



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ahmad Zabana de Relizane
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Travaux Publics

Cours Fondations et Ouvrages en Terre

Présenté pour licence 3 TP

Elaboré par : Dr ABDELHAK Zohra

Mars 2026

*Travaillez sans relâche à acquérir la sagesse,
comme si vous aviez toujours à acquérir davantage.
De plus, craignez de perdre ce que vous avez acquis.*

*Celui qui ne progresse pas chaque jour,
recule chaque jour*

Confucius

Table des Matières

Tables de la matière.....	i
Liste des figures.....	iii
Liste des tableaux.....	vi
Avant-Propos.....	vii
Introduction Générale.....	02

Chapitre 01 : Plasticité et Résistance au Cisaillement des Sols

1.1 Introduction.....	05
1.2 Résistance et Rupture des Sols.....	06
1.2.1 Définition de la rupture du sol.....	06
1.2.2 Bref rappel sur les contraintes	07
1.2.3 Relations contraintes déformation.....	08
1.2.4 Critère de rupture de Mohr.....	09
1.2.5 Critère de rupture de Mohr-Coulomb.....	11
1.2.5 Critère de Terzaghi (notion de contraintes effectives).....	13
1.3 Essais de résistance au cisaillement des sols.....	15
1.3.1 Essai de cisaillement à la boîte	15
1.3.2 Essai de cisaillement triaxial	18
1.4 Résistance au cisaillement des sols pulvérulents.....	22
1.4.1 Courbe Efforts-Déformations.....	22
1.4.2 Courbe intrinsèque.....	23
1.4.3 Angle de Frottement Interne.....	24
1.5 Résistance au cisaillement des sols cohésifs.....	25
1.5.1 Caractéristiques drainées	25
1.5.2 Caractéristiques non drainées	30
1.6 Relation entre cisaillement et compressibilité	34
1.7 Conclusion	35
1.7.1 Expression générale de la résistance au cisaillement.....	35
1.7.2 Choix des paramètres.....	36
1.8 Applications	39
1.8.1 Application 01.....	39
1.8.2 Application 02.....	40
1.8.3 Application 03.....	41
1.8.3 Application 04.....	41

Chapitre 02 : Poussée et Butée des Terres

2.1 Etat des Sols au repos.....	44
2.2 Définition des forces de poussée et de butée.....	45
2.3 Principe de la poussée et de la butée.....	46
2.4 Coefficient de poussée et de butée.....	46
2.4.1 Cas géostatique	46
2.5 Calcul des forces de poussée et de butée	52
2.5.1 Méthode de Coulomb.....	52
2.5.2 Méthode de Rankine.....	53
2.6 Applications	57
2.6.1 Application 01.....	57
2.6.2 Application 02.....	58
2.6.3 Application 03.....	59

Chapitre 03 : Stabilité des pentes et talus

3.1 Introduction.....	63
3.2 Classification des mouvements	64
3.2.1 Les écroulements	64
3.2.2 Les glissements.....	65
3.2.3 Les coulées boueuses	68
3.2.4 Mouvements de fluage et solifluxion.....	69
3.3 Méthodes de calcul la de stabilité des pentes	71
3.3.1 Stabilité des pentes en rupture plane	71
3.3.2 Pente de hauteur finie.....	73
3.3.3 Stabilité en rupture circulaire avec coefficient de sécurité global.....	75

Chapitre 04 : Fondations Superficielles et Profondes

4.1 Introduction.....	80
4.2 Types des fondations	80
4.3 Critères de choix de type de fondation	81
4.4 Fondations superficielles.....	81
4.4.1 Dispositions Constructives	82
4.4.2 Types de fondations superficielles	82
4.4.3 Modes de rupture du sol sous une fondation superficielle.....	84
4.4.4 Courbe de tassement, charge limite et contrainte admissible.....	84
4.4.5 Théorie de la capacité portante.....	86
4.4.6 Calcul du tassement.....	90
4.5 Fondations profondes.....	91
4.5.1 Classification des pieux	91
4.5.2 Capacité portante.....	97

Chapitre 05 : Les Ouvrages de Soutènement

5.1 Introduction.....	102
5.2 Classification des ouvrages de soutènements d'après le mode de reprise de la poussée....	103
5.2.1 Poussée reprise par le poids de l'ouvrage.....	103
5.2.2 Poussée reprise par l'encastrement.....	106
5.2.3 Poussée reprise par des ancrages.....	109
5.3 Mode de rupture et stabilité des ouvrages de soutènement.....	110
5.3.1 Stabilité au glissement.....	112
5.3.2 Stabilité au renversement.....	113
5.3.3 Stabilité au Poinçonnement.....	114
5.3.4 Justifications vis-à-vis de la Stabilité Globale.....	114
5.4 Dimensionnement des murs de soutènement	115

Bibliographie	117
----------------------------	------------

Chapitre 01 : Plasticité et Résistance au Cisaillement des Sols

Figure 1.01	Principaux types de sollicitation dans les sols.....	06
Figure 1.02	Courbe Contraintes-déformations dans un essai de cisaillement.....	07
Figure 1.03	Vecteur contrainte.....	07
Figure 1.04	L'état de contraintes au point M.....	08
Figure 1.05	Cercle de Mohr.....	09
Figure 1.06	Le cercle des contraintes de Mohr.....	11
Figure 1.07	Enveloppe des cercles de Mohr à la rupture et critère de Mohr-Coulomb.....	12
Figure 1.08	Cercle de Mohr à la rupture pour le calcul de l'orientation des plans de rupture.....	12
Figure 1.09	Boîte de cisaillement rectiligne.....	16
Figure 1.10	Courbes Contraintes – Déplacements.....	17
Figure 1.11	Détermination de ϕ et C	17
Figure 1.12	Coupe d'un appareil de cisaillement triaxial de révolution.....	19
Figure 1.13	Etat de contraintes.....	20
Figure 1.14	Détermination de la droite intrinsèque d'un sol.....	20
Figure 1.15	Interprétation des différents types d'essais triaxiaux.....	22
Figure 1.16	Courbe « effort-déformation » d'un sol pulvérulent dans un essai de cisaillement.....	23
Figure 1.17	Courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent. Représentation de Mohr.....	24
Figure 1.18	Essai consolidé drainé à l'appareil triaxial.....	26
Figure 1.19	Essai consolidé drainé à l'appareil triaxial.....	27
Figure 1.20	Courbe intrinsèque d'un sol cohésif (essai CD)	28
Figure 1.21	Courbe intrinsèque et surconsolidation du sol.....	28
Figure 1.22	Essai consolidé non drainé (CU) avec mesure de u à l'appareil triaxial.....	29
Figure 1.23	Courbe intrinsèque d'un sol cohésif (Essai consolidé non drainé avec mesure de u)	30
Figure 1.24	Essai non consolidé non drainé (UU) à l'appareil triaxial	31
Figure 1.25	Essai consolidé non drainé (CU) à l'appareil triaxial	33
Figure 1.26	Cercles de Mohr à la rupture dans un essai (CU) à l'appareil triaxial	33
Figure 1.27	Variation de la cohésion non drainée c_u avec la pression de consolidation σ_3	33
Figure 1.28	Courbe intrinsèque et surconsolidation du sol	35

Chapitre 02 : Poussée et Butée des Terres

Figure 2.01	Contraintes au repos	44
Figure 2.02	Sollicitations exercées sur un mur de soutènement.....	45
Figure 2.03	Principe de la poussée et de la butée	46
Figure 2.04	Coefficient K_0 de pression latérale des terres au repos	47
Figure 2.05	Etats de contraintes de poussée et de butée pour un sol pulvérulent, dans le cas géostatique	49
Figure 2.06	Évolution du rapport en fonction de la déformation latérale à l'appareil triaxial.....	51
Figure 2.07	Poussée sur un mur selon Coulomb.....	52
Figure 2.08	Hypothèse de la méthode de Rankine.....	53
Figure 2.09	Force de poussée exercée par un massif pulvérulent saturé.....	54

Liste des figures

Figure 2.10	Force de butée sur un massif pulvérulent à surface inclinée.....	55
Figure 2.11	Stabilité d'une tranchée en terrain cohérent.....	56

Chapitre 03 : Stabilité des pentes et talus

Figure 3.02	Écroulement rocheux par dislocation interne	64
Figure 3.03	Mouvement d'érosion.....	64
Figure 3.04	Écroulement de surplomb	65
Figure 3.05	Écroulement par fluage d'une couche sous-jacente	65
Figure 3.06	Glissement de terrain à Taiwan.....	66
Figure 3.07	Forces exerçants sur une pente (forces motrices)	67
Figure 3.08	Glissements rotationnels.....	67
Figure 3.09	Glissements plans	68
Figure 3.10	Glissement complexe d'un remblai sur versant et schémas type de coulées.....	68
Figure 3.11	Les coulées boueuses dues à des infiltrations d'eau.....	69
Figure 3.12	Le phénomène de fluage	69
Figure 3.13	Phénomène de fluage	70
Figure 3.14	Ce relief qui ressemble à une plage surélevée à Rhossili (Pays de Galles), est en fait une terrasse de solifluxion	70

Chapitre 04 : Fondations Superficielles et Profondes

Figure 4.01	Différents types de fondations selon la profondeur.....	81
Figure 4.02	Type d'une Fondation Superficielle.....	81
Figure 4.03	Fondation sur terrain accidenté	82
Figure 4.04	Types de fondations superficielles	83
Figure 4.05	Modes de rupture du sol sous une fondation Superficielle.....	84
Figure 4.06	Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle.....	85
Figure 4.07	Schéma de rupture d'une fondation Superficielle	86
Figure 4.08	Facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement interne	88
Figure 4.09	Puits avant mise en place des armatures	91
Figure 4.10	Profilés métallique battus	92
Figure 4.11	Mise en place de pieu tube par vibro-fonçage.....	93
Figure 4.12	Pieu vissé de type Oméga à deux pas de vis ou un seul	94
Figure 4.13	Pieu Méthode de réalisation des colonnes ballastées	94
Figure 4.14	Méthode de réalisation des pieux forés sous boue, vue d'un trépan et d'une tarière à godets	95
Figure 4.15	Pieux formés par forage à la tarière continue : technique Starsol de Sol étanche	96
Figure 4.16	Classification suivant le mode de fonctionnement	96
Figure 4.17	Capacité axiale d'un pieu dans un sable	98

Chapitre 05 : Les Ouvrages de Soutènement

Figure 5.01	Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.....	103
Figure 5.02	Murs Poids en Béton et en Pierres.....	103
Figure 5.03	Mur en gabions	104
Figure 5.04	Ouvrages cellulaires	104

Liste des figures

Figure 5.05	Ouvrages en Terre Armée.....	105
Figure 5.06	Soutènement en Texsol	105
Figure 5.07	Mur Armapneusol	106
Figure 5.08	Un mur cantilever en béton armé	107
Figure 5.09	Exemple de paroi achevée, avec tirants	108
Figure 5.10	Rideaux de palplanches	108
Figure 5.11	Parois berlinoises	109
Figure 5.12	Voiles de soutènement ancrés (Epinglé)	109
Figure 5.13	Stabilité Interne	111
Figure 5.14	Stabilité Externe.....	111
Figure 5.15	Modélisation du mur poids.....	112
Figure 5.16	Répartition des contraintes normales sous la base de fondation	114
Figure 5.17	Exemple de vérification de la stabilité globale d'un mur dans une pente	115
Figure 5.18	Dimensionnement d'un mur de soutènement	115

Chapitre 01 : Plasticité et Résistance au Cisaillement des Sols

Tableau 1.01	La densité relative et l'angle de Frottement interne des sols pulvérulents.....	13
Tableau 1.02	Calculs de stabilité en mécanique des sols.....	15
Tableau 1.03	Valeurs du coefficient K	24
Tableau 1.04	Valeurs approchées pour des sols pulvérulents suivant leur compacité, leur granularité, la dimension et l'angularité des grains.....	25
Tableau 1.05	Choix des caractéristiques de cisaillement des sols.....	38
Tableau 1.06	Choix des caractéristiques de cisaillement des sols	38

Chapitre 02 : Poussée et Butée des Terres

Tableau 2.01	Coefficient K_0 pour quelques types de sols	47
Tableau 2.02	Valeurs des coefficients K_a , K_0 et K_p pour divers angles de frottement.....	50
Tableau 2.03	Contraintes horizontales pour un sol fin	51

Chapitre 04 : Fondations Superficielles et Profondes

Tableau 4.01	Contraintes admissibles des différents types de sol.....	83
Tableau 4.02	Contraintes admissibles des différents types de sol	87
Tableau 4.03	Coefficient d'adhérence (α) du fût du pieu et de l'argile, d'après le manuel canadien d'ingénierie des fondations.....	99

Chapitre 05 : Les Ouvrages de Soutènement

Figure 5.01	Classification des ouvrages de soutènements d'après le mode de reprise de la poussée.....	110
-------------	---	-----

Avant-propos

Le cours « *Fondations et Ouvrages en Terre* » est destiné aux étudiants de troisième année licence en Travaux Publics, ayant ce module dans leur programme d'études ; s'inscrit dans le domaine fondamental de la géotechnique et constitue une étape essentielle dans la formation des étudiants en cette spécialité. Il vise à leur fournir les bases scientifiques et techniques nécessaires à la compréhension du comportement des sols et de leur interaction avec les ouvrages de génie civil.

Le cours débute par l'étude de *la plasticité et de la résistance au cisaillement des sols*, notions indispensables pour caractériser le comportement des terrains sous chargement. La compréhension des paramètres de résistance (cohésion, angle de frottement interne...) permet d'analyser les conditions de rupture et de dimensionner correctement les ouvrages géotechniques.

Il aborde ensuite *la poussée et la butée des sols*, phénomènes essentiels dans l'étude des interactions sol-structure, notamment pour le dimensionnement des murs de soutènement et autres ouvrages retenant les terres.

La *stabilité des pentes et des talus* constitue également un axe majeur du cours. L'analyse des mécanismes de rupture et l'évaluation du coefficient de sécurité permettent de prévenir les glissements de terrain et d'assurer la stabilité des ouvrages en terre.

Le module traite également *les ouvrages de soutènement*, en présentant leurs différents types, leurs principes de fonctionnement et les méthodes de calcul associées.

Enfin, il se conclut par l'étude *des fondations*, éléments structuraux assurant la transmission des charges vers le sol. Les principes de dimensionnement des fondations superficielles et profondes sont abordés en tenant compte de la capacité portante et des tassements admissibles.

À travers ce programme, l'étudiant acquiert les bases théoriques et méthodologiques nécessaires pour analyser et résoudre les problématiques géotechniques rencontrées dans la pratique professionnelle, tout en respectant les exigences de sécurité et les normes en vigueur.

Introduction Générale

Introduction Générale

Le terrain naturel constitue le support fondamental de toute infrastructure. Contrairement aux matériaux élaborés et contrôlés utilisés dans les structures, le sol est un milieu naturel dont la composition, la structure et l'état varient selon les conditions géologiques et environnementales. Cette nature hétérogène et évolutive confère au sol un comportement mécanique complexe, souvent difficile à prévoir sans une analyse approfondie de ses propriétés physiques et mécaniques.

Soumis à des sollicitations extérieures, le sol développe des mécanismes de déformation et de résistance gouvernés par l'interaction entre ses particules et par l'état des contraintes internes. Les phénomènes de tassement, de cisaillement et de rupture traduisent l'équilibre fragile qui s'établit entre les charges appliquées et la capacité du terrain à les supporter. La compréhension de ces mécanismes constitue un préalable indispensable à toute démarche rationnelle de conception.

Les ouvrages de génie civil, qu'il s'agisse d'éléments de fondation assurant la transmission des charges ou de structures destinées à contenir et stabiliser les terres, s'inscrivent dans un système d'interaction permanente avec le sol. La stabilité globale d'une construction dépend non seulement de la résistance propre des matériaux structuraux, mais également de la qualité du support sur lequel elle repose et de la maîtrise des pressions exercées par les masses de sol environnantes.

L'analyse des conditions d'équilibre et des états limites permet d'évaluer la capacité portante du terrain, de prévenir les instabilités et d'assurer un dimensionnement conforme aux exigences de sécurité et de durabilité. Une

approche rigoureuse, fondée sur les principes de la mécanique et sur l'observation expérimentale, demeure essentielle pour garantir la fiabilité des ouvrages et optimiser les solutions techniques adoptées.

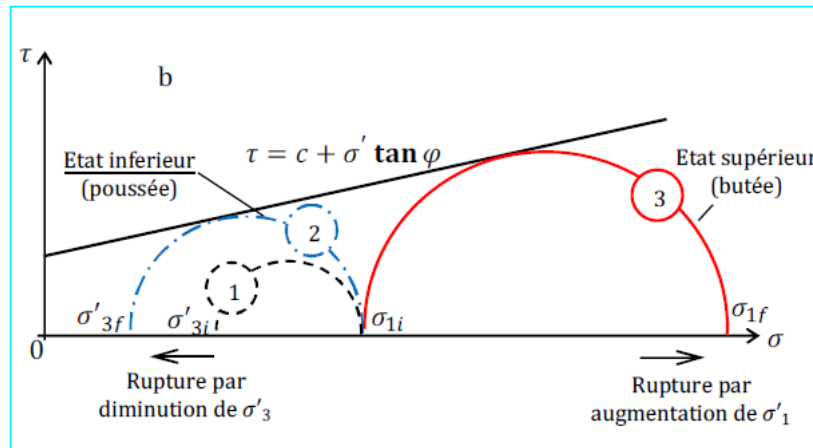
Ainsi, l'étude du comportement du sol et de son interaction avec les structures représente un domaine stratégique du génie civil, où la maîtrise scientifique et technique conditionne directement la pérennité des infrastructures et la sécurité des usagers.

.

Plasticité et Résistance au Cisaillement des Sols

Chapitre 01

Plasticité et Résistance au Cisaillement des Sols



1.1 Introduction

Dans la pratique, la résolution d'un problème de géotechnique consiste successivement à :

- Vérifier que la stabilité vis-à-vis de la rupture est assurée avec un coefficient de sécurité satisfaisant ;
- S'assurer que le dimensionnement de l'ouvrage est compatible avec les tassements admissibles.

Dans une masse de sol, les déformations résultant principalement d'un glissement entre les particules, en conséquences, le terme de résistance au cisaillement est synonyme de résistance des déformations dues au cisaillement sont localisées le long d'une surface appelée surface de glissement.

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

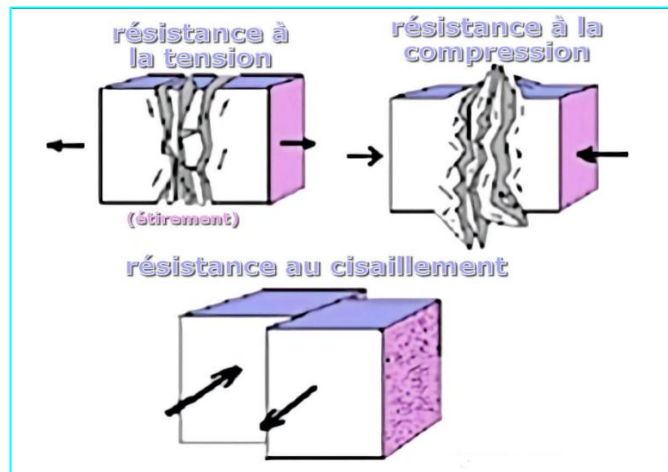


Figure (1.1) Principaux types de sollicitation dans les sols.

