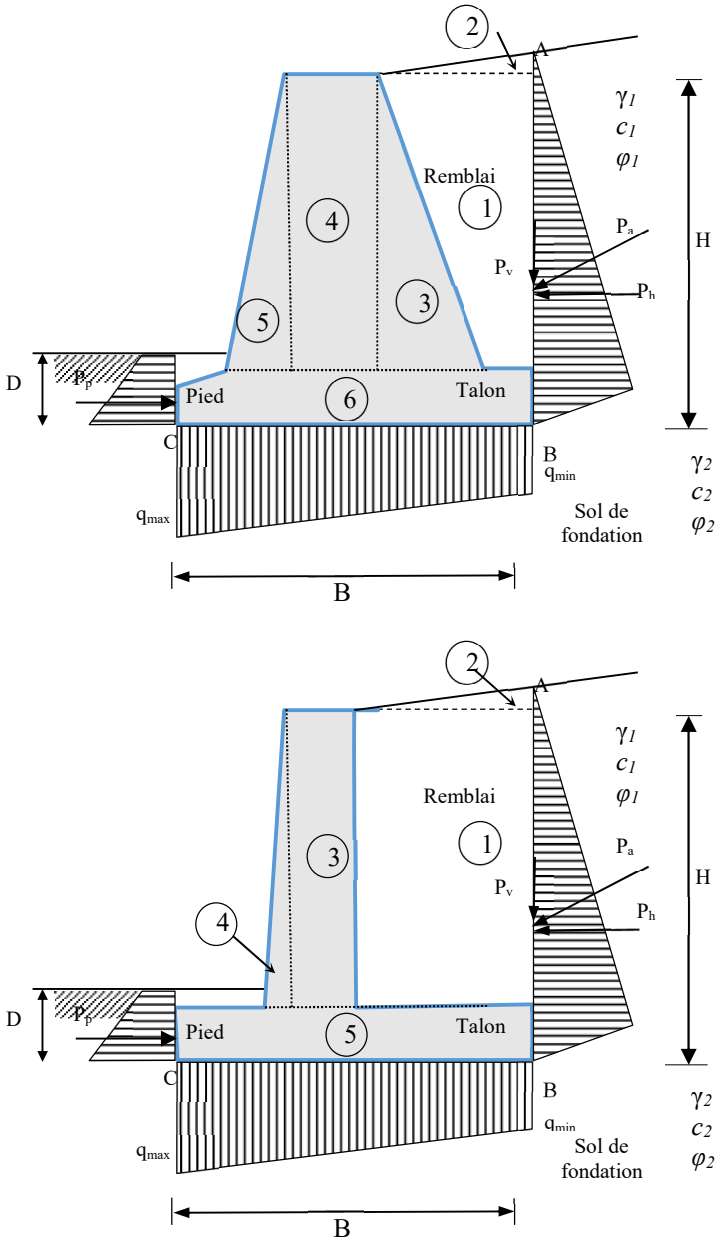


Figure 5.13 Stabilité au renversement d'un mur.

$$p_v = p_a . \sin \alpha$$

Le moment dû à la force $\frac{p_v}{c}$ est :

$$M_v = p_a - B = p_a . sin\, \alpha - B$$

Avec *B* largeur de la fondation du mur.

Une fois la somme des moments résistants calculé, le coefficient de sécurité peut être déduit comme suit :

$$F_s = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{p_a . \cos \alpha \times \left(\frac{H'}{3}\right)}$$

D'autres projeteurs préfèrent utiliser l'équation :

$$F_s = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{p_a . \cos\alpha \times \left(\frac{H'}{3}\right) - M_v}$$

Le coefficient de sécurité minimal au renversement est de l'ordre de **1.5** à **2**.

4.5. Stabilité au glissement le long de la base

Le coefficient de sécurité contre le glissement est donné comme étant le quotient de la **somme des forces de résistance horizontales** à la **somme des forces de glissement horizontales** :

$$F_{s\,(glissement)} = \frac{\sum F'_R}{\sum F_d} \qquad 5\text{-}5$$

Avec :

$\sum F'_R$: Somme des forces de **résistance** horizontales.

$\sum F_d$: Somme des forces de **glissement** horizontales

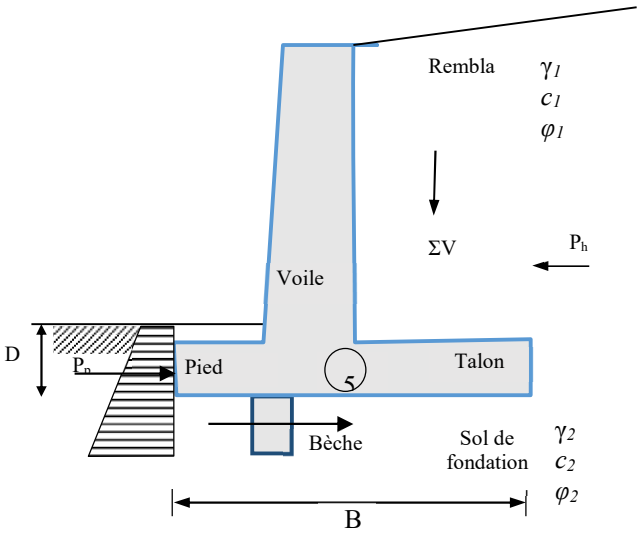


Figure 5.14 Stabilité au glissement d'un mur.

Selon la figure 3.28 le cisaillement le long de la base peut être exprimé par : $\tau_r = c_2 + \sigma . \tan\varphi_2$. Ainsi, la force de résistance maximale qui peut être tiré du sol par unité de longueur du mur le long de la base est :

$$R' = \tau . (surfacetransversale) = \tau . (B \times 1) = BC_2 + B\sigma \tan\emptyset_2 \qquad 5\text{-}6$$

Bσ : Est la somme des forces verticales c'est-à-dire : $\sum V$.

D'où :

$$R' = \sum V . \tan\varphi_2 + c_2 . B$$

Comme il est montré sur la figure, la force passive $P_p$estaussi une force de résistance d'où :

$$\sum F'_R = R' + P_p = (\sum V) . \tan\emptyset_2 + Bc_2 + P_p \qquad 5\text{-}7$$

D'après le schéma, la seule force qui cause le glissement du mur est la composante horizontale de la poussée active P_a :

$$\sum F_d = P_a \,.\, cos\,\alpha \qquad 5\text{-}8$$

Ainsi le coefficient de sécurité est :

$$F_{s\,(glissement)} = \frac{(\sum V).tan\,\emptyset_2 + Bc_2 + P_p}{P_a.cos\,\alpha} \qquad 5\text{-}9$$

Le coefficient de sécurité minimum contre le glissement est de l'ordre de 1.5. Dans plusieurs situations, la poussée passive P_p est ignorée lors des calculs du coefficient de sécurité.

Le coefficient de sécurité pour le glissement peut être calculé aussi par la relation :

$$F_{s\,(glissement)} = \frac{(\sum V).tan(k_2.\varphi_2) + B.k_2.c_2 + P_p}{P_a.cos\,\alpha} \qquad 5\text{-}10$$

Ou $\mathbf{k_1}$, et $\mathbf{k_2}$ sont des coefficients réducteurs pris dans l'intervalle de **1/2** à **2/3**. Dans le cas où le mur est instable vis à vis du glissement une **bêche** est alors nécessaire à la base. Celle-ci augmente la résistance au glissement par l'augmentation de la poussée passive P_p dont la valeur en fonction de *D'* devient :

$$p_p = \frac{1}{2}\gamma_2.D^{\,2}k_p + 2c_2.H.\sqrt{k_p.D} \qquad 5\text{-}11$$

Avec : $k_p = tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$ coefficient des pressions passives.

4.6. Stabilité du sol de fondation

La pression verticale transmise au sol par l'intermédiaire de la base du mur de soutènement doit être vérifiée vis à vis du cisaillement du sol.

La répartition des contraintes verticales sous la fondation est illustrée sur la figure 3.29 où q_{pied} et q_{talon} sont les valeurs max. et min.

Si La somme des forces verticales appliquées à la base est $\sum \mathrm{V}$ et la force horizontale est : $\mathrm{P_a}.\cos\alpha$, alors la résultante des forces R est :

$$\vec{\mathrm{R}} = \sum \vec{\mathrm{V}} + (\overrightarrow{\mathrm{p_a}.\cos\alpha}) \qquad \mathbf{5\text{-}12}$$

Le moment résiduel de ces forces par rapport au point (*c*) est :$\mathrm{M_{net}} = \sum \mathrm{M_R} - \mathrm{M_0}$

La ligne d'action de la résultante (*R*) coupe la base du mur au point *E*. La distance *CE* est donnée par :

$$\overline{\mathrm{CE}} = \overline{\mathrm{X}} = \frac{\mathrm{M_{net}}}{\sum \mathrm{V}} \qquad 5\text{-}13$$

D'où l'excentricité de la résultante *R* est :

$$\mathrm{e} = \frac{\mathrm{B}}{2} - \overline{\mathrm{CE}} \rightarrow \mathrm{e} = \frac{\mathrm{B}}{2} - \frac{\sum \mathrm{M_R} - \sum \mathrm{M_0}}{\sum \mathrm{V}} \qquad 5\text{-}14$$

La distribution de la pression sous la base de fondation est déterminée par le principe simple de la RDM.

$$\mathrm{q}^{\max}_{\min} = \frac{\sum \mathrm{V}}{\mathrm{A}} \pm \frac{\mathrm{M_{net}}.\mathrm{y}}{\mathrm{I}}$$

Pour les pressions *max.* et *min.* la valeur de **y** est égale à *B/2* ce qui donne :

$$q_{\substack{max\\min}} = q_{\substack{pied\\talon}} = \frac{\sum V}{(B).(1)} \pm \frac{e.(\sum V).\frac{B}{2}}{\frac{1}{12}.(B^3)} = \frac{\sum V}{(B)}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \qquad 5\text{-}15$$

La somme des forces $\sum \mathbf{V}$englobe aussi le poids du sol.

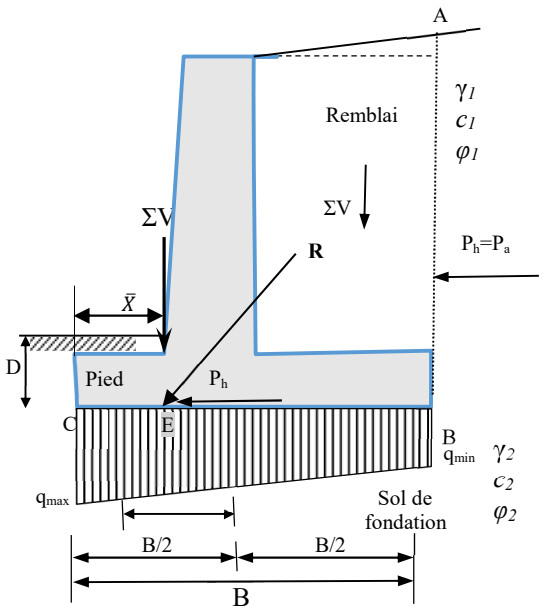


Figure 5.15 Capacité portante du sol.

Si : $\mathbf{e \leq \frac{B}{6}}$ $(\mathbf{q_{min}} < 0)$ il y a alors naissance des contraintes de traction dans le sol. Il faut éviter ce cas en dimensionnant à nouveau l'ouvrage de soutènement, et refaire les calculs.

-La capacité portante ultime (limite) du sol q_u est calculée par l'équation de *Meyerhof (1976)* (Meyerhof 1963):

$$q_u = c.N_c.F_{cd}.F_{ci} + q.N_q.F_{qd}.F_{qi} + \frac{1}{2}.\gamma_2.B'.N_\gamma.F_{\gamma d}.F_{\gamma i} \qquad 5\text{-}16$$

$q = \gamma_2.D$	$F_{\gamma d}=1$
$B'=B-2e$	$F_{ci}=F_{qi}=(1-(\psi°/90°))^2$
$F_{cd}=1+0.4(D/B)$	$F_{\gamma i}=(1-(\psi°/\varphi°))^2$
$F_{qd}=1+2.\tan\varphi_2.(1-\sin\varphi_2)^2.(D/B)$	$\psi°=\tan^{-1}(P_a\cos\alpha/\Sigma V)$

Avec :

Les coefficients de capacité portante sont donnés par les formules simples de Meyerhof :

$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$$

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right).e^{\pi.\tan.\varphi}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1).\cot\varphi$$

La fondation du mur est considérée comme étant une fondation continue (filante). Une fois la capacité portante limite déterminée, le coefficient de sécurité est obtenu en divisant la capacité portante ultime par la contrainte *max.* au niveau de la fondation :

$$F_{s(capacitéportante)} = \frac{q_u}{q_{max}} \qquad 5\text{-}17$$

Le coefficient de sécurité nécessaire pour la stabilité de la fondation vis-à-vis du cisaillement est $F_s \geq 3$.

5. Vérification de la stabilité des rideaux de palplanches

Les rideaux palplanches sont constitués de palplanches métalliques, généralement emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.