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

1.2 Résistance et rupture des sols

La résistance au cisaillement est la capacité d'un matériau à résister aux forces de cisaillement, c'est-à-dire aux forces qui produisent une rupture par glissement dans le matériau parallèlement à la direction de la force.

1.2.1 Définition de la rupture du sol

En pratique, la rupture d'une épreuve de sol s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace au cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol en fonction de la sollicitation qu'il a produit. Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur la figure 1.2 :

- la courbe I présente un maximum. On admet que ce maximum $\tau_{\max}$ correspond à l'état de rupture, la déformation continue de croître au-delà de ε_I alors que la demande appliquée diminue ou, au mieux, reste constante ;
- la courbe II a une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation ($\tau_{\lim}$ correspondant à ε_{II}). au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination. La forme de la courbe de déformation en fonction de la sollicitation est appliquée révélatrice de l'état du sol : les sables denses présentent un pic de résistance, comme les argiles à structure intacte lorsqu'elles sont surconsolidées, tandis que les sables lâches et les argiles remaniées ont généralement un comportement de type asymptotique.

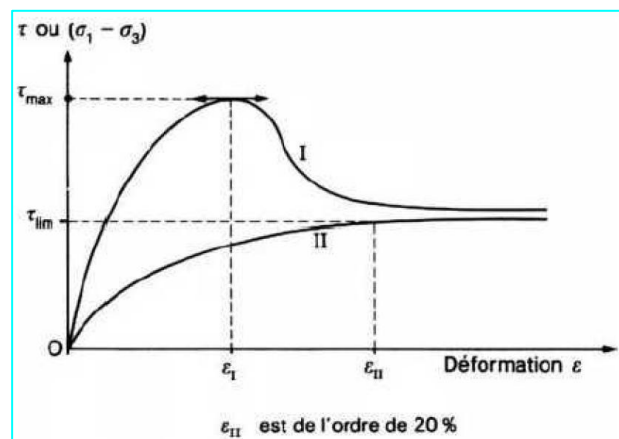


Figure (1.2) Courbe Contraintes-déformations dans un essai de cisaillement

1.2.2 Bref rappel sur les contraintes

En un point M d'un milieu continu, on définit un élément de plan, ou facette d'aire dS infiniment petite et de normale $\vec{n}$. Cet élément sépare le milieu en deux parties notées (1) et (2) (Fig 1.3). On admet que l'action de la partie (1) sur (2) se traduit au point M, sur la facette dS par une contrainte notée $\vec{e}$.

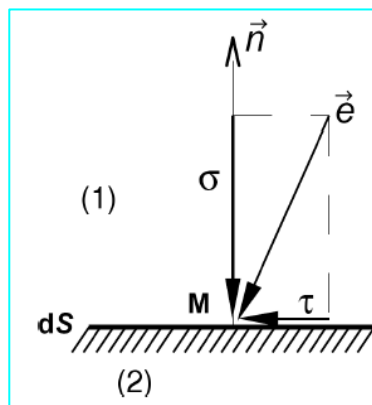


Figure (1.3) Vecteur contrainte.

Le vecteur contraint $\vec{e}$ se décompose, par rapport au repère lié à la facette dS , en une composante normale σ (suivant $\vec{n}$) et une composante tangentielle τ (comprise dans le plan de la facette).

La rupture des sols s'effectue par cisaillement, c'est à dire lorsque la contrainte de cisaillement τ devient « trop importante ».

L'état de contraintes au point M est défini par un tenseur appelé tenseur des contraintes. Il existe en tout point trois plans privilégiés pour lesquels la contrainte est uniquement normale ($\tau = 0$). Ils sont appelés plans principaux et sont orthogonaux ; les contraintes normales correspondantes sont les contraintes principales notées : $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Mais dans ce qui suit, nous allons nous limiter aux problèmes courants auxquels l'ingénieur essaie de se ramener et pour lesquels σ_2 et σ_3 sont égaux (problèmes axisymétriques) ou pour lesquels $\sigma_2 = 0$ (problèmes à deux dimensions).

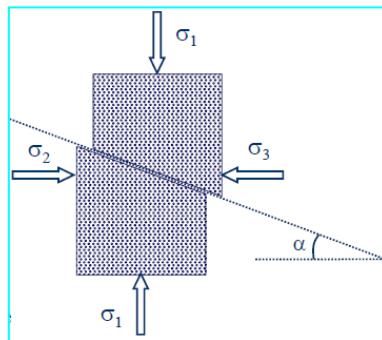


Figure (1.4) L'état de contraintes au point M

1.2.3 Relations contraintes déformations

Le tenseur des déformations et le tenseur des contraintes sont liés par des relations traduisant le comportement rhéologique du matériau. Le modèle rhéologique le plus simple est celui de l'élasticité linéaire isotrope. Si $\{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z\}$ désigne le tenseur des déformations et $\{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z\}$ le tenseur des contraintes, l'élasticité linéaire isotrope s'écrit :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (1)$$

Où

E : Module d'élasticité (ou module d'Young) ;

ν : Coefficient de Poisson.

Dans un essai de compression simple suivant l'axe zz' , on aboutit aux relations simples suivantes :

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \sigma_z \text{ et } \varepsilon_x = \varepsilon_y = -\nu \cdot \varepsilon_z \dots \dots \dots (2)$$

Ce modèle élastique linéaire isotrope peut être considéré comme une assez bonne approximation du comportement des sols dans le domaine des faibles contraintes, et en compression uniquement.

1.2.4 Critère de rupture de Mohr

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 (1.1a). Ainsi, la relation entre la contrainte normale et la contrainte de cisaillement sur un plan de rupture peut être exprimée sous la forme :

$$\tau = f(\sigma) \dots \dots \dots (3)$$

Où

τ : Contrainte de cisaillement sur le plan de rupture ;

σ : Contrainte normale sur le plan de rupture.

Pour étudier l'état de contraintes en un point on utilise généralement une représentation graphique du vecteur, dans un système d'axes (σ, τ) . Les points représentant les contraintes principales ($\tau = 0$) 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*.

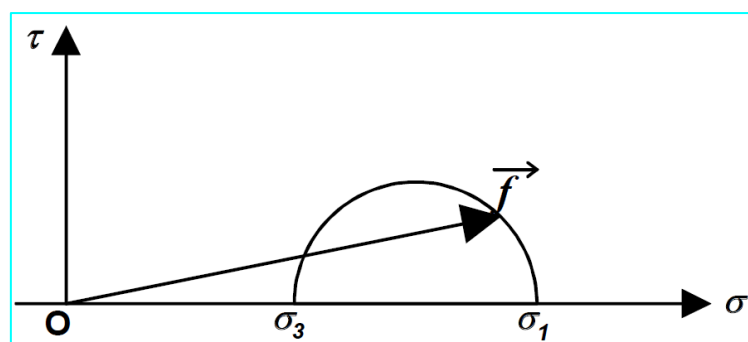


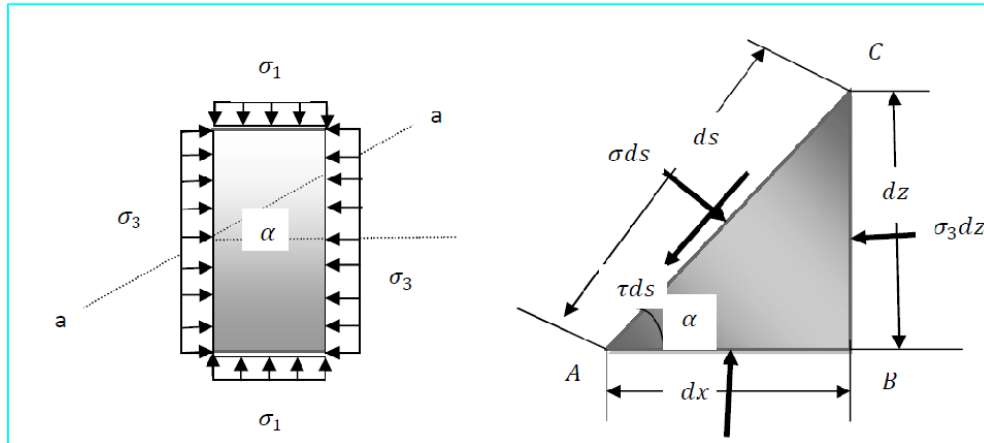
Figure (1.5) Cercle de Mohr

On démontre aussi que lorsque la facette tourne d'un angle α , l'extrémité du vecteur contrainte tourne d'un angle 2α sur le cercle de Mohr.

- **Raisonnement pour un élément :**

- Lorsque l'orientation de la facette sur laquelle s'exerce la contrainte considérée varie.

- Il existe trois directions orthogonales privilégiées appelées plans principaux sur laquelle les contraintes que nous désignerons par σ_1 , σ_2 , σ_3 sont normales au plan principal considérer de tel sorte que : $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$.
- Donc la contrainte normale sur une section non sollicité par un effort de cisaillement est dite contrainte principale et la section elle-même est dite section principale.



- Dans le but de calculer les contraintes agissant sur une section arbitraire inclinée d'un prisme élémentaire.

α : L'angle mesuré dans le sens inverse des aiguilles d'une montre.

Puisque : $dz = \sin\alpha \cdot ds$ et $dx = \cos\alpha \cdot ds$

- A l'équilibre, la somme des forces dans n'importe quelle direction doit être égale à zéro.
- Donc, si l'on fait la sommation des forces qui s'exercent dans les directions horizontale et verticale, on obtient :

La somme des forces horizontales=0

$$\sigma_3 \sin\alpha \cdot ds - \sigma \sin\alpha \cdot ds + \tau \cos\alpha \cdot ds = 0$$

La somme des forces verticales=0

$$\sigma_1 \cos\alpha \cdot ds - \sigma \cos\alpha \cdot ds + \tau \sin\alpha \cdot ds = 0$$

Si l'on ressolve les deux équations simultanément pour σ et τ on obtient :

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha$$

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

Si l'on élève ces équations au carré et qu'on les additionne, on obtient l'équation d'un cercle de rayon $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ dont le centre est situé en $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$

Le déviateur des contraintes, la valeur $(\sigma_1 - \sigma_3)$, c'est le diamètre du cercle de Mohr.

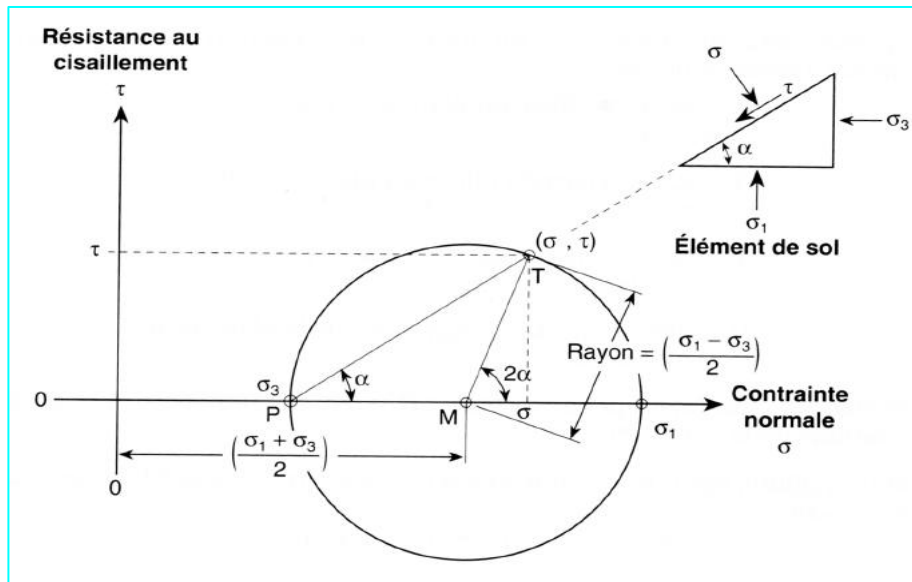


Figure (1.6) Le cercle des contraintes de Mohr

Remarque :

Dans le cas particulier d'un liquide, τ est toujours nul et $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (pression hydrostatique). Dans ce cas la représentation de Mohr est évidemment sans intérêt.

1.2.5 Critère de rupture de Mohr-Coulomb

Lorsqu'on sort de domaine des faibles contraintes, le sol subit des déformations irréversibles et entre dans le domaine de la plasticité. Dans le plan (σ, τ) la limite du domaine élastique peut être représentée par une courbe appelée «courbe intrinsèque».

L'enveloppe de rupture définie par l'équation (3) est une courbe appelée «courbe intrinsèque». C'est l'enveloppe des cercles de Mohr correspondant à la rupture (figure 1.7). En (1776) Coulomb a approximé cette courbe à une fonction linéaire donnée par l'équation (4) :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \dots \dots \dots (4)$$

Où

c : Cohésion

φ : Angle de frottement interne

L'équation (4) est connue sous le nom de critère de rupture de **Mohr-Coulomb**.

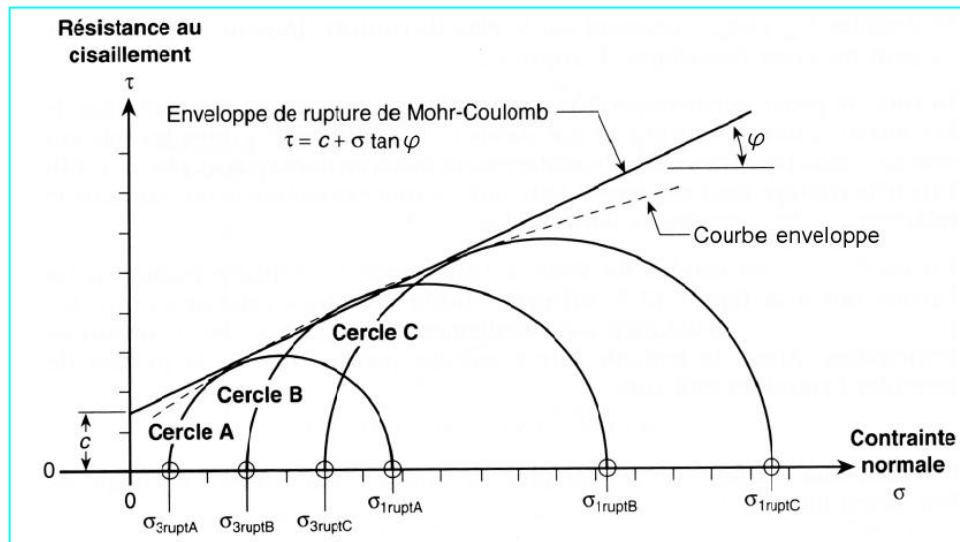


Figure (1.7) Enveloppe des cercles de Mohr à la rupture et critère de Mohr-Coulomb

L'orientation α des facettes suivant lesquelles la rupture en cisaillement a eu lieu peut être déduite à partir d'un cercle de Mohr à la rupture (tangent au critère de Mohr-Coulomb) tel que montré sur la figure 1.8. Sachant que la somme des angles d'un triangle est égale à π et en appliquant ce raisonnement au triangle DMT de la figure 1.7 on a :

$$\varphi + \frac{\pi}{2} + \pi - 2\alpha = \pi$$

D'où

$$\alpha = \frac{\varphi}{2} + \frac{\pi}{4}$$

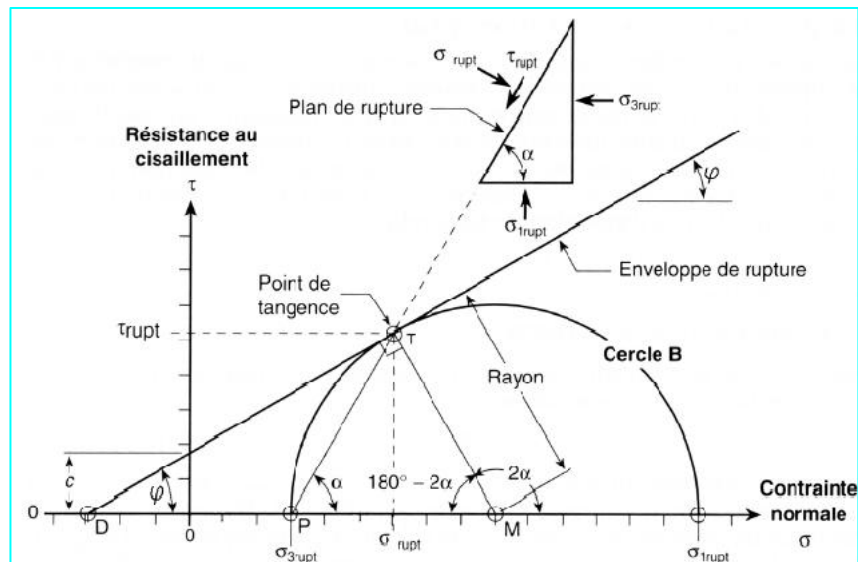


Figure (1.8) Cercle de Mohr à la rupture pour le calcul de l'orientation des plans de rupture

D'après l'équation (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) La densité relative et l'angle de Frottement interne des sols pulvérulents

<i>État du sol</i>	<i>Densité relative (D_r)</i>	<i>Angle de frottement (ϕ)</i>
<i>Très lâche</i>	< 20	< 30
<i>lâche</i>	20-40	30-35
<i>compact</i>	40-60	35-40
<i>Dense</i>	60-80	40-45
<i>Très dense</i>	>80	> 45

1.2.6 Critère de Terzaghi (notion de contraintes effectives)

L'approximation de *Terzaghi* consiste à considérer que le sol est composé de deux milieux couplés, l'ossature granulaire et l'eau interstitielle. Dans un **sol saturé**, les contraintes totales notées σ se répartissent entre le squelette solide (contraintes effectives notées σ') et l'eau (pression interstitielle isotrope notée u). D'où la relation très importante de Terzaghi :

$$\sigma = \sigma' + u$$

$$\tau = \tau'$$

Dans un **sol non saturé**, la phase liquide n'est plus continue. Donc, si l'on néglige les contraintes de capillarité, u est partout nul :

$$\sigma = \sigma'$$

$$\tau = \tau'$$

On distingue, de ce point de vue, deux grands types de comportement du sol :

- Le comportement drainé ;
- Le comportement non drainé.

1.2.6.1 Comportement drainé

On parle de comportement drainé d'un sol lorsque l'application de l'effort vérifie l'une des conditions suivantes :

- elle est suffisamment lente, compte tenu de la perméabilité du sol (en fait, de la valeur du coefficient de consolidation c_v du sol) et de la longueur du chemin de drainage, pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle importante dans l'éprouvette ou dans le massif de sol ;
- elle a duré assez longtemps pour que les surpressions interstitielles éventuelles se soient dissipées au moment où l'on veut mesurer ou calculer le comportement du sol.

En l'absence d'eau, le sol a toujours un comportement de type drainé.

Les surpressions interstitielles étant nulles (ou négligeables), les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. L'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume, plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume traduit un rapprochement des grains et un volume égal d'eau interstitielle est expulsé du sol au fur et à mesure du chargement.

Les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol dans un comportement drainé sont appelées *caractéristiques drainées*. Elles sont représentatives du comportement du squelette solide.

1.2.6.2 Comportement non drainé

À l'opposé, dans le comportement non drainé, le chargement est assez rapide, compte tenu de la perméabilité du sol (ou de son coefficient de consolidation) et de la longueur du chemin de drainage, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée.

Dans les essais de laboratoire, on reproduit cette situation en interdisant l'écoulement de l'eau interstitielle hors de l'éprouvette, ce qui impose la constance du volume du sol, quand il est saturé.

En l'absence de drainage et de variation de volume, les composantes normales des contraintes induites dans le milieu par l'application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide, sans modification notable des contraintes normales effectives dans le squelette.

Les caractéristiques de cisaillement du sol dans un comportement non drainé sont dites *caractéristiques non drainées*. Elles traduisent le comportement global des deux phases solide et liquide et n'ont de signification que tant que la proportion de ces deux phases n'est pas modifiée, c'est-à-dire tant qu'il n'y a pas de drainage.

1.2.6.3 Calculs à court terme et à long terme

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont exploitées dans deux types principaux de calculs de stabilité :

- les calculs dits à court terme, qui correspondent à une situation faisant immédiatement suite à l'application rapide d'un effort et à laquelle sont associées les caractéristiques non drainées. Ces calculs sont habituellement effectués en

contraintes totales dans les sols fins (pour les sols perméables inclus dans le calcul, on utilise simultanément les caractéristiques drainées et les contraintes effectives).

Les termes « rapide » ou « lent » caractérisant l'application de l'effort sont appréciés par référence à la vitesse de consolidation.

- les calculs dits à long terme, qui correspondent à l'une des situations suivantes, auxquelles sont associées les caractéristiques drainées :
 - application lente de l'effort (par rapport à la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles),
 - délai suffisant pour la dissipation des surpressions interstitielles après une application rapide de l'effort.

Cette distinction, essentielle en mécanique des sols, est résumée dans le tableau 1.2.

Tableau (1.2) Calculs de stabilité en mécanique des sols

Calculs de stabilité en mécanique des sols						
Type de sol	Perméabilité	Type de calcul	Caractéristiques	Contraintes induites	Pression interstitielle induite	Drainage
Sol pulvérulent ou grenu	Forte à moyenne	Long terme	Drainées	Effectives	$u = 0$	Autorisé
	Faible	Long terme	Drainées	Effectives	$u = 0$	Autorisé
Sol fin	Faible à très faible	et court terme	Non drainées	Totales	$u \neq 0$	Autorisé ou empêché

1.3 Essais de résistance au cisaillement des sols

Ces essais sont réalisés au laboratoire à :

- L'appareil de cisaillement rectiligne (ou direct) ou boîte de cisaillement ;
- L'appareil de cisaillement triaxial de révolution.

1.3.1. Essai de cisaillement à la boîte

Il consiste à appliquer une contrainte normale à un échantillon de sol maintenu en conditions drainées, puis à le soumettre à un cisaillement horizontal jusqu'à la rupture (figure 1.9). La courbe intrinsèque s'obtient directement en reportant les couples (σ, τ) où σ est la contrainte normale appliquée pendant une rupture et τ la contrainte de cisaillement mesurée pour la rupture. Cet essai s'interprète en considérant que la courbe intrinsèque est une droite (droite de Coulomb), l'angle qu'elle fait avec l'axe des σ étant l'angle de frottement interne.

Cet essai simple est de moins en moins utilisé pour les sols fins, car peu précis, au bénéfice de l'essai triaxial abordé au § 1.3.2

L'appareil utilisé est constitué de :

- Deux demi-boîtes de section cylindrique, pouvant coulisser le long d'un plan horizontal ;
- Des pierres poreuses, placées de part et d'autre de l'échantillon pour permettre le drainage.

Si le drainage est empêché on utilise des plaques pleines (ou minces).

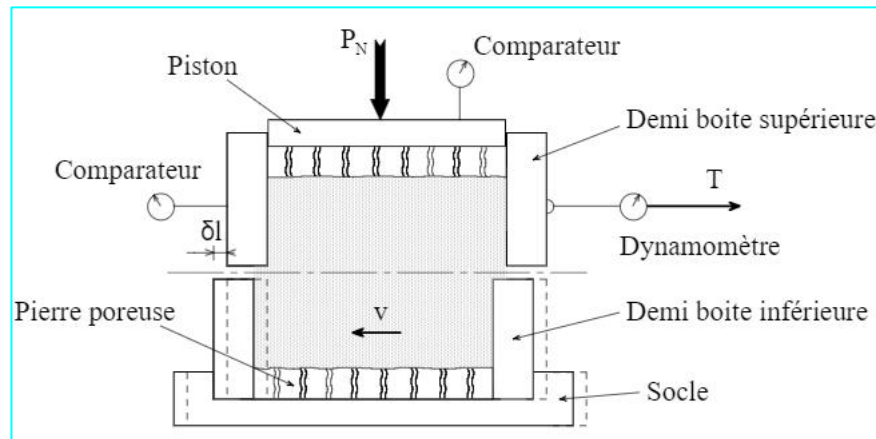


Figure (1.9) Boîte de cisaillement rectiligne

Le déplacement δl de la boîte tirée par rapport à la boîte fixe ;

- L'effort T développé par le dynamomètre ;
- Le déplacement vertical de la demi-boîte supérieure (il permet de suivre la variation du volume de l'échantillon au cours de l'essai).

En désignant par S la section de l'échantillon supposée constante au cours de l'essai, on peut calculer la contrainte normale et la contrainte de cisaillement s'exerçant sur le plan horizontal de l'échantillon, soient :

$$\sigma = \frac{P_N}{S}$$

$$\tau = \frac{T}{S}$$

A partir de la courbe force-déplacement horizontal (figure 1.10), on détermine la résistance au cisaillement du sol à la rupture, pour une contrainte normale σ fixée.

En répétant l'essai à différentes contraintes normales $(\sigma)_1, (\sigma)_2, (\sigma)_3$, on détermine les contraintes de cisaillement correspondantes à la rupture : τ_1, τ_2, τ_3 . La courbe intrinsèque (figure 1.11) est obtenue dans le diagramme de Mohr à partir des couples $(\tau_i, (\sigma)_i)$. Dans le domaine des contraintes $((\sigma_i \leq 300 \text{ kPa})$. Cette courbe est une droite définie par la pente φ et son ordonnée à l'origine C (cohésion).

A la rupture, on a $\tau = \tau_r$; c'est la résistance au cisaillement qu'on peut exprimer en fonction de c et φ par :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

Cette loi traduit clairement l'importance de l'état de contrainte dans le phénomène de rupture. Pour chaque contrainte σ , il y a une résistance au cisaillement.

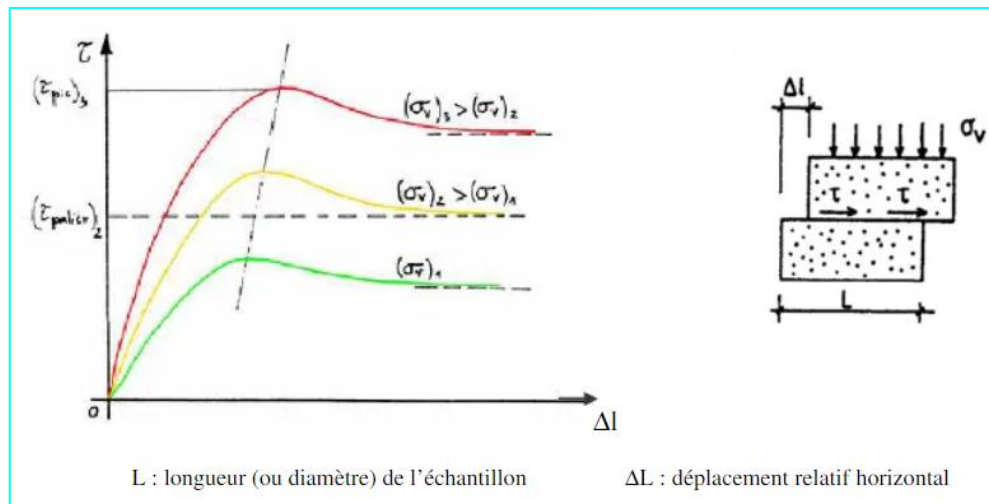


Figure (1.10) Courbes Contraintes – Déplacements

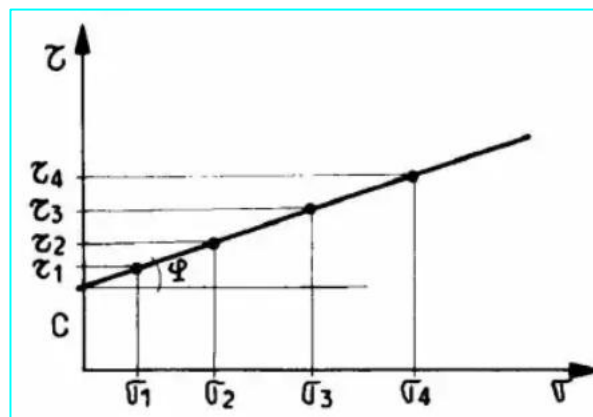


Figure (1.11) Détermination de φ et C

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

- *Cas des sols grenus* : La perméabilité étant élevée, les contraintes appliquées sont des contraintes effectives et les caractéristiques déterminées sont des caractéristiques du comportement à long terme.
- *Cas des sols fins saturés* : Le cisaillement commence après que l'échantillon ait été consolidé sous l'effet de la contrainte normale. La vitesse de cisaillement très lente (de

l'ordre du $\mu\text{m}/\text{mn}$). Dans ces conditions les contraintes produites sont des contraintes effectives et les caractéristiques déterminées sont les caractéristiques c et φ du comportement à long terme.

1.3.2. Essai de cisaillement triaxial

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol saturé. L'éprouvette est placée dans une cellule cylindrique remplie d'eau (fig 1.12). La surface latérale de l'éprouvette est protégée par une gaine élastique étanche. Des pierres poreuses saturées placées aux extrémités de l'éprouvette peuvent être mises en communication avec l'extérieur de la cellule afin d'assurer le drainage en cours d'essai. Elles peuvent également être reliées à un appareil de mesure de la pression interstitielle. La cellule est remplie d'eau. Le dispositif d'essai permet de mettre cette eau en pression et ainsi d'appliquer à l'éprouvette une contrainte isotrope σ_3 ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Par ailleurs, l'éprouvette peut être comprimée verticalement à l'aide d'un piston. Soit F la force ainsi appliquée. La déformation verticale correspondante δl est mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement. Un robinet R permet, s'il est ouvert, le drainage de l'éprouvette par l'intermédiaire des disques drainants : l'essai est dit **drainé**. S'il est fermé, le sol ne peut pas se drainer : l'essai est **non drainé**.

Si R est fermé et le sol saturé, il est possible de mesurer la pression interstitielle régnant à l'intérieur de l'éprouvette à l'aide d'un capteur.

Si R est ouvert, un dispositif représenté sur la figure par une burette permet de mesurer la quantité d'eau expulsée ou absorbée par l'échantillon.

La mesure de la pression interstitielle impose une saturation parfaite. La saturation du dispositif est réalisée par la méthode de la contre-pression : application simultanée d'une pression interstitielle et d'une contrainte totale isotrope qui restent constantes pendant tout l'essai.

L'essai proprement dit consiste à faire croître F en enfonçant le piston à vitesse constante tout en maintenant la pression σ_3 constante. Par symétrie, les contraintes principales σ_1 et σ_3 sont respectivement verticale et horizontale.

Comme σ_3 s'applique également sur la face supérieure de l'éprouvette, il s'ensuit que

$$\frac{F}{S} = q = (\sigma_1 - \sigma_3) : \text{Appelée déviateur}$$

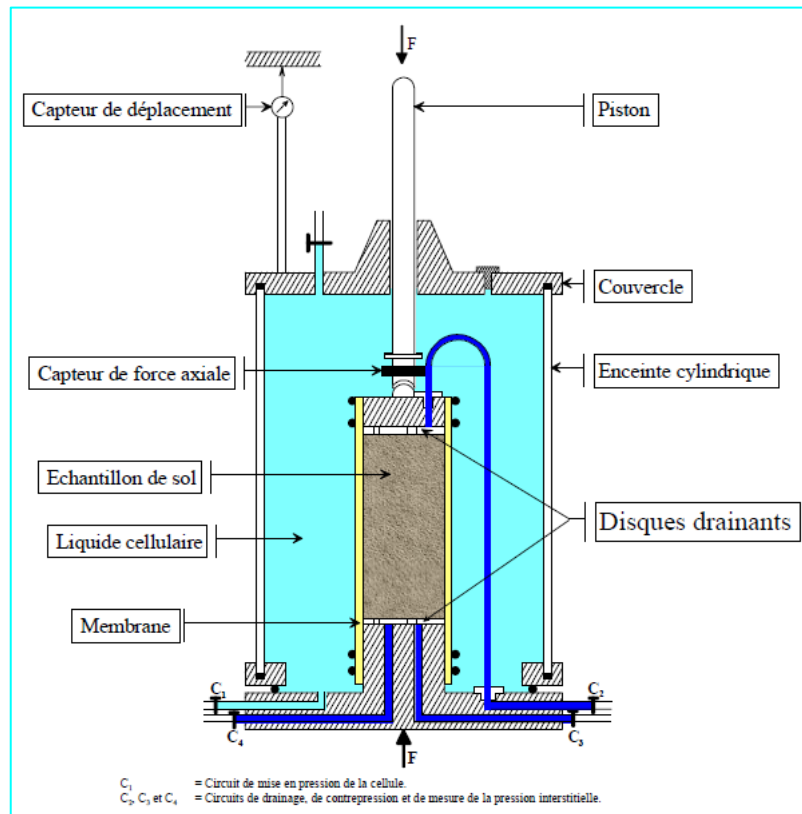


Figure (1.12) Coupe d'un appareil de cisaillement triaxial de révolution

Où S est la section horizontale de l'échantillon ;

- Sur tout plan vertical s'exerce la contrainte radiale : $\sigma_a = p$

1.3.2.1. Exploitation des résultats

- **Détermination de la courbe déviateur-déformation axiale**

Le système est à symétrie axiale. Dans l'échantillon les contraintes principales sont, en tout point, égales à (Fig.1.13) :

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \frac{F}{S} = \sigma_a$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_0$$

σ_0 étant la pression hydrostatique, appelée aussi pression cellulaire.

L'essai triaxial consiste à faire croître le déviateur égal à $(\sigma_1 - \sigma_3)$, en soumettant l'éprouvette à une vitesse de déformation axiale constante, jusqu'à la rupture ; la pression cellulaire σ_0 étant maintenue constante. La rupture se produit par cisaillement.

On peut alors tracer la courbe « déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3)$ – déformation axiale ε_1 », sur laquelle on définit la valeur du déviateur correspondant à la rupture (pic) ou à l'état limite.

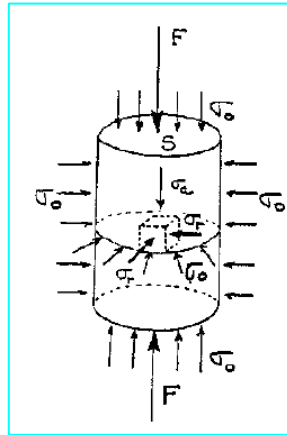


Figure (1.13) Etat de contraintes

• **Représentation de Mohr. Courbe intrinsèque**

Au moment de la rupture, le déviateur maximal des contraintes $q = \sigma_1 - \sigma_3$ correspondant au cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque est connu.

En répétant l'essai pour différentes valeurs de σ_3 , plusieurs cercles de Mohr peuvent être déterminés. Il est alors possible de tracer la courbe intrinsèque (fig 1.14).

On définit alors le critère d'écoulement (ou de plasticité du sol), habituellement appelé courbe intrinsèque, comme l'enveloppe de ces cercles (fig 1.14). Les cercles de Mohr correspondant aux états de contraintes précédant la rupture sont situés entre l'axe des contraintes normales et la courbe intrinsèque. À la rupture, le cercle de Mohr devient tangent à la courbe intrinsèque en un point C qui correspond à l'orientation du plan de rupture dans l'éprouvette et dont les coordonnées (σ, τ) sont égales aux contraintes normale et tangentielle qui s'exercent sur ce plan.

Cette propriété de la courbe intrinsèque de pouvoir être décrite soit comme enveloppe des cercles de Mohr, soit comme ensemble des valeurs de σ et τ à la rupture, explique pourquoi l'on peut utiliser les essais triaxiaux pour analyser le frottement sur des surfaces de rupture.

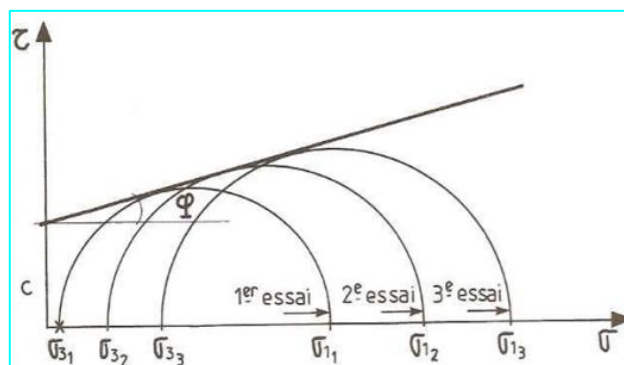


Figure (1.14) Détermination de la droite intrinsèque d'un sol

1.3.2.2. Types d'essais

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial comportent deux étapes :

- une première étape de consolidation, au cours de laquelle on amène l'éprouvette dans l'état à partir duquel on veut exécuter le cisaillement ;
- une seconde étape, de cisaillement proprement dit, au cours de laquelle on augmente le déviateur des contraintes jusqu'à ce que la rupture de l'éprouvette se produise.

Différentes modalités d'essais peuvent être définies, selon que les phases successives de l'essai sont exécutées avec ou sans drainage.

On distingue les principaux types d'essais suivants :

- **Essais non consolidés-non drainés (UU)** : la première étape de l'essai est effectuée à drainage fermé, de même que le cisaillement ;
- **Essais consolidés-non drainés (CU)** : au cours de l'étape de consolidation, le drainage est ouvert et l'on attend que les contraintes effectives deviennent égales aux contraintes totales appliquées (surpressions interstitielles nulles). Au cours de l'étape de cisaillement, le drainage est fermé et l'on peut, si nécessaire, mesurer la pression interstitielle pendant le chargement jusqu'à la rupture (on parle alors d'essais CU avec mesure de u) ;
- **Essais consolidés-drainés (CD)** : la première étape est identique à celle des essais CU. Le cisaillement est exécuté en condition de drainage ouvert, en augmentant la charge suffisamment lentement pour que la surpression interstitielle reste négligeable tout au long de l'essai.