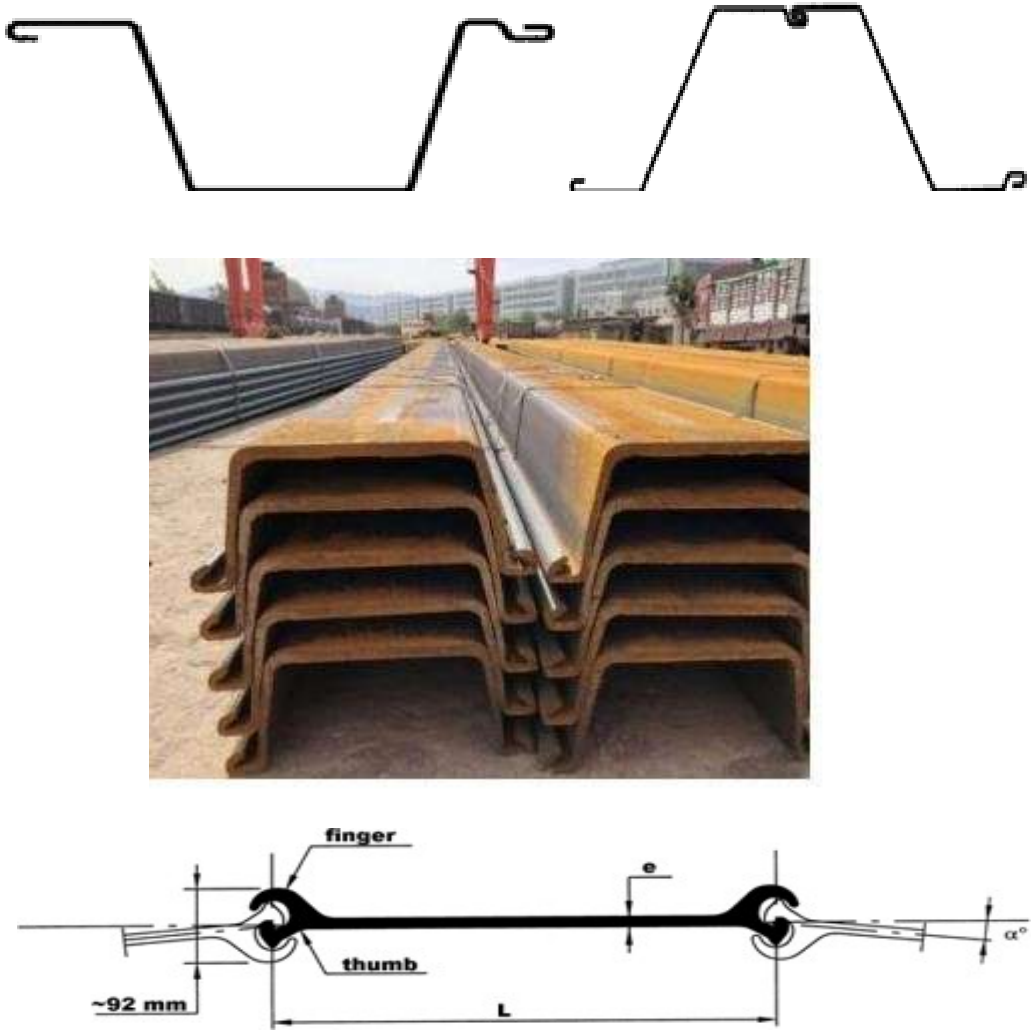


Figure 5.16 Quelques profiles de palplanche

Les rideaux palplanches peuvent constituer un soutènement provisoire ou définitif. Leur caractéristique essentielle est la souplesse, ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement. Les rideaux palplanches peuvent constituer un soutènement provisoire ou définitif. Leur caractéristique essentielle est la souplesse, ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement.



Réalisation d'une fouille marine



Soutènement d'un massif de sol



protection des rives d'un fleuve





Blindage d'une fouille

Figure 5.17 Soutènements avec les rideaux palplanche

- Équilibrage des forces

Les pressions exercées par le massif de terre à retenir peuvent être équilibrées par les forces de butée mobilisées dans la partie en fiche, si la hauteur hors fiche est faible. Dans le cas contraire, on a toujours recours à un système d'ancrage en tête au moyen d'un ou plusieurs tirants.

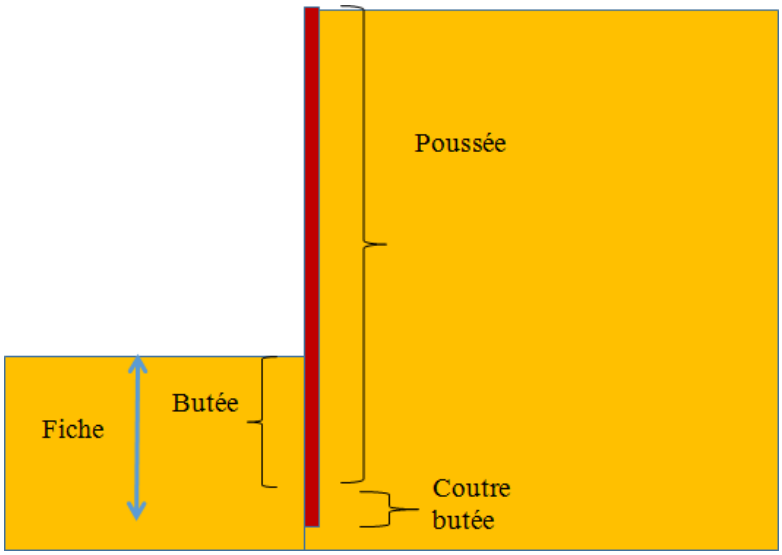


Figure 5.18 Rideaux palplanche encastré et sans ancrage

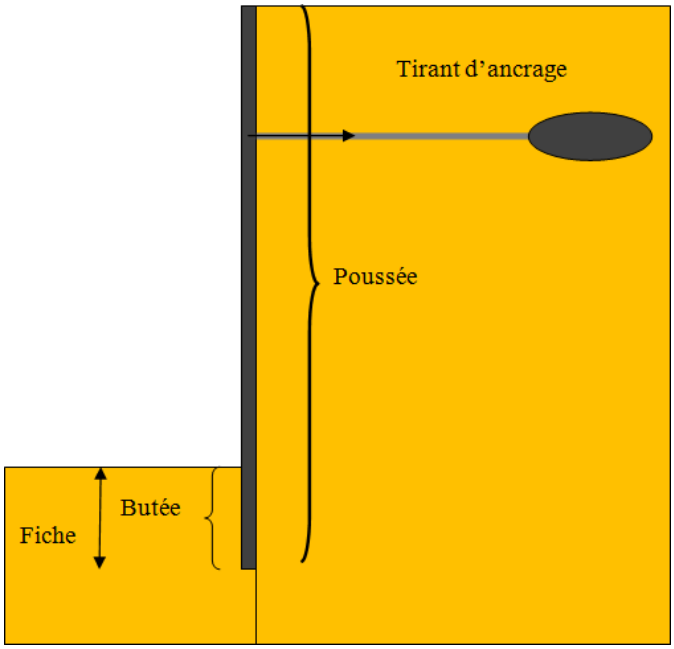


Figure 5.19 Rideaux palplanche sans encastrement avec ancrage

- Vérification de sécurité

La sécurité de l'ouvrage vis-à-vis de la rupture (renversement et glissement) consiste à vérifier que les déformations du rideau restent en tout point admissibles, c'est-à-dire que la contrainte maximale dans la palplanche ne dépasse pas le niveau de contrainte admissible de l'acier de la palplanche.