Suivant la perméabilité du sol, les phases de consolidation et de cisaillement peuvent être rapides (de l'ordre de quelques minutes à une heure pour les essais sur les sols pulvérulents et pour les essais non consolidés-non drainés sur sols fins) ou beaucoup plus lentes (de l'ordre du mois pour les essais drainés sur les argiles peu perméables).

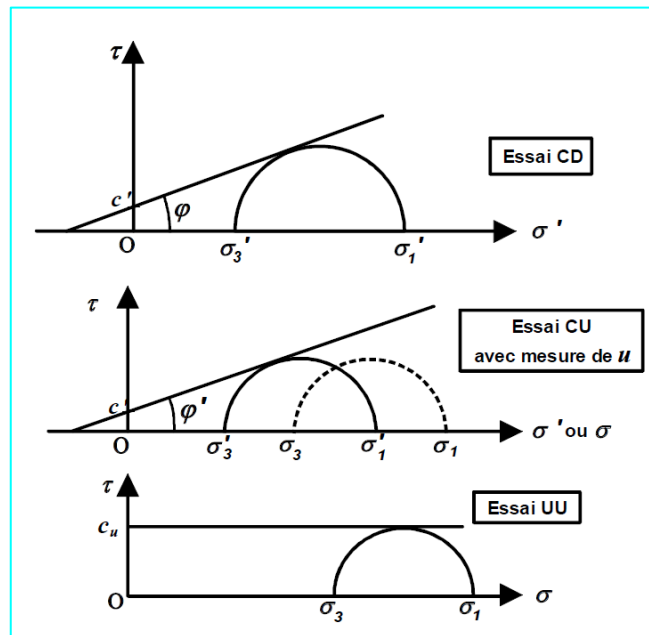


Figure (1.15) *Interprétation des différents types d'essais triaxiaux*

1.4 Résistance au cisaillement des sols pulvérulents

Dans le cas des sols pulvérulents, on s'intéresse essentiellement aux caractéristiques drainées. Les essais de cisaillement correspondants sont donc réalisés à drainage ouvert et à une vitesse appropriée, en relation avec la perméabilité du sol. Dans ces conditions, la surpression interstitielle reste toujours négligeable et les contraintes totales et effectives sont confondues. Dans la suite du paragraphe 3, on utilise (σ, τ, c, j) pour décrire le comportement des sols pulvérulents.

1.4.1 Courbe efforts-déformations

Les courbes « effort-déformation » (τ en fonction de ε dans les essais à la boîte ou $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en fonction de ε dans les essais triaxiaux) ont de façon générale l'allure de l'une des courbes de la figure 1.16.

- Pour les sols compacts ou denses (indice des vides faible), la contrainte de cisaillement passe par un maximum, puis décroît vers une valeur sensiblement constante (courbe I). La valeur de ce maximum sert à définir la résistance au cisaillement, effort nécessaire pour désenchevêtrer les grains au voisinage du plan de cisaillement.
- Pour les sols peu compacts ou lâches (indice des vides e élevé), la contrainte de cisaillement croît régulièrement jusqu'à une valeur asymptotique (courbe II). On définit alors la rupture pour une valeur conventionnelle de la déformation, $\varepsilon_{\max}$, en pratique inférieure à 20 %.

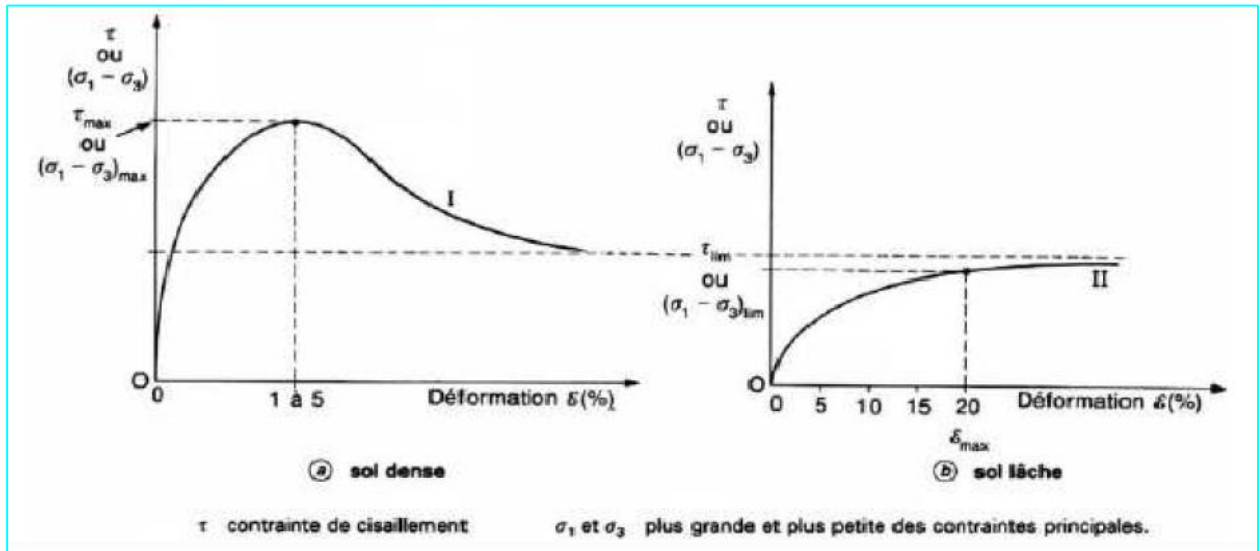


Figure (1.16) Courbe « effort-déformation » d'un sol pulvérulent dans un essai de cisaillement

1.4.2 Courbe intrinsèque

En reproduisant l'essai pour des valeurs différentes de la contrainte normale σ ou de la contrainte latérale σ_3 , on peut déterminer la courbe intrinsèque.

- *Représentation de Mohr*

Dans la représentation de Mohr, la courbe intrinsèque est déterminée soit comme ensemble des points (τ, σ) obtenus à la boîte de cisaillement, soit comme enveloppe des cercles de Mohr à la rupture pour les essais triaxiaux.

Cette courbe est une droite passant par l'origine (figure 1.17), tant pour le sol dense que pour le sol lâche. La densité a une influence sur la pente de cette droite.

La relation entre τ et σ s'écrit donc simplement :

$$\tau = \sigma \tan \varphi$$

Et la relation correspondante entre σ_1 et σ_3 s'écrit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

φ : Angle de frottement interne du sol,

$\tan \varphi$: Coefficient de frottement interne du sol.

Lorsque le sable est humide ou légèrement cimenté, la courbe intrinsèque ne passe plus par l'origine. L'ordonnée à l'origine est appelée cohésion et l'équation de la courbe intrinsèque devient :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

La cohésion c , indépendante de la contrainte normale σ , est due :

- Pour partie aux liaisons mécaniques pouvant exister entre les grains et créées par la cimentation ;
- Pour partie aux ménisques d'eau existant aux points de contact entre les grains. Cette dernière composante disparaît dès que la teneur en eau du sable augmente.

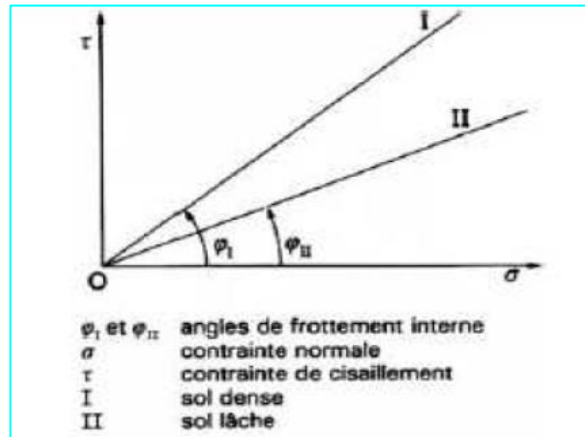


Figure (1.17) Courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent. Représentation de Mohr

1.4.3 Angle de frottement interne

a) Facteurs influant sur la valeur de ϕ

La compacité du sol influe directement sur l'angle de frottement interne ϕ . Cette influence peut être traduite par la loi empirique suivante, proposée par Caquot et Kérisel, pour la variation de $\tan \phi$ avec l'indice des vides e :

$$\tan \phi = \frac{K}{e}$$

Avec les valeurs de K indiquées dans le tableau (1.3).

Tableau (1.3) Valeurs du coefficient K

Nature du sol	Variation du coefficient K
Gros sable	0,60 à 0,55
Sable moyen	0,55 à 0,475
Sable fin	0,475 à 0,400
Sable silteux	0,400 à 0,325
Valeur moyenne admise	0,55

Comme l'indice des vides varie en général entre **0,5** et **1**, $\tan \phi$ varie de **1,1** à **0,55**, en prenant pour K la valeur moyenne 0,55, et l'angle de frottement interne varie entre **48** et **29°**.

- L'angle de frottement interne ϕ croît, à compacité donnée, avec le diamètre moyen des grains.

- ϕ dépend de la forme et de l'état de surface des grains. Il est plus élevé pour les sols à grains anguleux que pour les sols à grains ronds, et pour un état de surface rugueux que pour un état de surface lisse des grains.
- ϕ croît avec l'étalement de la granularité du sol.
- Par contre, pour un état donné de compacité, l'angle de frottement interne ϕ est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol.

b) Valeur de l'angle de frottement ϕ

Un ordre de grandeur des valeurs de l'angle de frottement interne pour différents types de sols pulvérulents et pour divers états de compacité est donné dans le tableau (1.4).

Tableau (1.4) Valeurs approchées pour des sols pulvérulents suivant leur compacité, leur granularité, la dimension et l'angularité des grains

Dimension des grains	Compacité	φ (degrés)	
		Grains arrondis Granulométrie uniforme	Grains anguleux bien gradués
Sable moyen	Très lâche	28 à 30	32 à 34
	Moyennement dense	32 à 34	36 à 40
	Très dense	35 à 38	44 à 46
Sable et gravier (1) : 65 % gravier 35 % sable	Lâche		39
65 % gravier 35 % sable	Moyennement dense	37	41
80 % gravier 20 % sable	Dense		45
80 % gravier 20 % sable	Lâche	34	
Roches fragmentées à l'explosif.....		40 à 55	
(1) Valeurs déterminées par interpolation, à partir de travaux de Holtz et Gibbs.			

1.5 Résistance au cisaillement des sols cohésifs

Alors que l'on ne s'intéresse généralement qu'aux caractéristiques drainées des sols pulvérulents, on doit, dans le cas des sols cohésifs, examiner l'ensemble des caractéristiques drainées et non drainées. Ces caractéristiques sont déterminées dans des essais de cisaillement.

1.5.1 Caractéristiques drainées

Les caractéristiques drainées des sols fins cohésifs sont déterminées dans les types d'essais suivants :

- les essais triaxiaux de types consolidé-drainé (CD) et consolidé-non drainé (CU) avec mesure de la pression interstitielle u ;

- les essais de cisaillement direct à la boîte de type consolidé-drainé (essais lents) pour déterminer la courbe intrinsèque du sol.

1.5.1.1 Essai CD à l'appareil triaxial

La réalisation de l'essai comporte les opérations suivantes (figure 1.18) :

- On ouvre le circuit de drainage ;
- On laisse l'éprouvette se consolider sous la contrainte hydrostatique σ_3 appliquée ;
- On applique le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) à vitesse faible, en général par déformation de l'éprouvette à vitesse de déformation axiale constante, la contrainte latérale σ_3 restant constante.

L'ordre de grandeur des vitesses de déformation est, pour les argiles, de **0,5 $\mu\text{m}/\text{min}$ à 2 $\mu\text{m}/\text{min}$** . La durée totale d'un essai CD peut, pour cette raison, être de l'ordre de plusieurs semaines. À titre de comparaison, les vitesses de déformation dans les essais sur les sables sont de l'ordre de 0,5 mm/min, soit plusieurs centaines de fois plus élevées.

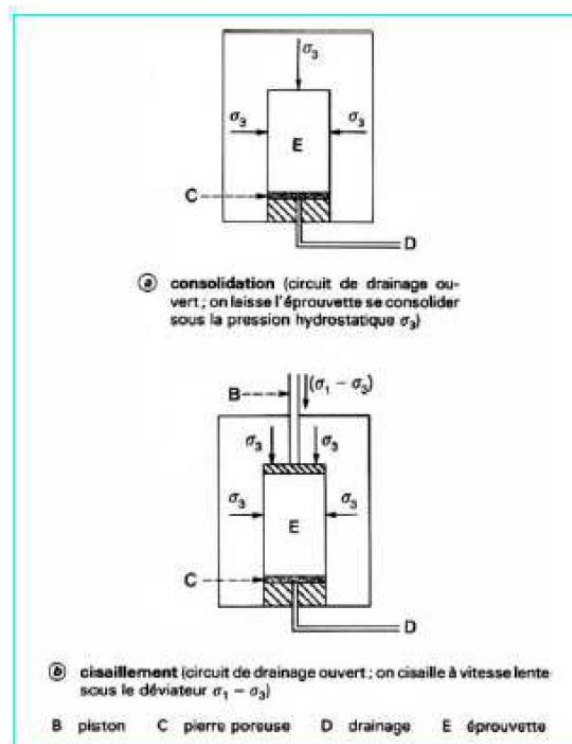


Figure (1.18) Essai consolidé drainé à l'appareil triaxial

a) Courbes « Effort-Déformation »

Les courbes « effort-déformation » $[(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon]$ ont de façon générale l'allure de l'une des courbes de la figure 1.19.

- Pour les argiles surconsolidées cisailées sous contraintes moyennes inférieures à la pression de préconsolidation, le déviateur des contraintes $(\sigma_1 - \sigma_3)$, passe par un

maximum, puis décroît vers une valeur sensiblement constante (courbe I). La valeur de ce maximum correspondant à la rupture ou à l'état limite.

- Pour les argiles normalement consolidée, le déviateur des contraintes croît régulièrement jusqu'à une valeur asymptotique (courbe II). On définit alors la rupture pour une valeur conventionnelle de la déformation, $\varepsilon_{\max}$, en pratique inférieure à 20 %.

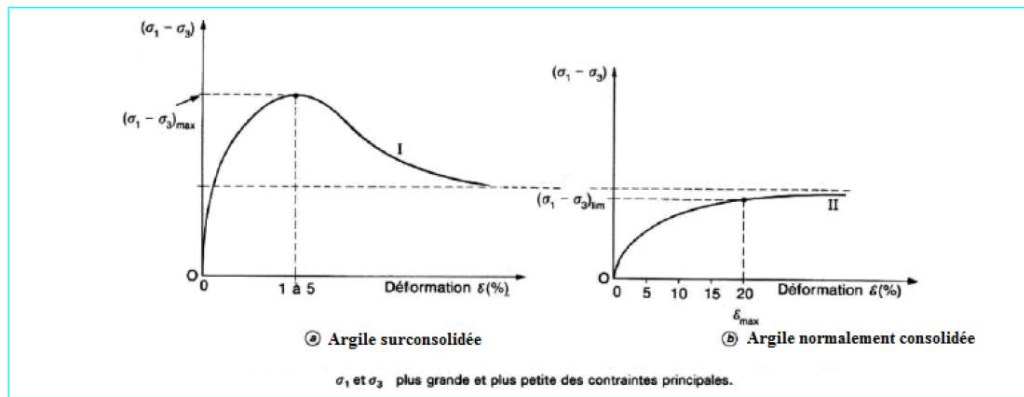


Figure (1.19) Essai consolidé drainé à l'appareil triaxial

b) Courbes intrinsèque

L'essai est reproduit pour diverses valeurs de la contrainte hydrostatique σ_3 , choisies dans la gamme des contraintes effectives régnant dans le massif de sol à la profondeur du prélèvement. La courbe intrinsèque est obtenue comme enveloppe des cercles de Mohr en contraintes effectives (égales par hypothèse aux contraintes totales appliquées, puisque l'essai est exécuté lentement pour que les surpressions interstitielles restent négligeables). On admet généralement qu'il s'agit d'une droite, pour les intervalles de contraintes rencontrés dans les projets (figure 1.21). On peut écrire son équation sous la forme :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Et :

$$\sigma'_1 = 2c' \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) + \sigma'_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

c' cohésion effective (ou cohésion drainée),

φ' angle de frottement effectif (ou angle de frottement interne).

Dans certains cas, l'hypothèse d'une courbe intrinsèque linéaire n'est pas assez précise et il est préférable de distinguer, dans l'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture, une partie linéaire pour les fortes valeurs des contraintes (essais sur des éprouvettes de sol normalement consolidé au début du cisaillement) et une partie initiale non linéaire, correspondant aux états initiaux surconsolidés du sol (figure 1.21). Suivant les calculs à faire, on pourra

linéariser la partie de la courbe correspondant aux niveaux réels de contraintes (le sol surconsolidé a une cohésion effective plus élevée et un angle de frottement plus faible ; le sol normalement consolidé a en général une cohésion effective voisine de zéro et souvent négligeable).

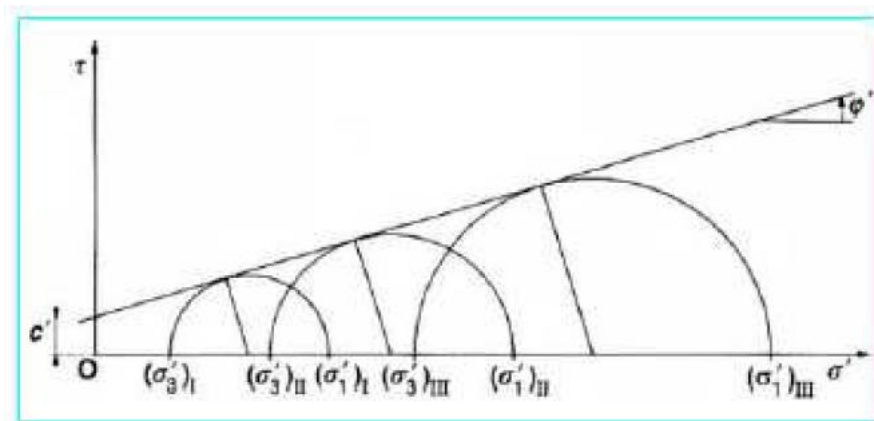


Figure (1.20) Courbe intrinsèque d'un sol cohésif (essai CD)

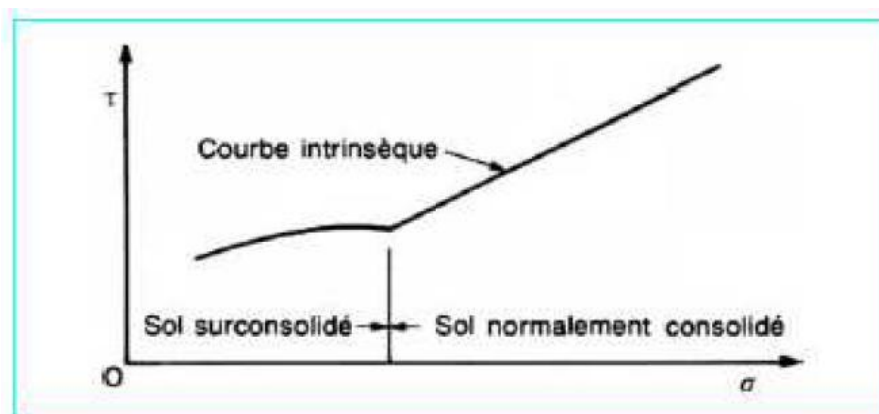


Figure (1.21) Courbe intrinsèque et surconsolidation du sol

1.5.1.2 Essai CU avec mesure de u à l'appareil triaxial

L'essai est conduit comme suit (figure 1.22) :

- Le circuit de drainage est ouvert pendant l'application de la contrainte (en général isotrope ou hydrostatique) σ_3 sous laquelle on va consolider l'éprouvette. On attend que l'éprouvette soit consolidée sous cette contrainte ;
- Le circuit de drainage est fermé pendant l'application du déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) et l'on mesure à volume constant la pression interstitielle dans l'éprouvette. L'ordre de grandeur de la vitesse de déformation est, pour une argile, de $2 \mu\text{m/min}$ à $20 \mu\text{m/min}$. La durée totale de l'essai est de l'ordre de deux semaines.

a) Courbe effort-déformation

Les courbes $[(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon]$ ont une allure analogue aux précédentes (§ 1.5.2.a) et la rupture ou l'état limite sont définis de la même façon.

b) Courbe intrinsèque

La mesure simultanée des efforts appliqués (contraintes totales) et de la pression interstitielle permet de tracer les cercles de Mohr en contraintes effectives (figure 1.23). Le cercle de Mohr en contraintes effectives correspondant à l'état limite I se déduit du cercle de Mohr en contraintes totales correspondant au même état limite par une translation d'une valeur $-u$ parallèlement à l'axe des contraintes normales $\overrightarrow{O\sigma}$. Pour un second essai exécuté à partir d'un état initial différent, on obtient de même deux cercles d'indice II en contraintes totales et contraintes effectives.

La courbe intrinsèque est l'enveloppe des cercles de Mohr en contraintes effectives. Dans le cas général, c'est une courbe comportant une partie linéaire pour les états initiaux normalement consolidés (fortes valeurs de σ'). On la linéarise souvent dans le domaine des contraintes qui existeront réellement dans le sol, ce qui permet de retrouver une droite d'équation :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Aux imprécisions expérimentales près, les valeurs de c' et φ' déduites des essais consolidés non drainés avec mesure de u sont égales à celles déduites des essais consolidés drainés. Il n'est donc pas étonnant que les essais CU avec mesure de u , qui sont plus rapides, soient beaucoup plus fréquents que les essais CD.

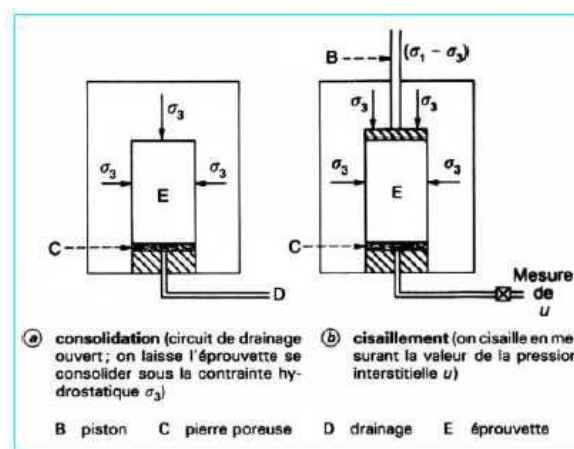


Figure (1.22) Essai consolidé non drainé (CU) avec mesure de u à l'appareil triaxial

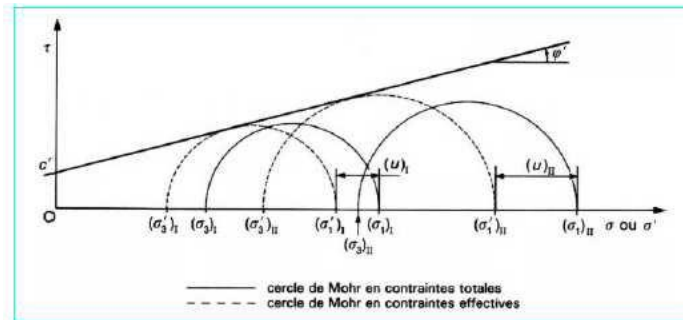


Figure (1.23) *Courbe intrinsèque d'un sol cohésif*
(Essai consolidé non drainé avec mesure de u)

1.5.1.3 Essai de cisaillement direct CD à la boîte

L'essai comporte les phases suivantes :

- On laisse d'abord l'éprouvette se consolider sous la contrainte normale σ appliquée ;
- On lance ensuite le cisaillement à faible vitesse.

a) Courbe effort-déformation

Les courbes $[(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon]$ ont une allure analogue aux précédentes (§ 4.1.2.2) et la rupture ou l'état limite sont définis de la même façon.

b) Courbe intrinsèque

En répétant l'essai pour différentes valeurs de la contrainte normale, on peut déterminer la courbe intrinsèque du sol, qui passe par les points représentant les états de contraintes ($\sigma' = \sigma, \tau$) au moment de la rupture. La courbe intrinsèque est en général une droite d'équation :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Dans certains cas, il est indispensable de distinguer plusieurs parties dans la courbe intrinsèque, comme déjà indiqué pour les autres essais.

Les valeurs de la cohésion effective c' et de l'angle de frottement interne φ' déterminées à la boîte de cisaillement ne sont pas sensiblement différentes de celles déduites des essais triaxiaux.

1.5.2 Caractéristiques non drainées

Les caractéristiques non drainées sont liées à l'état du sol au début du cisaillement. On les détermine dans les types d'essais suivants :

- les essais triaxiaux consolidés non drainés, sans mesure de pression interstitielle, donnent la possibilité d'imposer l'état initial du cisaillement et donc de déterminer complètement le comportement non drainé du sol ;

- les autres types d'essais en laboratoire (essais triaxiaux non consolidés non drainés, essais de compression simple), donnent seulement la résistance du sol dans son état initial.

1.5.2.1 Essai UU à l'appareil triaxial

Pendant toute la durée de l'essai (figure 1.24), le circuit de drainage est fermé. La contrainte hydrostatique σ_3 et le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) sont appliqués rapidement. L'ordre de grandeur de la vitesse de déformation est, pour une argile, de 0,25 à 0,5 mm/min. La durée totale de l'essai est voisine d'une heure.

a) Enveloppe des cercles de Mohr

Dans le cas des sols saturés, l'enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales correspondant à différentes valeurs de σ_3 est une droite parallèle à l'axe $\overrightarrow{O\sigma}$ d'ordonnée $\tau = c_u$ (figure 1.25).

Son équation peut s'écrire :

$$\tau = \text{cte} = c_u \quad \text{ou} \quad \sigma_1 - \sigma_3 = 2 c_u$$

Avec : c_u cohésion non drainée du sol.

Cette équation traduit le fait que la valeur de la résistance au cisaillement, définie comme pour les autres essais au pic ou pour une valeur déterminée de la déformation, ne dépend pas de la pression σ_3 appliquée à l'éprouvette dans la cellule triaxiale.

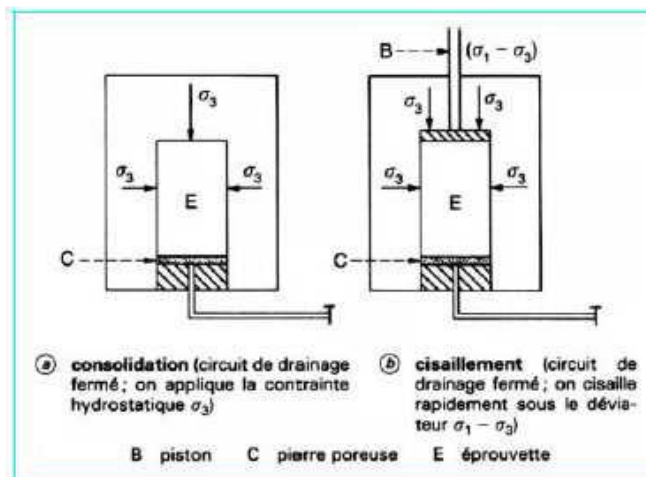


Figure (1.24) Essai non consolidé non drainé (UU) à l'appareil triaxial

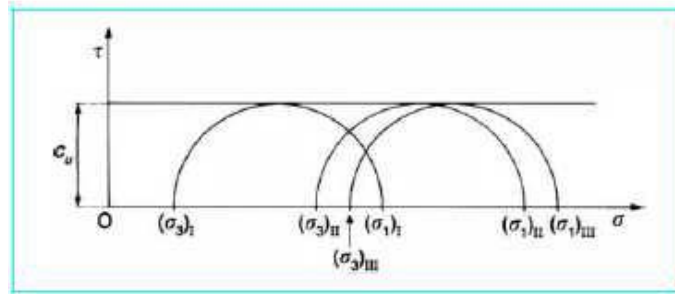


Figure (1.25) Enveloppe des cercles de Mohr dans un essai (UU) à l'appareil triaxial (sol cohérent)

1.5.2.2 Essai CU à l'appareil triaxial

L'essai CU diffère de l'essai UU par la possibilité offerte à l'éprouvette de se consolider, avant le début du cisaillement, sous la contrainte σ_3 appliquée dans la cellule triaxiale en maintenant le drainage ouvert (figure 1.26).

Il permet d'obtenir la variation de la cohésion non drainée du sol c_u avec la pression de consolidation σ_3 de l'éprouvette.

a) Cohésion non drainée

Pour chaque valeur de la contrainte de consolidation σ_3 , on obtient une courbe « effort-déformation » de même forme que dans les autres essais. Pour l'état de contraintes à la rupture, on construit un cercle de Mohr en contraintes totales, dont la dimension varie avec σ_3 (figure 1.27).

Dans les sols cohésifs saturés, la résistance au cisaillement non drainé dépend de l'état des contraintes au début de la phase de cisaillement, soit $\sigma'_3 = \sigma_3$ dans le cas d'une consolidation sous contrainte isotrope. Une fois cet état de contraintes effectives établi et le drainage fermé, la résistance au cisaillement ne dépend plus d'éventuelles variations de la pression σ_3 dans la cellule triaxiale (comme dans le cas de l'essai UU). Il est, pour cette raison, judicieux de représenter les variations du rayon du cercle de Mohr à la rupture, c_u , en fonction de σ_3 (figure 1.28).

Les études expérimentales ont montré que la cohésion non drainée c_u augmente linéairement avec la pression $\sigma'_3 = \sigma_3$, au-delà d'un seuil correspondant approximativement à la pression de préconsolidation du sol σ'_p déterminée à l'œdomètre :

$$c_u = c_{u0} + \lambda_{cu}(\sigma'_3 - \sigma'_p) \quad \text{Pour} \quad \sigma'_3 > \sigma'_p$$

Pour les pressions de consolidation inférieures à la pression de préconsolidation σ'_p , la valeur de la cohésion non drainée est pratiquement constante (pour les argiles courantes, la

cohésion non drainée augmente d'environ 20 % quand on multiplie la vitesse de déformation par 100).

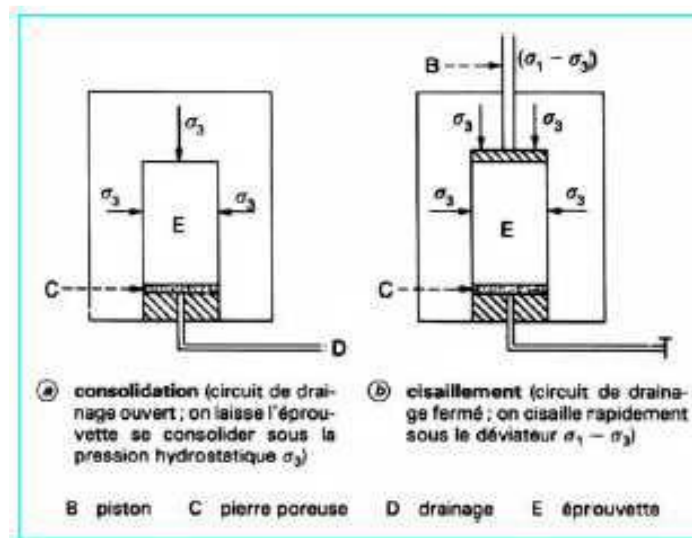


Figure (1.26) Essai consolidé non drainé (CU) à l'appareil triaxial

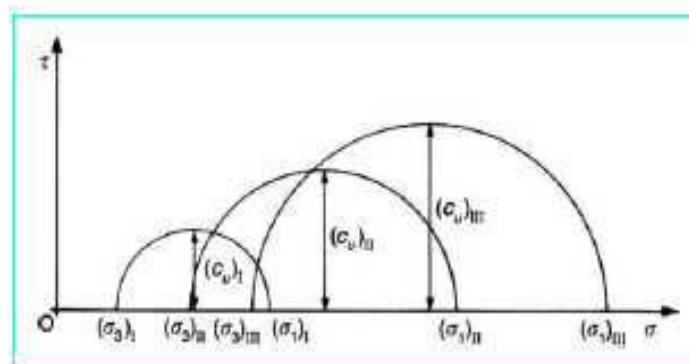


Figure (1.27) Cercles de Mohr à la rupture dans un essai (CU) à l'appareil triaxial

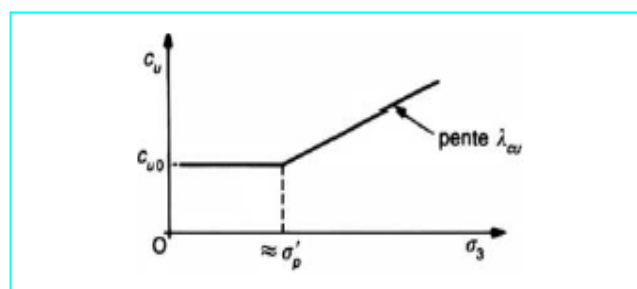


Figure (1.28) Variation de la cohésion non drainée c_u avec la pression de consolidation σ_3

1.5.2.3 Essai de compression simple

L'essai de compression simple est une forme très simplifiée d'essai triaxial dans laquelle l'éprouvette n'est pas soumise à une pression latérale σ_3 lors de la compression. Cet essai est exécuté sur des éprouvettes cylindriques posées simplement sur le plateau d'une presse

capable de les déformer à vitesse constante. L'essai n'est exécuté que sur des éprouvettes de sols fins cohésifs.

L'essai de compression simple est donc un essai de type UU dans lequel la pression appliquée initialement à l'éprouvette (σ_3) est nulle.

Dans le cas des sols saturés, on détermine la résistance à la compression simple R_c , égale au déviateur des contraintes, c'est-à-dire au double de la cohésion non drainée :

$$R_c = 2c_u$$

1.6 Relation entre cisaillement et compressibilité

Lorsqu'on élargie le champ des contraintes normales, pour un sol argileux surconsolidé, on s'aperçoit que la courbe enveloppe n'est pas forcément linéaire. Une bonne approximation de cette courbe est lors une paire de tronçons linéaires à deux pentes différentes (figure 1.29). Le tronçon dans la plage des faibles contraintes n'est autre que la courbe enveloppe déjà présentée dans les sections précédentes. Le deuxième est parfaitement aligné sur l'origine du repère.

Ce qui est extraordinaire, c'est que le changement de pente se fait à une contrainte voisine de la contrainte de préconsolidation. En d'autres termes, le changement de pente est une déstructuration durant ou par le cisaillement. On peut alors définir deux angles de frottement : un angle de frottement dans le domaine surconsolidé et un angle de frottement dans le domaine normalement consolidé. Si ce deuxième est intrinsèque au matériau, le premier est lié à l'histoire de contraintes.

La cohésion par contre ne se définit que dans le domaine surconsolidé. Et on peut alors avancer qu'un sol argileux normalement consolidé n'aura pas de cohésion.

Autrement dit, un sol cohérent est un sol surconsolidé, et inversement, un sol surconsolidé aura une cohésion ; de là, il y a équivalence entre surconsolidation et cohésion :

$$\text{Surconsolidation} \longleftrightarrow \text{Cohésion}$$

Pour boucler avec cette équivalence, on dira aussi que si la surconsolidation pour un sol grenu est moins évidente, et que si la mémorisation des contraintes est moins significative, c'est parce que ce type de sol n'est pas cohésif.

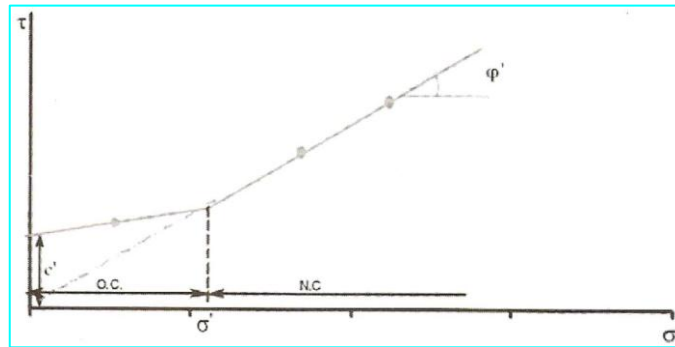


Figure (1.29) Courbe intrinsèque et surconsolidation du sol

1.7 Conclusion

1.7.1 Expression générale de la résistance au cisaillement

Pour les calculs de stabilité des ouvrages en géotechnique, la résistance au cisaillement des sols est classiquement représentée par la relation suivante entre les contraintes normale et tangentielle sur la surface de rupture :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

Avec

τ résistance au cisaillement (contrainte tangentielle limite) ;

σ contrainte normale ;

c cohésion ;

φ angle de frottement interne.

Cette équation est celle de l'enveloppe des cercles de Mohr, dont on admet qu'elle est une droite.

Pour les calculs dans lesquels l'état de rupture est atteint dans la masse du sol sans formation de surface de glissement, on utilise plutôt une formulation en contraintes principales, généralement exprimée en fonction des contraintes principales majeure et mineure :

$$\sigma_1 = 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + \sigma_3 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

σ_1 contrainte principale majeure ;

σ_3 contrainte principale mineure ;

c cohésion ;

φ angle de frottement interne.

L'équation précédente peut, selon les cas, être écrite en contraintes totales ou en contraintes effectives. Le choix des paramètres correspondants est discuté dans le paragraphe suivant.

1.7.2 Choix des paramètres

Dans la plupart des calculs courants, on suppose que le sol est isotrope et l'on se contente de déterminer une valeur des paramètres c et j . La détermination de ces paramètres s'effectue conformément aux indications du tableau 1.5.

En pratique, on utilise principalement, pour tous les types de sols et d'essais, l'appareil triaxial de révolution, qui garantit la maîtrise totale des conditions de drainage et n'impose pas le plan de rupture.

Pour les sols pulvérulents et les essais drainés sur les sols cohésifs, on réalise aussi fréquemment des essais à la boîte de cisaillement.

Le choix du mode de représentation de la résistance au cisaillement en vue des calculs est une étape essentielle dans l'analyse du comportement des sols. Comme indiqué dans le tableau 4, il faut distinguer deux cas1.