$$\sigma = \frac{M_{max}}{2I/b} \leq \sigma_a$$

La palplanche est assimilée à une poutre dont la section à pour inertie I, une épaisseur b et un momentmaximal $M_{max.}$

5.1. Méthode de calcul des rideaux palplanche

Les méthodes de calcul sont multiples. On distingue trois grandes catégories:

A. Calcul à la rupture ou calcul d'équilibre limite (calcul aux états limites);

Cette méthode est simple et très utilisée pour les ouvrages modestes. Elle permet de procéder à un prédimensionnement d'ouvrages plus complexes. La rigidité propre du rideau n'intervient pas dans la détermination des efforts appliqués sur celui-ci. (Méthode utilisée par l'Eurocode). Les différents cas de cette méthode sont présentés ci-après.

B. Calcul *selon un modèle d'interaction sol-structure* (méthode utilisée l'Eurocode)
C. Calcul au module de réaction

Ces deux dernières méthodes considèrent le sol plutôt comme un matériau élasto-plastique où le calcul est basé sur la rhéologie élasto-plastique. Elles relient la déformation de l'écran en chaque point ainsi que la pression appliquée par celui-ci au même point. Cette méthode est très utilisée actuellement par de nombreux logiciels.

Ces méthodes tiennent ainsi compte de la rigidité relative sol/rideau et supposent que les pressions mobilisées dans le sol dépendent du niveau de déplacement. Le calcul se fait aux éléments finis (calcul très précis) et prend en considération l'ensemble des déformations et les actions environnantes. Méthode utilisée par le code de calcul Plaxis.

Ces méthodes servent à déterminer les paramètres indiqués sur le schéma ci-dessous:

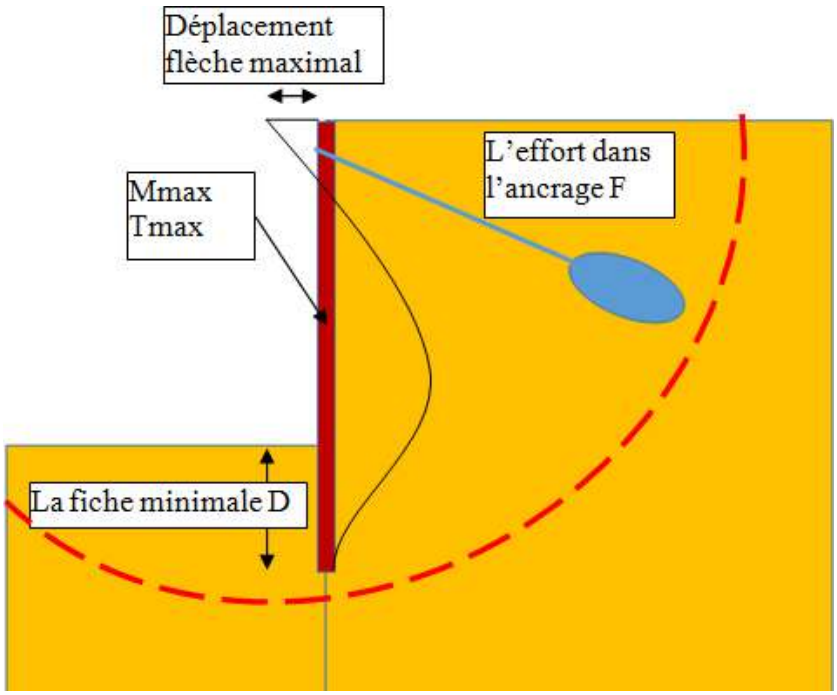


Figure 5.20 Les paramètres inconnus du dimensionnement.

L'intensité de la contrainte de butée est mobilisée suivant celle de la poussée, comme le montre la **Figure 5.21**.

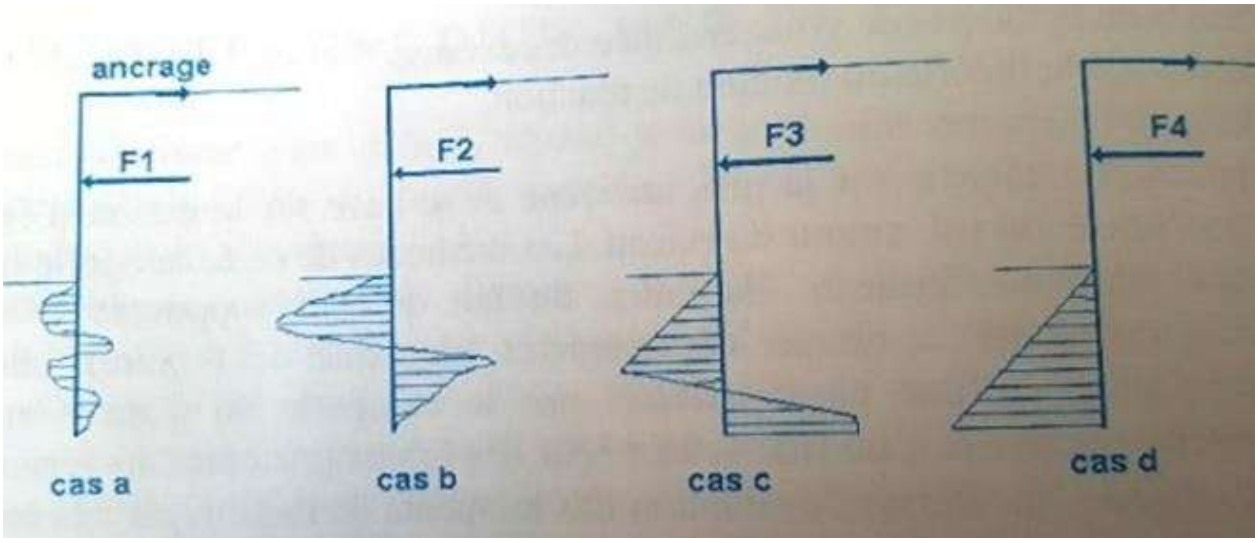


Figure 5.21 Diagramme de la mobilisation de la butée en fonction de la croissance de la force de poussée F (F1<F2<F3<F4).

5.2. Méthode du rideau encastré (sans ancrage)

On considère un écran rigide : le rideau pivote autour d'un axe de rotation correspondant au point O situé au-dessus de sa base. Cette rotation provoque alors la formation de deux zones d'équilibre plastique : l'une correspond à la poussée (relâchement du sol) et l'autre à une butée (zone de compression).