- Pour les sols pulvérulents, la résistance au cisaillement est toujours analysée en contraintes effectives. La grande perméabilité de ces sols rend pratiquement instantanée la dissipation des surpressions interstitielles créées par le chargement, de sorte que l'on n'est jamais dans les conditions dites « non drainées ». La résistance au cisaillement est décrite par l'équation :

$$\tau = c' + \sigma \tan \varphi'$$

Avec

c' : Cohésion effective ;

φ' : Angle de frottement interne ;

$\sigma' = \sigma - u$: Contrainte normale effective ;

u : pression interstitielle.

Pour certains types de problèmes (par exemple, pour l'analyse du comportement des sols pulvérulents sous charges cycliques), la connaissance de la droite caractéristique est également utile ;

Pour les sols fins cohésifs saturés, on distingue les états dits non drainés (ou de court terme) et drainés (ou de long terme). La résistance au cisaillement du sol est définie dans les deux cas par l'état des contraintes effectives, c'est-à-dire par une équation de même forme que pour les sols pulvérulents :

$$\tau = c' + \sigma \tan \varphi'$$

Cette équation est utilisée chaque fois que l'on connaît la distribution des contraintes effectives dans le massif de sol.

En cas de chargement rapide (par référence à la vitesse de consolidation du massif de sol) et d'absence de drainage, on peut caractériser la résistance au cisaillement en contraintes totales au moyen de la cohésion non drainée c_u :

$$\tau = c_u$$

Cette possibilité est très utile car elle permet de faire certains calculs en contraintes totales, sans avoir à se préoccuper de la prévision, toujours difficile, des surpressions interstitielles.

La cohésion non drainée est associée à un état donné du sol. Si cet état change, par exemple du fait de la consolidation du sol au cours du temps, la cohésion non drainée est modifiée. Pour certains problèmes, il est donc important de caractériser les variations de c_u avec l'état de contraintes effectives du sol au début du cisaillement. C'est ce que traduit le paramètre λ_{cu} déterminé dans les essais de type CU à l'appareil triaxial :

$$\Delta c_u = \lambda_{cu} \Delta \sigma'_3$$

Que l'on utilise en assimilant la contrainte isotrope σ'_3 appliquée dans l'essai triaxial à la pression de préconsolidation du sol en place σ'_p .

Des ordres de grandeur des valeurs des paramètres de résistance au cisaillement de différents types de sols pulvérulents et cohésifs sont donnés dans le tableau 1.6.

Tableau (1.5) Choix des caractéristiques de cisaillement des sols

Type de sol	Type de calcul	Type de comportement	Caractéristiques	Types d'essai	Paramètres	Formule	Appareillage
Cohésif saturé	Court terme	Non drainé	Non drainées	UU CU	c_u λ_{cu}	$\tau = c_u$ $\Delta c_u = \lambda_{cu} \Delta \sigma'_p$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement
Cohésif saturé	Long terme	drainé	drainées	CD CU avec mesure de u	c', φ'	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	- Appareil triaxial ou boîte de cisaillement pour les essais CD - Appareil triaxial seul pour les essais CU avec mesure de u
pulvérulent	Long terme ou court terme	drainé	drainées	CD	c', φ'	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement

Tableau (1.6) Choix des caractéristiques de cisaillement des sols

Type de sol (provenance)	c' (kPa)	φ' (degré)	λ_{cu}
Argiles et vases			
— normalement consolidées (faiblement surconsolidées)			
Argile grise (Narbonne)	0	34	
Argile organique (Narbonne)	11	31	
Vase (Martrou)	13	26	
Argile organique (Lanester)	7	31	0,29
Argile organique (Cubzac)	10	29	0,35
Argile molle (Cran)	0	34	0,26
— surconsolidées			
Argile verte (Romainville)	19	20	
Argile du Toarcien (Ville au Val)	10	27	
Argile du Sparnacien (Provins)	16	14	
Argile des Flandres	24	22	
Argile de l'Oligocène (Sallèles)	16	23	
Argile de l'Albien (Vallon des Bottentuits)	30	21	
Marnes			
Marne (Argenteuil)	75	30	
Marne (Clemont-Ferrand)	25	28	
Limons			
Limon (Orly)	0	39	
Limon (Orly)	40	25	
Limon (Jossigny)	12	32	
Limon fin (Plancoët)	0	34	
Sables			
Sable fin (Fontainebleau)	0	30 à 40	
Sable de Loire (Angers)	0	33	
Sable (Dunkerque)	0	42	
Sable (Asnières)	0	36	
Sable de Cuise (Oise)	0	35	
Sable lâche (Le Verdon)	0	32	
Sable coquillier (Le Verdon)	0	34	
Sable et galets (Le Verdon)	0	38	
Sable fin argileux (Le Verdon)	10	40	
Sable fin (Saint-Malo)	0	37	
Sable argileux (Narbonne)	0	39	
Graviers			
Ballast	0	45	
Grave non traitée 0/14	30	54	
Tourbe			
Tourbe (Montreuil-sur-Mer)	10	30	
Tourbe (Bourgoin)	5	39	
Tourbe (Caen)			0,36
Tourbe (Vallée de la Dives)			0,50

1.8 Applications :

1.8.1 Application 01

Les caractéristiques mécaniques d'une argile normalement consolidée saturée sont : $C' = 0$, $\varphi' = 25^\circ$. Elles ont été déterminées sur un échantillon prélevé à 10 m de profondeur ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$, la nappe est au niveau du terrain naturel) par trois essais du type C.U avec mesure de la pression interstitielle. Pour le deuxième essai consolidé à la contrainte verticale en place, on enregistre à la rupture $u = 20 \text{ KPa}$.

1. Déterminer les contraintes effectives et les contraintes totales de l'essai n° 2 ;
2. Déterminer la cohésion non drainée de l'argile à 10 m de profondeur.

Solution

1. Les contraintes effectives et les contraintes principales :

La contrainte de consolidation de l'essai N° 2 est la contrainte effective appliquée à 10 m de profondeur, soit :

$$\sigma_3 = \sigma'(10m) = 100 \text{ Kpa}$$

Pour l'essai N°2, la pression interstitielle à la rupture est $u = 20 \text{ Kpa}$, d'où :

La contrainte effective à la rupture est :

$$\begin{aligned} \sigma_3 &= \sigma'_3 + U \rightarrow \sigma'_3 = \sigma_3 - U \\ &\rightarrow \sigma'_3 = \sigma_3 - U = 100 - 20 \\ &\rightarrow \sigma'_3 = 80 \text{ Kpa} \end{aligned}$$

Les contraintes principales :

L'argile est normalement consolidée $\rightarrow C' = 0 \rightarrow$ La courbe intrinsèque passe donc par l'origine du plan de Mohr, on écrit donc :

$$\sin \varphi = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}$$

D'où :

$$\sigma'_1 = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma'_3 = \frac{1 + \sin 25}{1 - \sin 25} 80$$

$$\rightarrow \sigma'_1 = 197 \text{ Kpa}$$

La contrainte totale :

$$\sigma_1 = \sigma'_1 + U$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 197 + 20 = 217 \text{ Kpa}$$

2. La cohésion non drainée de l'argile :

$$C_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

$$C_u = \frac{217 - 100}{2} = 58,5 \text{ Kpa}$$

1.8.2 Application 02

On prélève d'un sondage carotté à 11m des carottes de sols vaseux, les résultats d'essai sur les différentes éprouvettes de ce sol, sont fournis dans le tableau suivant :

- Essai de Compression simple : $\sigma_1 = R_c = 100 \text{ Kpa}$
- Essai triaxial UU : $\begin{cases} \sigma_1 = 248 \text{ Kpa} \\ \sigma_3 = 140 \text{ Kpa} \end{cases}$
- Essai de cisaillement de cisaillement direct drainé :

Essai	σ_1 (Kpa)	σ_3 (Kpa)
1	30	22
2	50	36
3	80	57

1. Déterminer les paramètres de résistance à court terme de l'essai de compression simple et l'essai triaxial ;
2. Déterminer les paramètres de résistance effectifs de l'essai de cisaillement direct ;

Solution

1. Paramètre de résistance à court terme :

→ Essai de compression simple :

$$\begin{cases} c_u = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{R_c}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ Kpa} \\ \varphi_u = 0 \end{cases}$$

→ Essai triaxial UU :

$$c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{248 - 140}{2} = 54 \text{ Kpa}$$

2. Paramètres de résistance effectifs :

→ Essais de cisaillement direct

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

$$22 = c' + 30 \tan \varphi' \dots \dots \dots (1)$$

$$36 = c' + 50 \tan \varphi' \dots \dots \dots (2)$$

$$57 = c' + 80 \tan \varphi' \dots \dots \dots (3)$$

$$(1) \times (-1) \rightarrow -22 = -c' - 30 \tan \varphi' \dots \dots \dots (4)$$

$$(2) \times (4) \rightarrow \tan \varphi' \approx 0,7 \rightarrow \varphi' \approx 35^\circ$$

$$(2) \text{ et } (3) \rightarrow c' \approx 0$$

1.8.3 Application 03

Un essai de cisaillement direct est effectué sur un échantillon de sable sec avec contrainte normale de 140 Kpa. La rupture est produite à une contrainte de cisaillement de 94,5 Kpa. Les dimensions de l'échantillon sont de (50x50x25) mm³.

1. Déterminer l'angle de frottement φ ;
2. Quelle est la force de cisaillement requise pour cisailer l'échantillon pour une contrainte normale de 84 KN/m².

Solution

1. L'angle de frottement φ :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \dots \dots \dots (1)$$

Le sol est un sable sec (sol grenu) $\rightarrow c = 0$

$$\begin{cases} \tau = 94,5 \text{ Kpa} \\ \sigma = 140 \text{ Kpa} \end{cases} \rightarrow \tan \varphi = 0,675 \rightarrow \varphi = 34^\circ$$

2. Calcul de la force de cisaillement si $\sigma = 84 \text{ KN/m}^2$

$$\tau = \sigma \tan \varphi$$

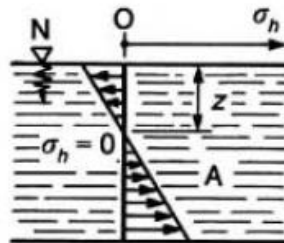
$$\begin{cases} \tau = \frac{T}{S} \text{ et } S = 2500 \text{ mm}^2 \\ \sigma = 84 \text{ Kpa} \end{cases} \rightarrow \frac{T}{S} = \sigma \tan \varphi$$

$$\rightarrow \frac{T}{2500 \times 10^{-3}} = 84 \tan 34^\circ$$

$$\rightarrow T = 141,75 \text{ N}$$

1.8.4 Application 04

Calculer la profondeur z , pour laquelle $\sigma_h = 0$ dans le cas d'une couche d'argile saturée (figure01) de caractéristiques $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ et $c_u = 40 \text{ kPa}$, en état de rupture de poussée.



© calcul de la profondeur z pour laquelle $\sigma_h = 0$

Solution

Les contraintes principales de poussée pour un état sol non drainé :

$$\begin{cases} \sigma_v = \gamma \cdot z \dots \dots \dots (1) \\ \sigma_h = \sigma_v - 2C_u \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$(1) \text{ dans } (2) \Rightarrow \sigma_h = \gamma \cdot z - 2C_u$$

$$\text{Pour : } \sigma_h = 0 \Rightarrow \gamma \cdot z - 2C_u = 0$$

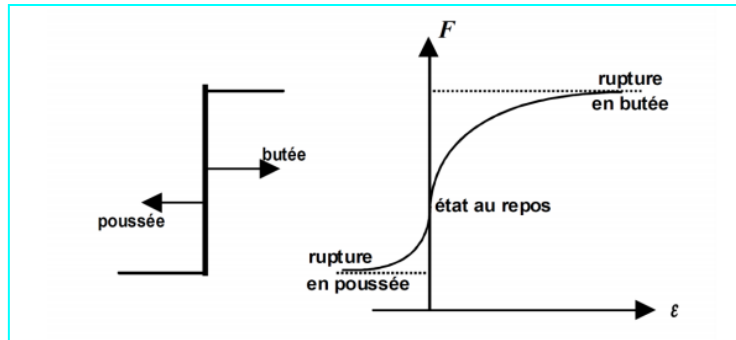
$$\Rightarrow z = \frac{2C_u}{\gamma}$$

D'où : **$z = 4 \text{ m}$**

Poussée et Butée des Sols

Chapitre 2.

Poussée et Butée des Terres



2.1 Etat des sols au repos

A la profondeur z sous un remblai indéfini (figure 2.1), La contrainte effective verticale (sur une facette horizontale) est :

$$\sigma'_v = \gamma' \cdot z$$

La contrainte horizontale (sur une facette verticale), s'il n'y a pas de déplacement latéral est :

$$\sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_v$$

k_0 : C'est le coefficient des terres au repos :

Pour un sable, $k_0 = 1 - \sin \varphi$.

Pour les argiles molles et les vases, $k_0 = 1$.

Pour les argiles normalement consolidées, $k_0 \approx 0,5$.

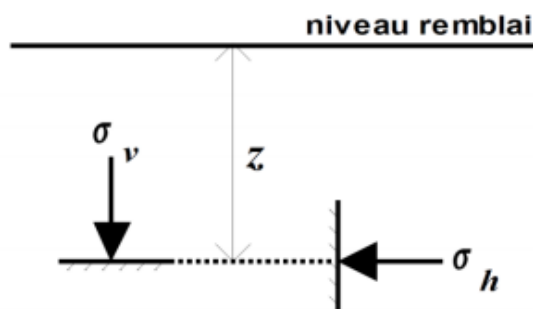


Figure (2.1) Contraintes au repos

2.2 Définition des forces de poussée et de butée

Considérons un ouvrage de soutènement simple, par exemple un mur en béton retenant un massif de sol (figure 2.2), et examinons sommairement les types de sollicitations qui s'exercent sur ce mur. 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 F_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 F_a . On appelle cette résultante force de butée (ou encore butée) et on la note F_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.

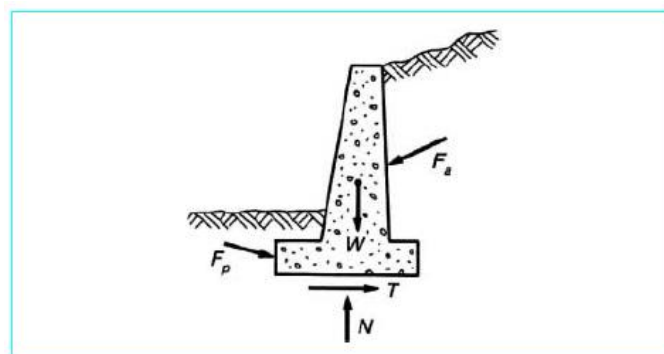


Figure (2.2) Sollicitations exercées sur un mur de soutènement

2.3 Principe de la poussée et de la butée

Imaginons un écran mince vertical lisse dans un massif de sable. Il est soumis par définition à la poussée au repos. En supprimant le demi massif de gauche, et en déplaçant l'écran parallèlement à lui-même vers la droite, il se produit un équilibre dit de butée (ou passif). En le déplaçant vers la gauche, il se produit un équilibre de poussée (ou actif). La figure 3 représente la force horizontale F à appliquer à cet écran pour le déplacer d'une longueur ε .

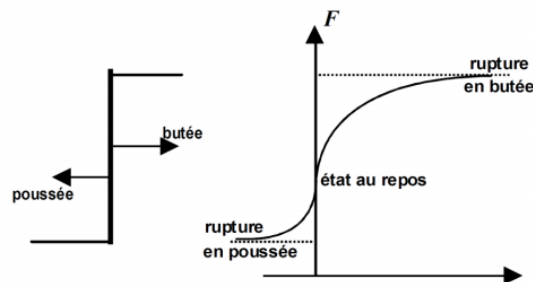


Figure (2.3) Principe de la poussée et de la butée

2.4 Coefficient de poussée et de butée

2.4.1 Cas géostatique

On se place dans le cas simple d'un massif de sol semi-infini, homogène et isotrope, à surface horizontale, appelé cas géostatique.

a) Terres au repos (coefficient de pression latérale) :

Les équations de l'équilibre mécanique montrent que la contrainte totale σ_v s'exerçant sur un plan horizontal à la profondeur z est verticale et a pour valeur (figure 2.4.a)

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

Avec : γ : poids volumique du sol.

Par contre, le calcul de la contrainte totale horizontale (ou radiale) σ_h s'exerçant au même point sur tout plan vertical nécessiterait la connaissance de la loi de comportement du sol. Aussi la détermine-t-on expérimentalement en remarquant que dans un sol en place, sous un chargement uniforme, il n'y a pas de déplacement latéral ($\Delta h = 0$).

On utilise généralement un appareil triaxial dans lequel il est possible de mesurer à chaque instant le déplacement radial de l'échantillon. L'essai consiste à appliquer sur un échantillon de sol constamment drainé (c'est-à-dire un sol dans lequel la pression interstitielle est constamment nulle :

$u=0$) des contraintes axiale et radiale croissant de telle façon qu'il n'y ait aucune déformation latérale de l'échantillon ($\Delta h=0$).

Le résultat de l'essai est indiqué sur la figure 2.4.b: les contraintes σ_v et σ_h croissent proportionnellement. Le rapport $\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ est appelé coefficient de pression latérale au repos et noté K_0 :

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

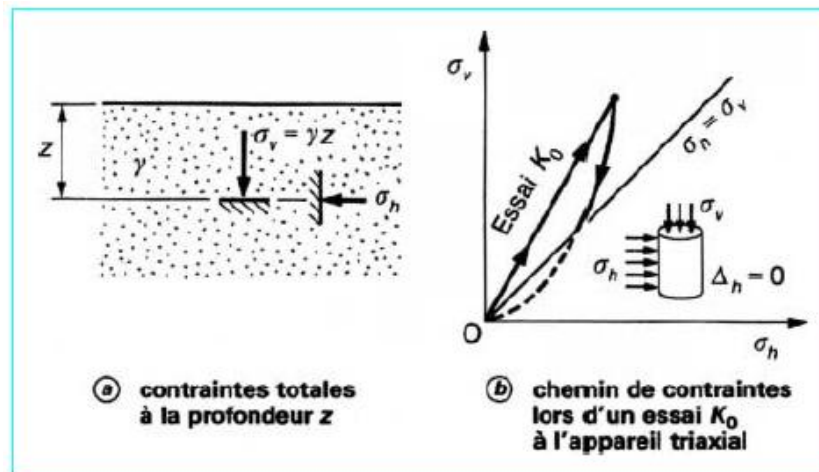


Figure (2.4) Coefficient K_0 de pression latérale des terres au repos

Remarque :

- Le coefficient K_0 est généralement inférieur à 1 ;
- Il ne s'applique qu'aux contraintes effectives. Dans un sol en place saturé, K_0 s'exprime par :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

Avec :

$$\sigma_h = u + \sigma'_h$$

$$\sigma_v = u + \sigma'_v$$

σ'_h : est la contrainte effective horizontale ;

σ'_v : est la contrainte effective verticale ;

u : est la pression interstitielle.