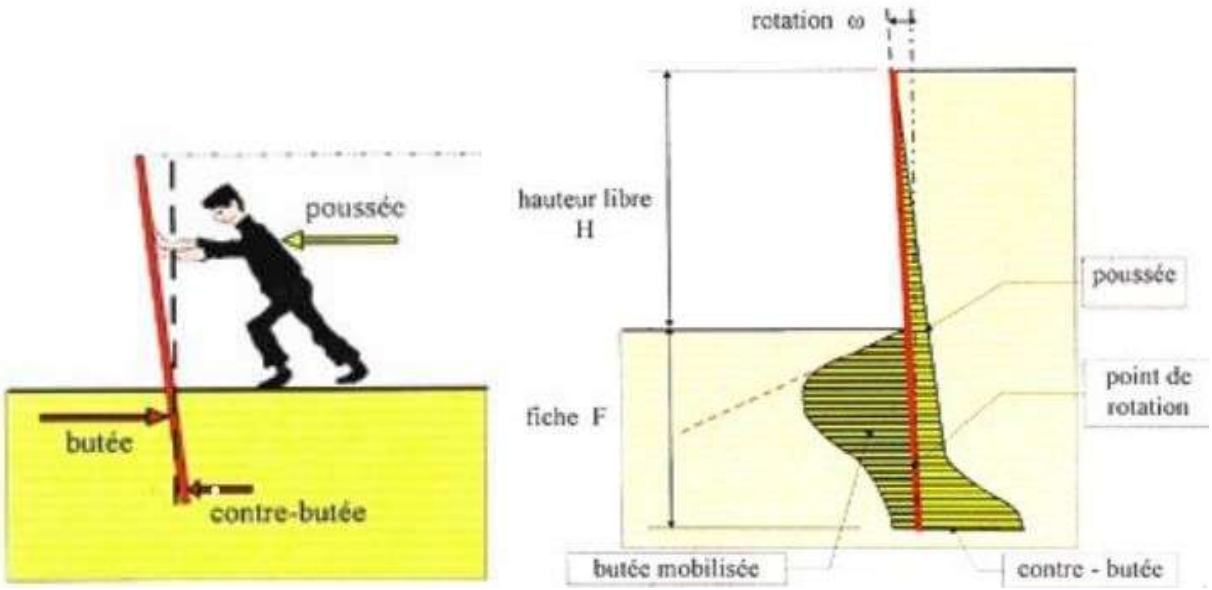


Figure 5.22 Diagramme des moments mobilisés sur la palplanche

La contrainte de la contre-butée σc est remplacée par la résultante de la force de la contre-butée Fc. Cette force s'applique sur le point de rotation des moments (O) afin de simplifier les calculs, voir Figure 5.23.

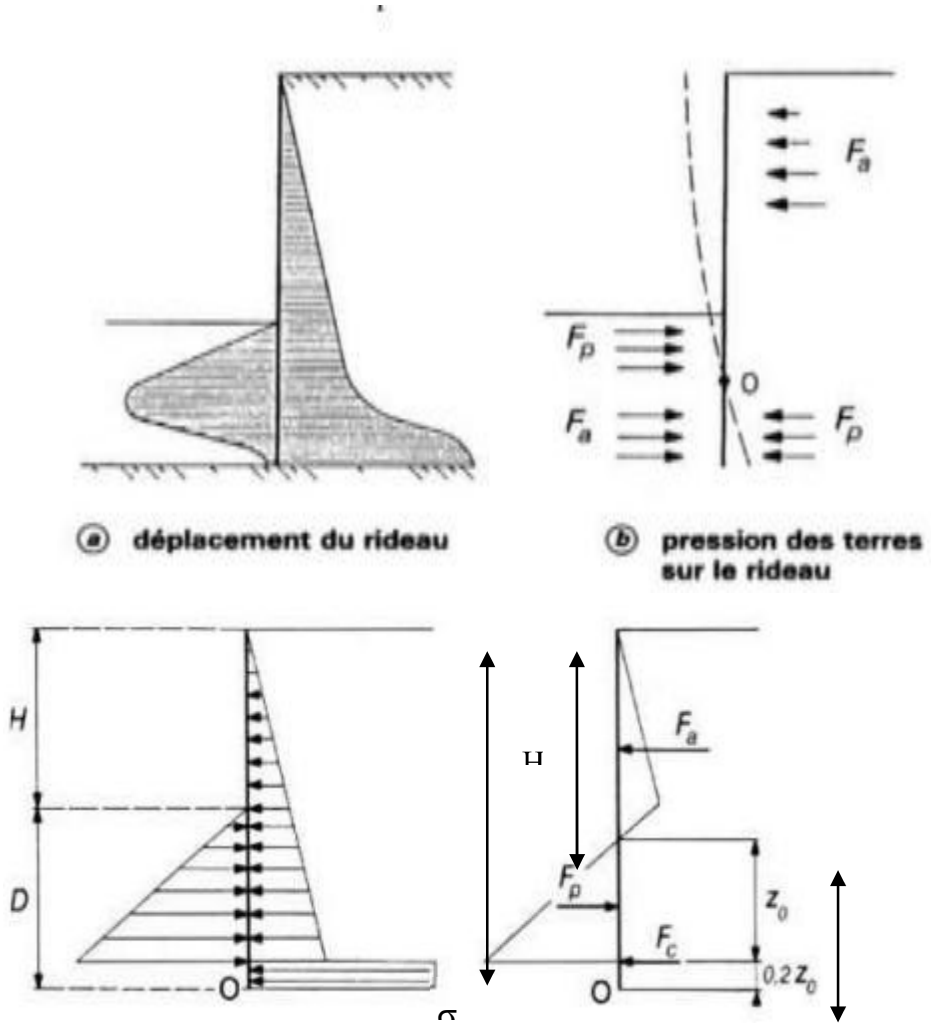


Figure 5.23 Diagramme des efforts mobilisés sur la palplanche

De la même figure on remarque que dans la partie amont de l'écran, la contrainte de poussée s'applique sur une hauteur de H +Z_0 et dans la partie aval la contrainte de butée s'applique sur Z_0.

Le calcul du rideau nécessite la détermination de deux inconnues à savoir Fc et Z_0.

L'équilibre des moments / centre de rotation O donne la nullité des moments $\sum M\ /O = 0$ de ce faitle Fc s'annule et on obtient une équation de 3ème degré en fonction de Z_0 , de cette manière on peut déterminer Z_0 .

La fiche du rideau a alors pour expression :$D = \frac{H}{K_p^2 - 1} + Z_0 + 0.2Z_0$

Par la suite on détermine Fc en faisant la $\sum Fh = 0$ donc $F_c = F_p - F_a$

Pour dimensionner la palplanche, on détermine le $\boldsymbol{M_{max}}$ correspondant à l'effort tranchant nul(T=0), donc à un équilibre entre la poussée et la buté.