- La valeur de K_0 varie suivant les différents sols. Elle est donnée de façon approximative au tableau 2.1

Tableau (2.1) Coefficient K_0 pour quelques types de sols

Type de sol	Valeur de K_0
Sable lâche	0,45 à 0,50
Sable compact	0,40 à 0,45
Argile normalement consolidée	0,50
Argile surconsolidée.	> 0,50

- Dans le cas *des sables*, il existe une formule empirique, due à Jaky, donnant la valeur de K_0 en fonction de l'angle de frottement interne φ :

$$K_0 = 1 - \sin\varphi$$

- Cette formule est, dans une certaine mesure, généralisable aux argiles normalement consolidées, soit :

$$K_0 = 1 - \sin\varphi'$$

φ' : angle de frottement effectif

- Dans le cas *des sols surconsolidés*, le coefficient K_0 correspond à une décharge du sol différente de la charge (figure 2.4.b), et sa valeur est alors supérieure à celle du premier chargement correspondant au sol normalement consolidé ; elle peut même atteindre des valeurs supérieures à 1.

b) Sol pulvérulent « ex : Sables » [$c=0, \varphi \neq 0$]:

On vient de voir que, dans le cas où il n'y a pas de possibilité de déplacement latéral, les contraintes verticale σ_v (contrainte principale majeure) et horizontale σ_h (figure 2.5.a) sont égales respectivement à :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$$

Cet état des contraintes est représenté par le cercle de Mohr de diamètre AB sur la figure 2.5.d.

Examinons de quelle façon il peut y avoir rupture dans la masse du sol.

Si l'on permet au sol une expansion latérale ($\Delta h > 0$), la contrainte verticale σ_v reste principale, égale à $\gamma \cdot z$, et la contrainte horizontale σ_h diminue. Sur la figure 2.5.d, le point B se déplace jusqu'au point C pour lequel le cercle de Mohr est tangent aux droites intrinsèques. Il y a alors rupture du sol et cette rupture a lieu en tout point du massif. Les plans de rupture en chaque point enveloppent un réseau de surfaces de glissement planes, dont l'inclinaison est déterminée à partir des points de contact I et G du cercle de Mohr à la rupture avec la courbe intrinsèque et qui font entre elles l'angle $((\pi/2) + \phi)$ égal à l'angle $\widehat{ICG}$ dans le diagramme de Mohr. Cette rupture correspond à l'état de poussée (figure 2.5.b). On note $(\sigma_h)_a$ la contrainte horizontale correspondante.

Il est également possible de provoquer la rupture du massif de sol par compression latérale ($\Delta h < 0$). Dans ce cas, le point B ($\sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot z$) sur la figure 2.5.d se rapproche d'abord du point A

correspondant à un état de contrainte isotrope ($\sigma_h = \sigma_v = \gamma \cdot z$). Puis, la contraction latérale augmentant, le point B atteint le point D ; il y a alors rupture, le cercle de Mohr étant tangent aux droites intrinsèques ; on note $(\sigma_h)_p$ la contrainte horizontale correspondante. La rupture a lieu en même temps en tout point du massif et les plans de glissement font entre eux un angle de $(\pi/2) - \varphi$ égal à l'angle $J\widehat{DH}$ dans le diagramme de Mohr. Cette rupture correspond à l'état de butée (figure 2.5.c).

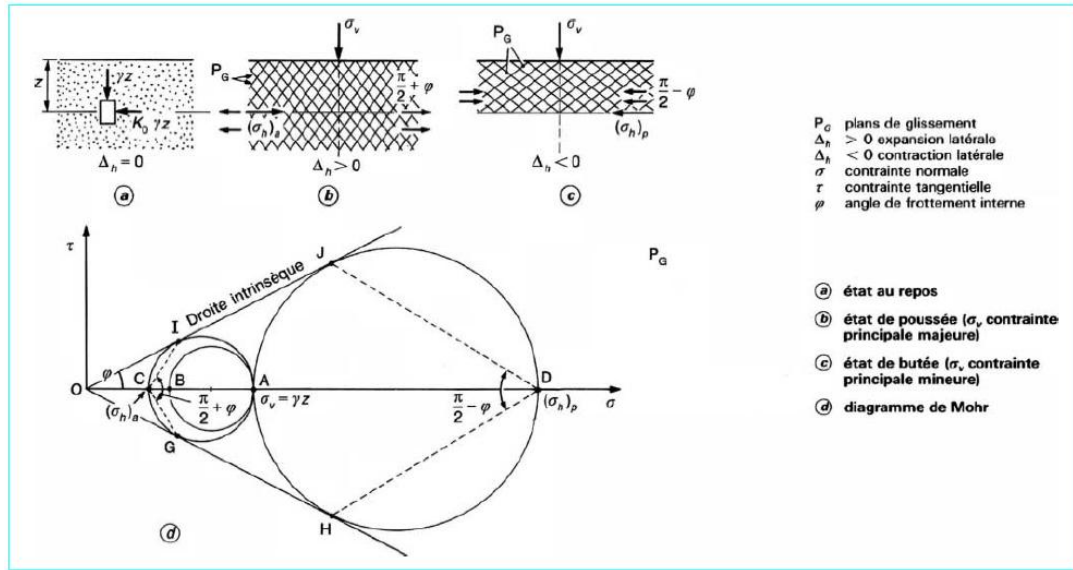


Figure (2.5) Etats de contraintes de poussée et de butée pour un sol pulvérulent, dans le cas géostatique

On peut caractériser chacun des deux états de contraintes précédents par la valeur du rapport $\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$. Dans l'état de poussée, on tire facilement du diagramme de Mohr de la figure 2.5.d :

$$\frac{\sigma_v - (\sigma_h)_a}{2} = \frac{\sigma_v + (\sigma_h)_a}{2} \sin \varphi$$

D'où :

$$\frac{(\sigma_h)_a}{\sigma_v} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Le rapport $\frac{(\sigma_h)_a}{\sigma_v}$ est appelé coefficient de poussée et noté K_a . Pour un sol pulvérulent et dans le cas géostatique, son expression est donc :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Dans l'état de butée, le rapport $\frac{(\sigma_h)_p}{\sigma_v}$, appelé coefficient de butée et noté K_p , a pour expression :

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Il est important de remarquer que ces deux coefficients sont inverses l'un de l'autre :

$$K_a = \frac{1}{K_p}$$

En résumé, le rapport des deux contraintes principales $\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ dans le cas géostatique et pour un milieu pulvérulent évolue entre les valeurs extrêmes K_a et K_p , l'équilibre initial correspondant à la valeur K_0 .

Le tableau 2.2 donne les valeurs de K_a , $K_0 = 1 - \sin \varphi$ et K_p pour des angles de frottement interne φ variant entre 20 et 45°.

Tableau (2.2) : Valeurs des coefficients K_a , K_0 et K_p pour divers angles de frottement

φ	K_a	$K_0 = 1 - \sin \varphi$	K_p
20°	0,490	0,658	2,04
25°	0,406	0,577	2,46
30°	0,333	0,500	3,00
35°	0,271	0,426	3,66
40°	0,217	0,357	4,60
45°	0,171	0,293	5,83

c) Sol fin « ex : Argiles » (coefficient de poussée et de butée) :

On considère un massif de sol fin saturé ayant pour caractéristiques à la rupture (c' , φ') en comportement drainé et (c_u , φ_u) en comportement non drainé. On note :

- c' : cohésion effective ;
- φ' : angle de frottement interne effectif ;
- c_u : cohésion non drainée ;
- φ_u : angle de frottement non drainé (généralement nul).

La nappe affleure à la surface du sol. L'angle φ_u sera pris égal à zéro. Pour des conditions initiales géostatiques, les contraintes horizontales dans les états de poussée et de butée sont déterminées par des calculs, analogues à ceux du paragraphe précédent, dont les résultats sont donnés dans le tableau 2.3 et illustrés par les figures 2.6.a et b.

Tableau (2.3) : Contraintes horizontales pour un sol fin

État du sol	Comportement non drainé	Comportement drainé
initiale	$\sigma_v = \gamma z$ $\sigma_h = u + K_0 \gamma z$	$\sigma'_v = \gamma' z$ $\sigma'_h = K_0 \gamma' z$
de poussée	$\sigma_v = \gamma z$ $\sigma_h = \sigma_v - 2 c_u$	$\sigma'_v = \gamma' z$ $\sigma'_h = K_a \sigma'_v - 2 c' \sqrt{K_a}$ avec $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$
de butée	$\sigma_v = \gamma z$ $\sigma_h = \sigma_v + 2 c_u$	$\sigma'_v = \gamma' z$ $\sigma'_h = K_p \sigma'_v + 2 c' \sqrt{K_p}$ avec $K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$

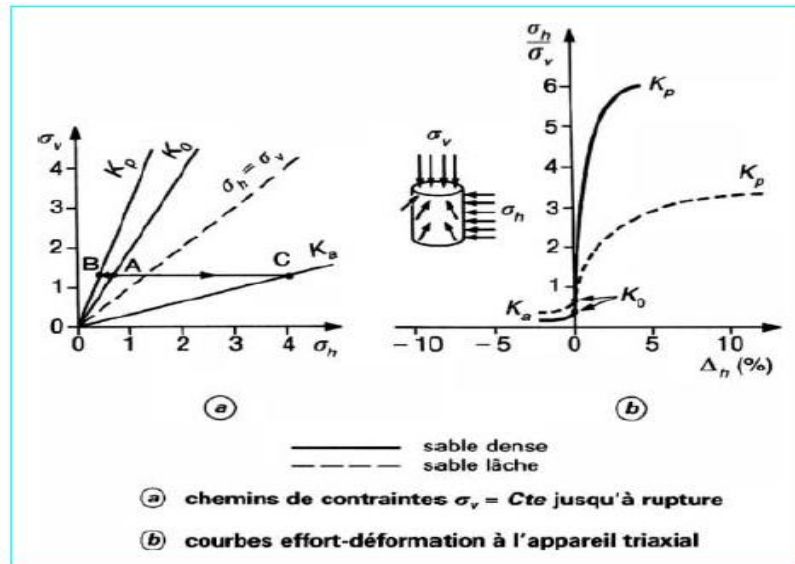


Figure (2.6) Évolution du rapport en fonction de la déformation latérale à l'appareil triaxial

d) Sol à la fois cohérent et frottant à surface horizontale [$c \neq 0, \varphi \neq 0$] :

- Pour la poussée : $K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2.c}{\gamma.h} . tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$
- Pour la butée : $K_p = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2.c}{\gamma.h} . tg \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$

e) Sol à la fois cohérent à surface horizontale [$c \neq 0, \varphi = 0$] :

- Pour la poussée : $K_a = 1 - \frac{2.c}{\gamma.h}$
- Pour la butée : $K_p = 1 + \frac{2.c}{\gamma.h}$

2.5 Calcul des forces de poussée et de butée

2.5.1 Méthode de Coulomb

Cette théorie, permet la détermination de la force de poussée s'exerçant sur un écran d'orientation verticale ou inclinée (voir la figure 2.7).

Hypothèses :

- Le sol est homogène et isotrope ;
- Le mur est rigide ;
- La surface de rupture est plane ;
- L'angle de frottement δ entre le mur et le sol est connu (δ est l'angle entre la résultante des forces de poussée et la perpendiculaire au mur) ;
- La cohésion n'est pas prise en compte.

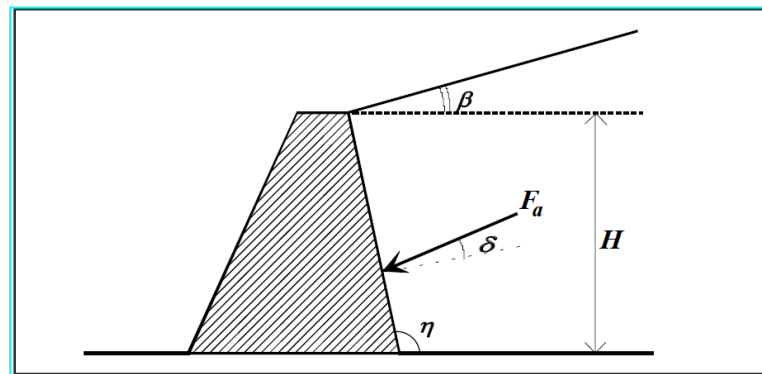


Figure (2.7) Poussée sur un mur selon Coulomb

La force de la poussée est donnée par la formule suivante :

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Où :

$$K_a = \frac{\sin^2(\eta - \varphi)}{\sin^2 \eta \cdot \sin(\eta + \delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\eta + \delta) \cdot \sin(\eta - \beta)}} \right]^{-2}$$

Pour : $\beta = 0$, $\eta = \pi/2$ et $\delta = 0$ (mur lisse), on obtient :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La force de butée a, de même, pour expression générale :

$$F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

Où :

$$K_p = \frac{\sin^2(\eta + \varphi)}{\sin^2 \eta \cdot \sin(\eta + \delta)} \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\eta + \delta) \cdot \sin(\eta - \beta)}} \right]^{-2}$$

Traitons, à titre d'exemple, le cas de la paroi verticale, du massif à surface horizontale et de l'angle δ nul, en poussée.

Dans ce cas :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

2.5.2 Méthode de Rankine

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.

Hypothèses :

- Le sol est isotrope ;
- Le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales :

$$\sigma_v = \gamma \cdot h : \text{Pour un sol à surface horizontale ;}$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta : \text{Pour un sol à surface inclinée d'un angle } \beta \text{ sur l'horizontale ;}$$

- La répartition des contraintes horizontales de poussée (cas actif) ou de butée (cas passif) est triangulaire ;
- On ne tient pas compte de la valeur du frottement entre le sol et le mur ;

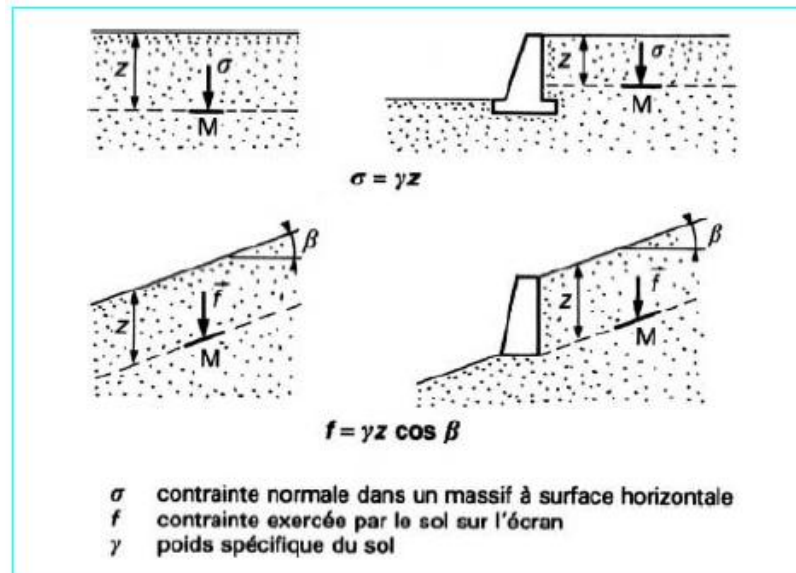


Figure (2.8) Hypothèse de la méthode de Rankine

a) Force de poussée pour un massif pulvérulent saturé à surface horizontale

Soit un mur à parement vertical supportant un massif à surface horizontale, constitué d'un sol pulvérulent saturé. La nappe affleure à la surface du massif (figure 2.9).

Si le sol est en état de rupture de poussée, la contrainte qui s'exerce sur le mur est horizontale, principale et a pour expression :

$$\sigma_h = u + K_a \sigma'_v$$

Avec :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Soit encore :

$$\sigma_h = \gamma_w \cdot z + K_a (\gamma - \gamma_w) z ;$$

Avec : γ_w : poids spécifique de l'eau.

u : Pression interstitielle ($u = \gamma_w \cdot z$)

La répartition est linéaire, et la force de poussée horizontale F_a est appliquée au tiers de la hauteur à partir de la base. Elle a pour expression :

$$F_a = \frac{1}{2} (\gamma_w + K_a \gamma') h^2 \quad ; \text{ et } : \gamma' = \gamma - \gamma_w$$

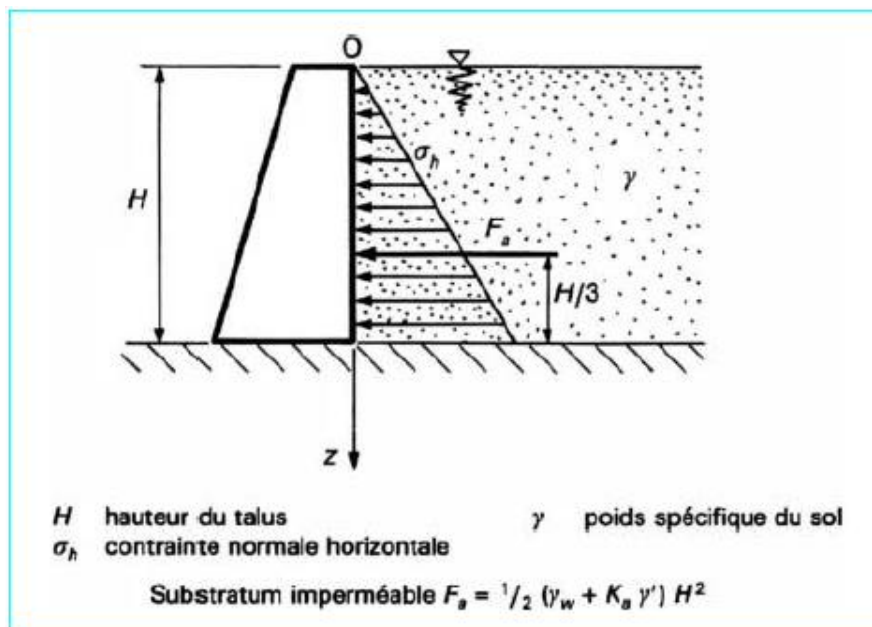


Figure (2.9) Force de poussée exercée par un massif pulvérulent saturé

b) Force de poussée et de butée pour un massif à surface inclinée

• Sol pulvérulent

Soit un écran vertical appliqué sur un massif *pulvérulent* dont la surface est inclinée d'un angle β sur l'horizontale (figure 2.10). Si l'on met le sol en rupture de butée, la force de butée exercée est donnée par :

$$F_p = \frac{1}{2} K_p(\beta) \gamma H^2 \cos \beta$$

Et la force de poussée exercée est donnée par :

$$F_a = \frac{1}{2} K_a(\beta) \gamma H^2 \cos \beta$$

Cette force de butée est inclinée de l'angle β et appliquée au tiers de la hauteur à partir de la base.

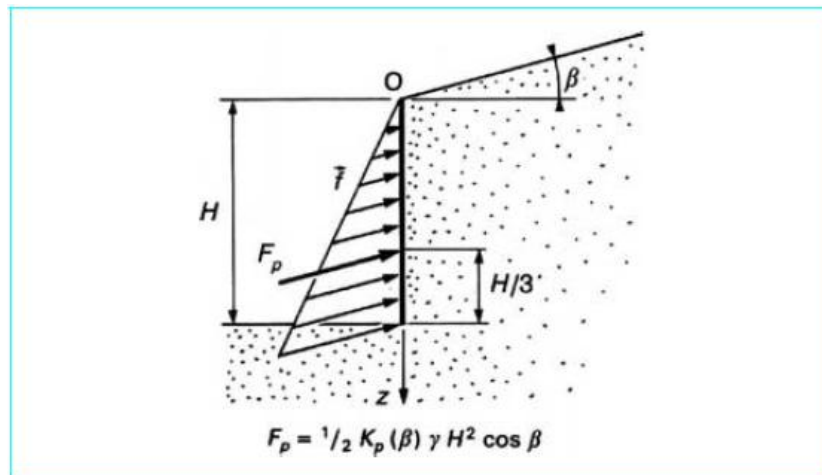


Figure (2.10) Force de butée sur un massif pulvérulent à surface inclinée

• Sol cohérent

Pour un sol cohérent et frottant, l'effet de la cohésion se retranche de la poussée et s'ajoute à la butée.