On vérifie aussi

$$\sigma = \frac{M_{max}}{w} \leq \sigma_a$$

w : Module de résistance de la palplanche.

σ_a : Contrainte admissible de l'acier ;

Nota : Dans les calculs, et pour des mesures de sécurité, on divise les coefficients de butée (K_p) par 2, cependant celui de poussée Ka reste tel qu'il est.

- ***Cas d'un rideau non ancré et encastré dans l'argile***

Les rideaux fichés dans l'argile et supportant un remblai de sol pulvérulent, ou les rideaux foncés entièrement dans de l'argile, se calculent par des méthodes tout à fait analogues (voir la Figure 5.24). Il faut cependant noter que, pour l'argile, le calcul doit être fait à la fois à court terme (c_u, $\varphi_u = 0$) et à long terme (c', φ'). Ainsi, l'étude d'un rideau battu dans une argile est plus complexe que celle d'un rideau battu dans un sable, puisqu'il faut tenir compte de l'évolution dans le temps du comportement de l'argile.

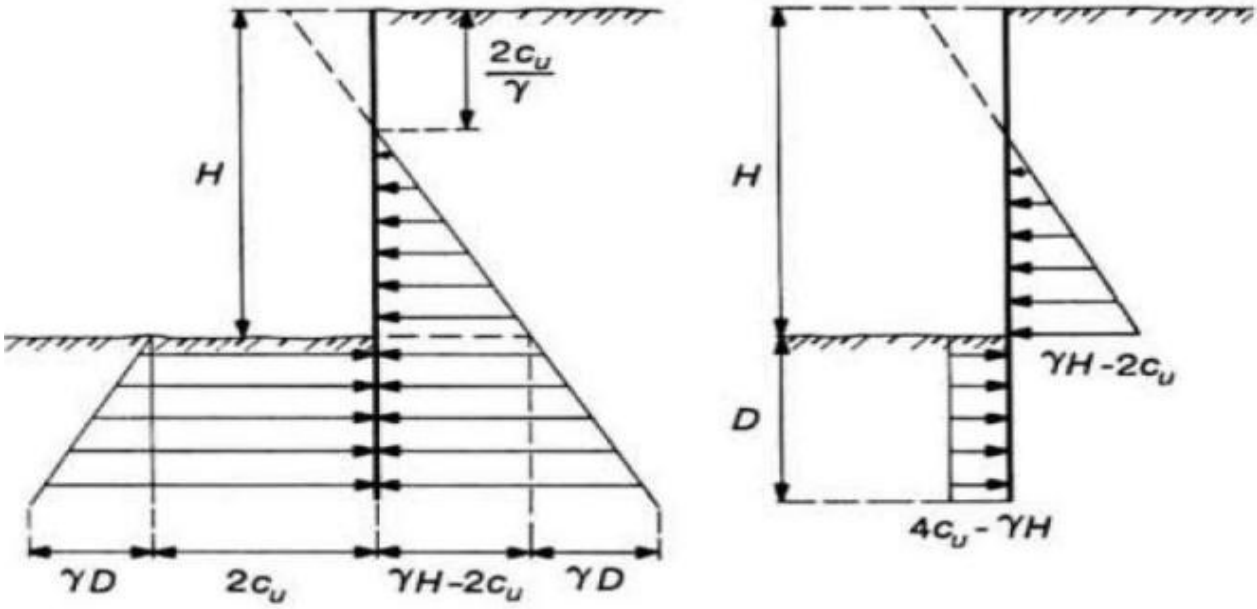


Figure 5.24 Diagramme des contraintes de poussée-butée à court terme dans un sol argileux

L'équilibre des poussées et des butées s'exerçant sur un rideau non ancré dans une argile n'est possible que si l'on a l'inégalité : $C_U \geq \gamma H/4$

5.3. Méthode du rideau ancré et simplement buté en pied

Ce cas existe lorsque la fiche est suffisamment faible pour permettre une rotation du rideau autour de son point d'ancrage et un déplacement du pied mobilisant la butée maximale. Le diagramme des efforts exercés par un sable sur le rideau est présenté sur la **Figure 5.25**.

Les inconnues à déterminer sont la fiche **D** et l'effort d'ancrage **T**.

L'équilibre statique du rideau fournit deux équations nécessaires pour le dimensionnement ;

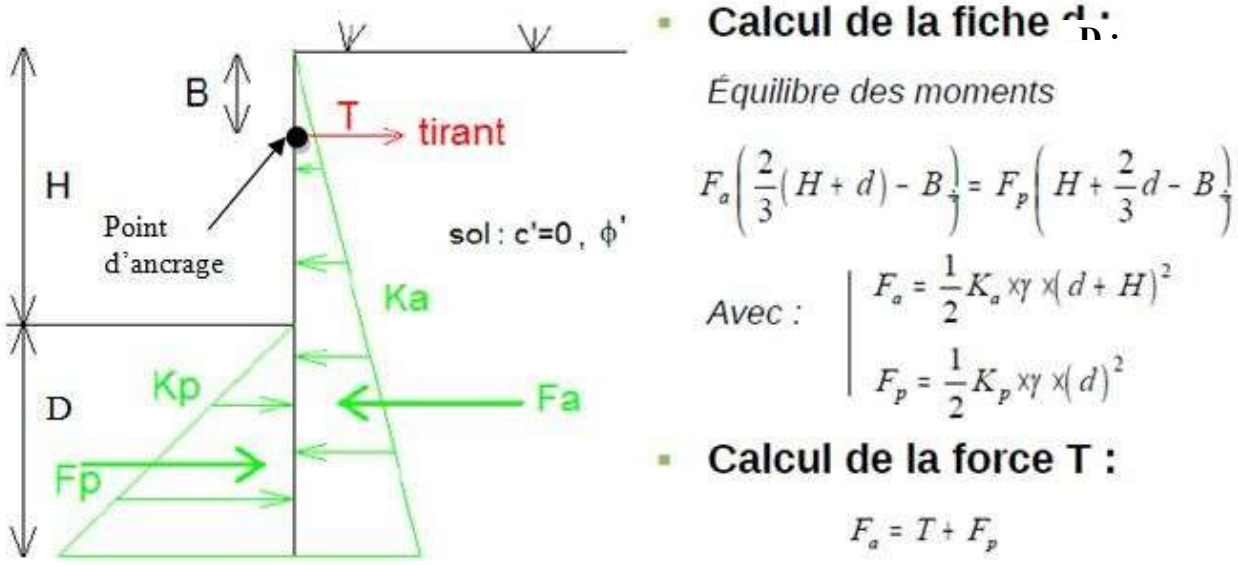


Figure 5.25 Présentation des contraintes sur un rideau ancré et simplement buté

L'équation des moments est un polynôme de 3 degré en fonction de D avec une seule racine réelle positive.

$$2(K_p-K_p)D^3+[3(H-a)K_p-3(2H-a)K_a]D^2-6H(H-a)K_aD-H^2(2H-3a)K_a=0$$

L'équilibre horizontal des efforts permet ensuite le calcul de la force d'ancrage T à appliquer au tirant. La butée du terrain est la seule force qui empêche le rideau de pivoter autour du point d'attache du tirant d'ancrage. Il est indispensable d'introduire un coefficient de sécurité : pour cela, on divise par deux (2) les coefficients de butée.

5.4. Méthode du rideau ancré et encastré à la base

Les hypothèses précédentes restent valables pour ce calcul. Le problème comporte trois inconnues, à savoir la fiche D, la contre-butée Fc et la force d'ancrage T. Les 2 équations de la statique sont insuffisantes pour résoudre ce système. Il faut donc rajouter une troisième équation. Cette équation se base sur l'hypothèse que, dans la pratique, on admet que le point de contrainte nulle se situe à une profondeur t du fond de fouille et qu'il est confondu avec le point du moment nul, ce qui permet de décomposer le rideau en deux poutres sur appuis simples (voir la figure).

Cette approche est appelée méthode des poutres équivalentes ou méthode de Blum.

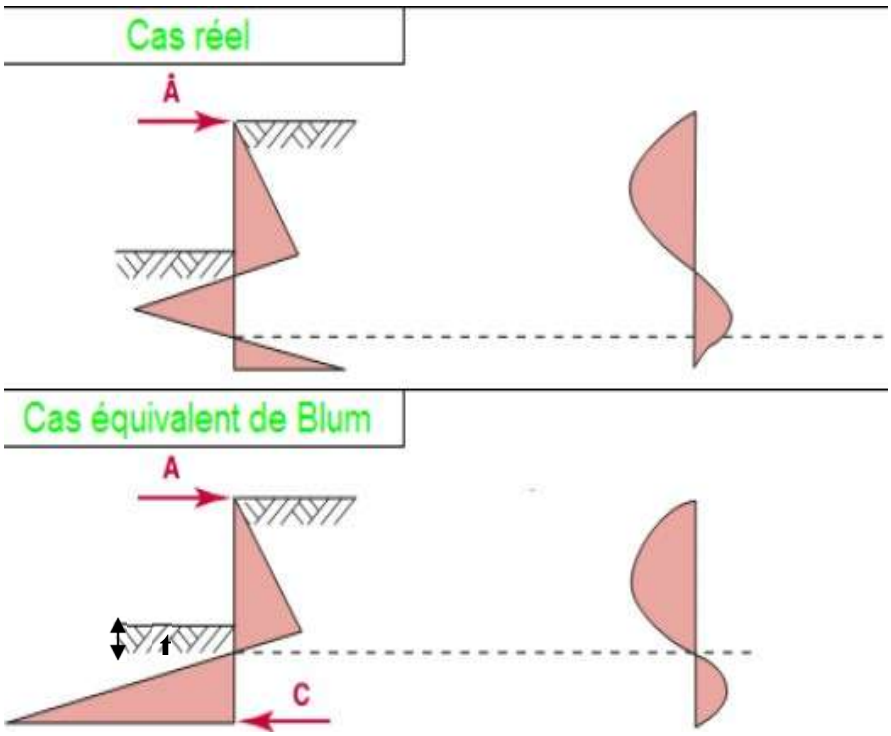


Figure 5.26 Distribution idéalisée de la pression des terres.

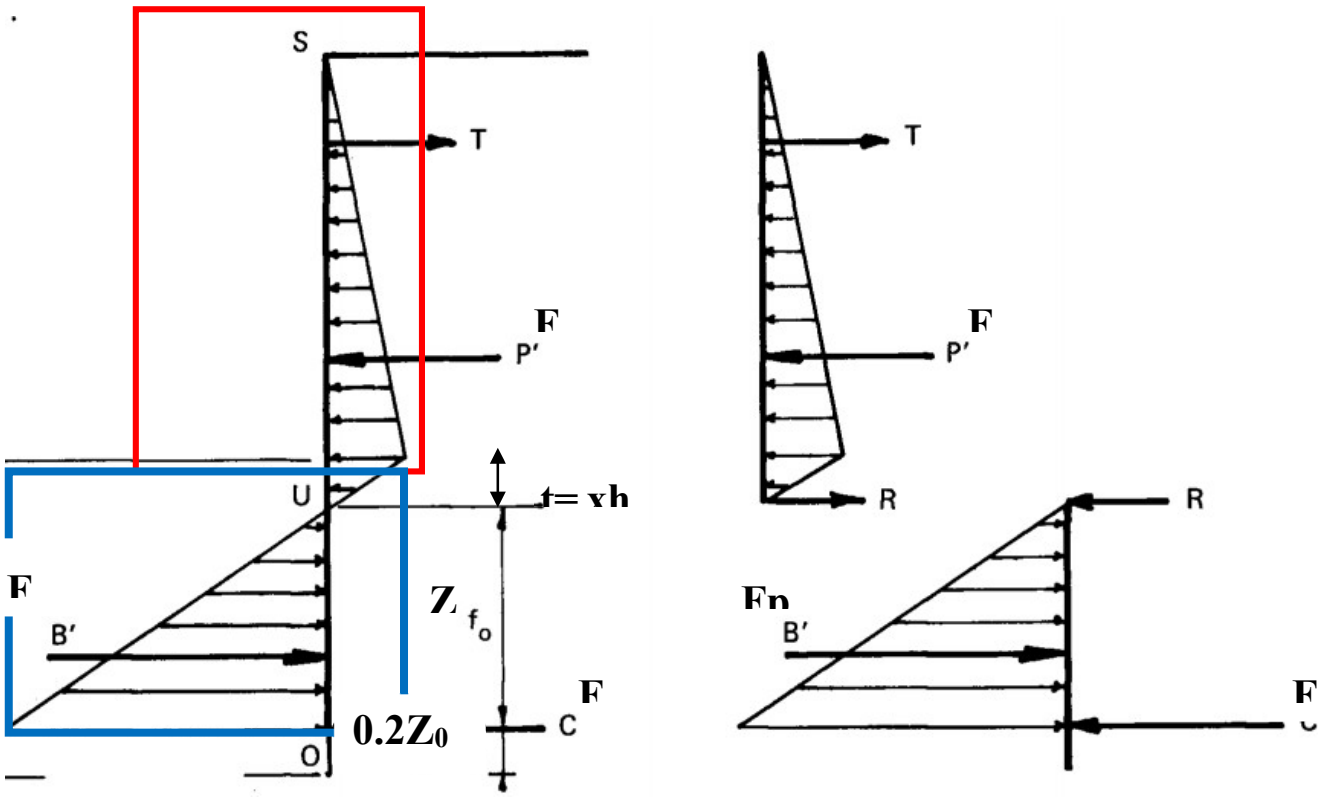


Figure 5.27 Décomposition du rideau encastré avec ancrage en deux poutres équivalentes

Le calcul des poutres permet de déterminer de la poutre supérieure l'effort T et la réaction R, et de lapoutre inférieure on trouve Z_0 et R. On trouve les formules suivantes :

$$2/3\ Z_0 F_p = Z_0\ F_c\ ;$$

$$F_c = 2/3\ F_p$$

$$R = F_p - F_c = F_p/3$$

On peut aussi utiliser la méthode de Blum qi donne une relation entre la position du moment fléchissant nul ($\mathbf{x_h=t}$) et l'angle de frottement du sol, voir la figure 12. Par la suite on procède aucalcul des deux poutres comme expliquée ci-dessus.

Note : Les méthodes de calcul des rideaux encastrés ancrés en tête ne sont applicables que dans le cas des sols pulvérulents.

Les résultats obtenus par ces méthodes ne sont pas affectés d'un coefficient de sécurité.

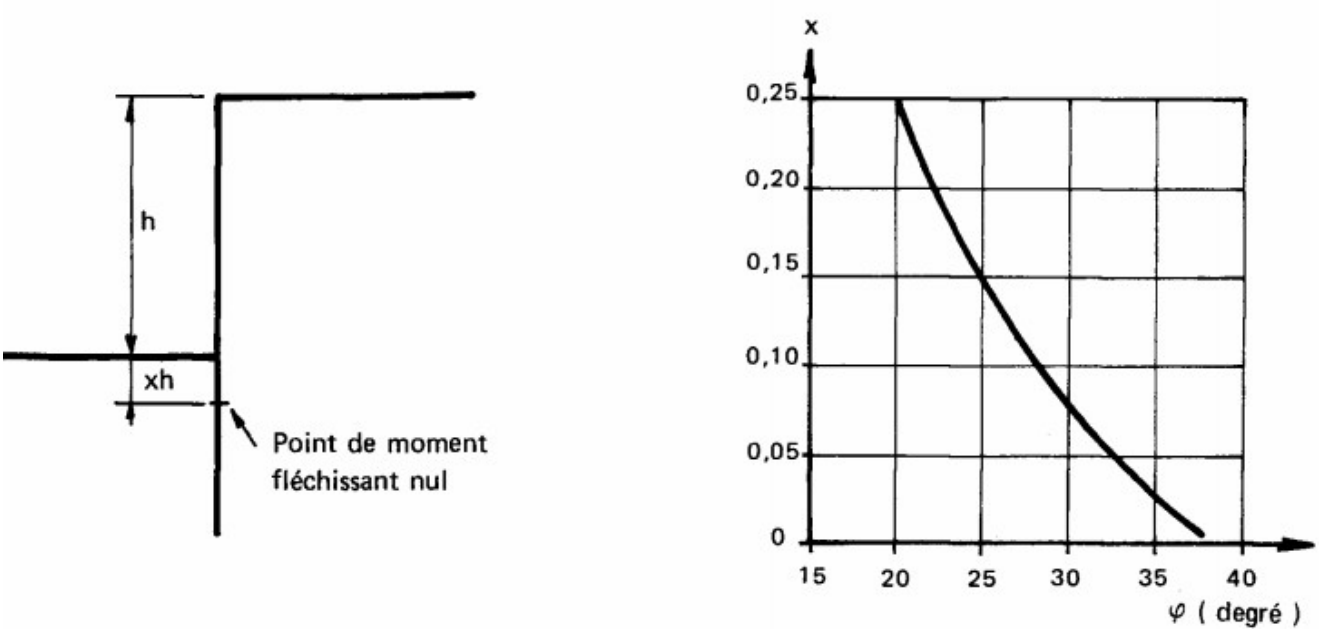


Figure 5.28 Relation entre la cote du point de flexion nulle et l'angle de frottement interne.

Références Bibliographique

Abramson LW, Lee TS, Sharma S, Boyce GM. *"Slope stability and stabilization methods"*. John Wiley& Sons, New York and London, 2001.

Benaissa A." *glissements de terrain –calcul de stabilité* ". Office des Publication Universitaires, Algérie, 2014.

Berga A." *Eléments de Mécanique des Sols* "Centre Universitaire de Béchar, 2003

Bouafia A. *"Calcul des ouvrages géotechniques problèmes résolus "*.Universitaire de Blida, 2018.

Braja M. Das." *Advanced Soil Mechanics* ".Taylor & Francis, London and New York,2008.

Briaud J-L.*"Geotechnical engineering: unsaturated and saturated soils "*. John Wiley & Sons,New York and London, 2013.

Brooker EW, Ireland HO.*"Earth pressures at rest related to stress history "*. Canadian geotechnical journal. 1965;2(1):1-15.

Cheghoum N. *"Eléments de base en mécanique des sols"*Office des Publication Universitaires, Algérie, 2006.

Cheghoum N. *"Les ouvrages de soutènement en mécanique des sols"* Office des Publication Universitaires, Algérie, 2006.

Costet J, Sanglerat G, Biarez J, Lebelle P. *"Cours pratique de mécanique des sols"*.Dunod, 1969.

Degoutte G. Royet P." *Aide-mémoire de mécanique des sols* ". École nationale du génie rural des eaux et des forets ENGREF (document pédagogique).

Duncan JM, Wright SG, Brandon TL.*"Soil strength and slope stability"*.John Wiley& Sons, New York and London, 2014.

Faure R.*"Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations "*. Revue française de géotechnique. 1985(33) :49-59.

Magnan. J-P.*"Résistance au cisaillement* ". Techniques de l'Ingénieurtraité Construction, 1991.

Meyerhof GG.*"Some recent research on the bearing capacity of foundations "*. Canadian Geotechnical Journal. 1963;1(1):16-26.

Olivari G. *"Mécanique des sols appliquée aux calculs d'ouvrages "*. Tome 2. Lyon ENTPE, 1983.

Raulin P, Rouquès G, Toubol A. *"Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire"*. Rapport de Recherche. 1974(36).

Robert D. Holtz., William D. Kovacs. *" Introduction à la géotechnique ".* [tradJean Lafleur, Ecole Polytechnique de Montréal, 1981.

Robitaille V., Tremblay D."*Mécanique des sols : Théorie et pratique*". *Modulo (CANADA).* 1997.

Schlosser F.*"Eléments de mécanique des sols"*. Presse Ponts et Chaussées, 1983.

Terzaghi K.*"Theoretical Soil Mechanics"*. John Wiley & Son, New York and London,1943.

Yves B. Patrick de B., Nicolas S.,*" Aide-mémoire mécanique des sols ".* Dunod, Paris France, 2013.