- La force de poussée : $F_a = \frac{1}{2} K_a(\beta) \gamma H^2 \cos \beta - 2c' \sqrt{K_a}$

- La force de butée : $F_p = \frac{1}{2} K_p(\beta) \gamma H^2 \cos \beta + 2c' \sqrt{K_p}$

c) Stabilité d'une tranchée dans un sol cohérent

Soit un sol fin cohérent saturé dans lequel on exécute une tranchée à parois verticales dans des conditions non drainées du sol (exécution rapide) (figure 2.11). Jusqu'à quelle profondeur la tranchée est-elle stable ?

Sur les parois de la tranchée, l'état de contraintes est :

$$\sigma_h = 0$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

Si H est la profondeur de la tranchée, la condition pour qu'aucun point de la paroi ne soit en rupture est :

$$\sigma_v - \sigma_h < 2c_u$$

Puisque le critère de rupture est, à court terme : $\tau = c_u$

On en déduit une profondeur critique qui est : $H_c = \frac{2c_u}{\gamma}$

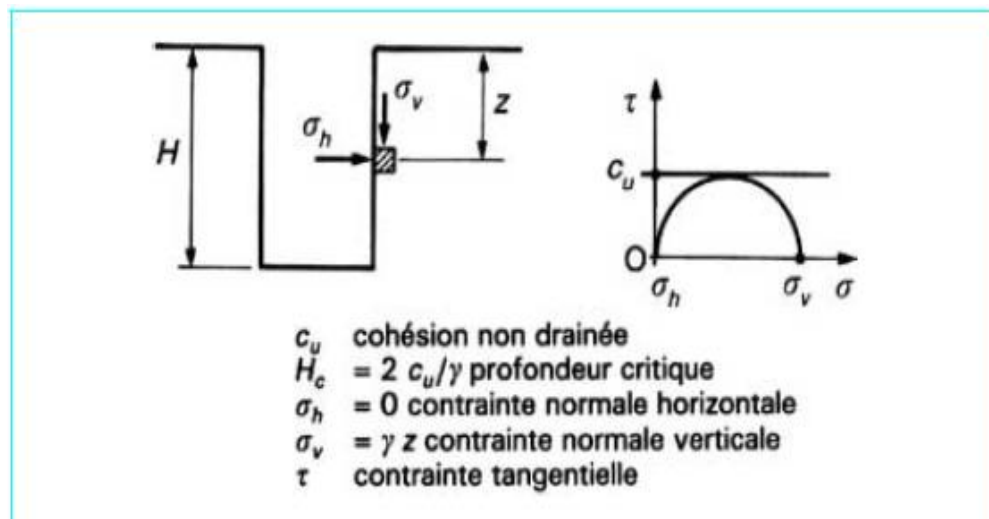


Figure (2.11) Stabilité d'une tranchée en terrain cohérent

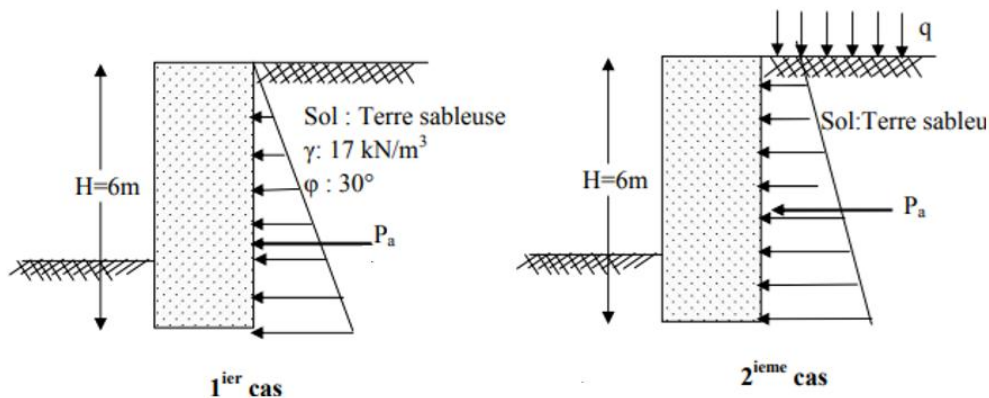
2.6 Applications

2.6.1 Application 01

On souhaite remblayer un mur de soutènement en béton de 6m de hauteur avec une terre sableuse de poids volumique de 17 kN/m^3 et d'angle de frottement interne de 30° . La paroi amont du mur est verticale. On suppose qu'il n'y a pas de frottement entre le mur et le sol.

Calculer la poussée active sur le mur pour les cas suivants :

1. Le profil du sol est horizontal ;
2. Le sol supporte une surcharge de 40 kPa en amont du mur.



Solution

L'ensemble des efforts est calculé pour une bande de 1 ml.

Calculer la poussée active sur le mur si :

→ Le profil du sol est horizontal :

Selon la théorie de Rankine :

Le coefficient de poussée

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

La force de poussée active sur le mur :

$$F_{as} = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot 1 = 101.898 \text{ KN}$$

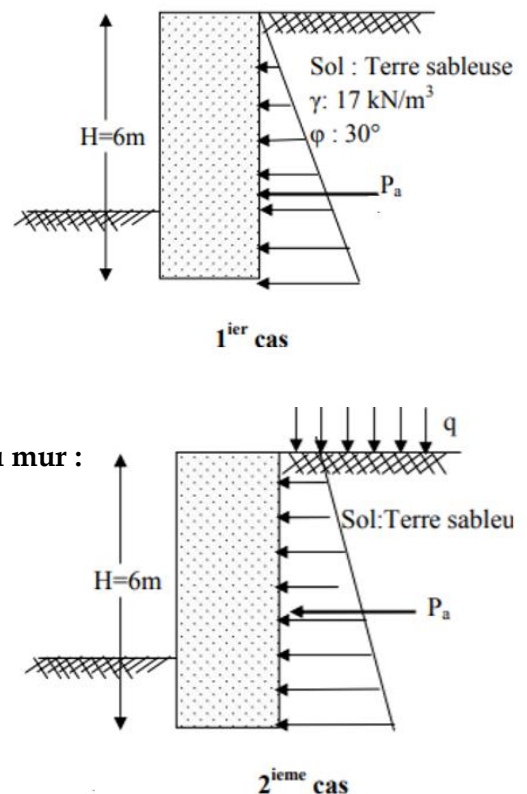
→ Le sol supporte une surcharge de 40 kPa en amont du mur :

La poussée exercée par la surcharge q sur le mur :

$$F_{aq} = K_a \cdot q \cdot H \cdot 1 = 79.92 \text{ KN}$$

La poussée totale active exercée sur le mur :

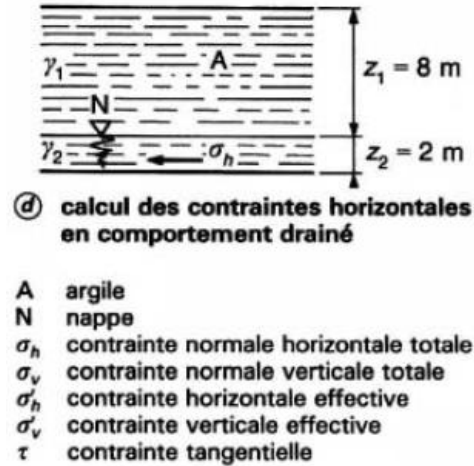
$$F_{aq} = 101.898 + 79.92 = 181.8818 \text{ KN}$$



2.6.2 Application 02

Calculer les contraintes horizontales effective et totale à la base d'une couche d'argile en partie drainée (nappe à la hauteur z_2 au-dessus de la base du mur) et en état de rupture de poussée. Les caractéristiques du sol sont :

- $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_2 = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 25^\circ$
- $c' = 10 \text{ kPa}$



Solution

$$\left(\begin{array}{c} \text{Etat du sol} \\ \text{drainé} \\ \text{de poussée} \end{array} \right) \Rightarrow \begin{cases} \sigma'_v = \gamma' \cdot z \text{ (pour une seule couche du sol)} \\ \sigma'_h = k_a \cdot \sigma'_v - 2C' \sqrt{k_a} \\ k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \end{cases}$$

→ La contrainte verticale totale pour les deux couches

$$\sigma_{v1}' = \gamma_1 \cdot z_1 = 18 \times 8 = \mathbf{144 \text{ KPa}}$$

$$\sigma_{v2}' = (\gamma_2 - \gamma_w) z_2 = (20 - 10) 2 = \mathbf{20 \text{ KPa}}$$

$$\sigma_{vT}' = 144 + 20 = \mathbf{164 \text{ KPa}}$$

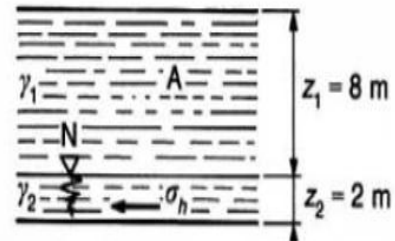
→ Le coefficient de poussée k_a :

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) = \tan^2(32,5^\circ)$$

→ La contrainte horizontale effective :

$$\sigma_h' = k_a \cdot \sigma_v' - 2C' \sqrt{k_a} = \tan^2(32,5^\circ) \times 164 - 2 \times 10 \times \tan^2(32,5^\circ)$$

$$\sigma_h' = \mathbf{53,84 \text{ KPa}}$$



→ La contrainte horizontale totale σ_h :

$$\sigma_h = U + \sigma_h'$$

U : la pression interstitielle

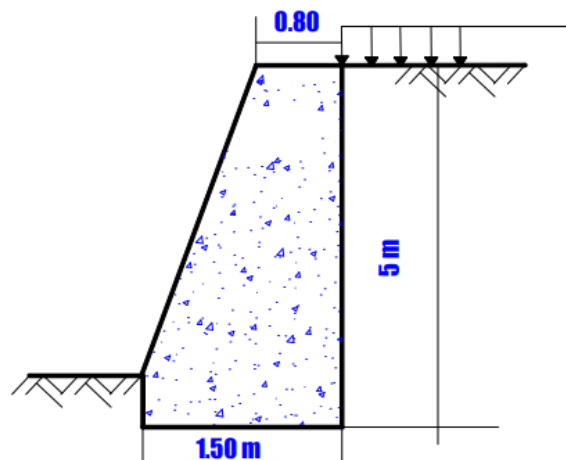
$$U = \gamma_w \cdot z_2 = 10 \times 2 = 20 \text{ KPa}$$

D'où : $\sigma_h = 20 + 53,8$

$$\sigma_h = 73,8 \text{ kPa}$$

2.6.3 Application 03

On veut remblayer un mur de soutènement en béton de 5 m de hauteur avec un sable de poids volumique 18 kN/m^3 et ayant un angle de frottement interne de $\phi' = 30^\circ$.



1. Calculer la poussée active sur le mur en utilisant la théorie de Rankine. Le mur supporte uniquement le remblai.
2. Sachant qu'il y a une surcharge de 30 kPa sur le terrain situé en amont du mur. Calculer dans ce cas la poussée active.

Solution

1. La poussée active sur le mur :

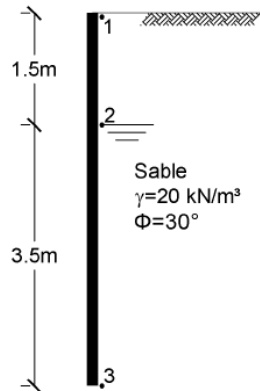
$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 18 \times 5^2 = 75 \text{ KPa}$$

2. La poussée active sur le mur avec l'effet de surcharge :

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + q \cdot K_a \cdot H = 75 + 30 \times 0.33 \times 5 = 125 \text{ KPa}$$

2.6.4 Application 04

Pour le mur lisse illustré ci-dessous, déterminer les pressions totales actives et tracer les diagrammes des pressions totales et de la pression interstitielle, exercées sur l'écran du mur.



Solution

– Coefficient de la poussée des terres

$$\varphi = 30^\circ \rightarrow k_a = 0.333$$

– Calcul des pressions des terres

Les contraintes effectives horizontales :

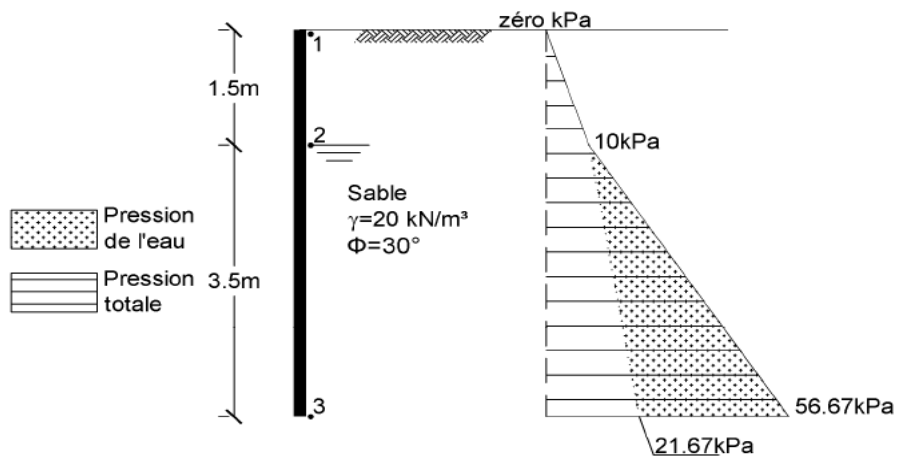
Etat du sol de poussée

$$\text{Sable (sol pulvérulent)} \rightarrow \text{comportement drainé} \quad \left. \vphantom{\begin{matrix} \text{Etat du sol de poussée} \\ \text{Sable (sol pulvérulent)} \end{matrix}} \right\} \rightarrow \sigma'_h = k_a \sigma'_v - 2c\sqrt{k_a}$$

Les contraintes totales : $\sigma_a = \sigma'_h + U$

* Point 1: $\sigma'_v = 20 \times 0 = 0$ $\sigma'_h = 0,333 \times 0 - 2 \times 0 \sqrt{0,333} = 0$ U=0 $\sigma_a = 0 + 0$	* Point 2 : $\sigma'_v = 20 \times 1.5 = 30 \text{ Kpa}$ $\sigma'_h = 0,333 \times 30 - 2 \times 0 \sqrt{0,333} = 10 \text{ Kpa}$ U=0 $\sigma_a = 10 + 0 = \mathbf{10kpa}$
* Point 3 : $\sigma'_v = 30 + (20 - 10) \times 3.5 = 65 \text{ Kpa}$ $\sigma'_h = 0,333 \times 65 - 2 \times 0 \sqrt{0,333} = 21,67 \text{ Kpa}$ U=10x3,5=35 kpa $\sigma_a = 21,67 + 35 = \mathbf{56,67 kpa}$	

– Diagrammes des pressions totales et pressions interstitielles :



Stabilité des Pentes et Talus

Chapitre 03

Stabilité des Pentes et Talus



3.1 Introduction

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instable. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes de vie humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

Dans la plupart des situations il s'agit d'assurer, sous l'action du poids propre et éventuellement de surcharges, la stabilité d'un massif de sol ayant la forme d'un profil donnée (H, β) (figure 3.1).

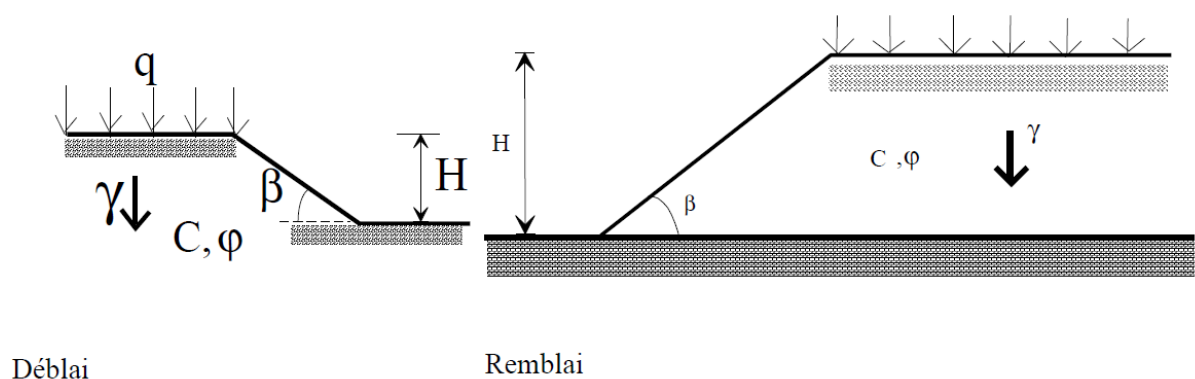


Figure (3.1) Pentes (ou talus) en déblai et en remblai

3.2 Classification des mouvements

Les talus subissent des conditions de chargement variées. Nous pouvons classer les types de rupture liés aux mouvements de terrains en quatre familles :

3.2.1 Les écoulements

Ce sont des chutes soudaines (quelques secondes) de masses rocheuses importantes. Ils peuvent être dus à des causes internes au massif

- Dislocation d'une masse rocheuse diaclasée par altération interne ou accroissement de pressions interstitielles, par exemple (Fig.3.2).



Figure (3.2) Écroulement rocheux par dislocation interne

- Glissements banc sur banc d'une masse rocheuse stratifiée (Fig 3.3).

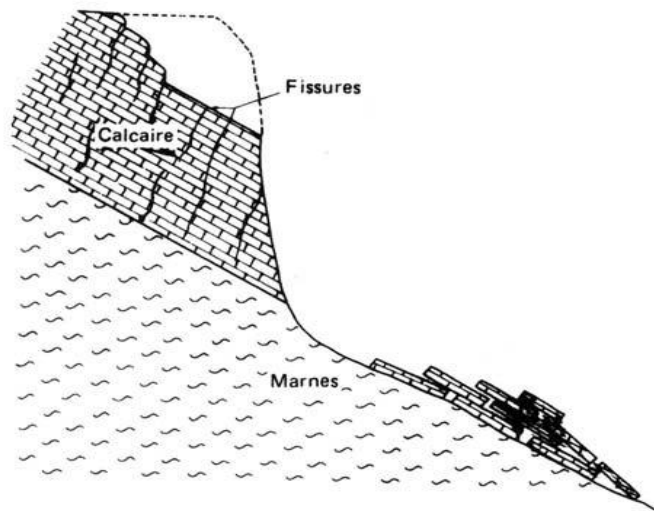


Figure (3.3) Mouvement d'érosion.

- Écroulements de masses mises en surplomb par érosion ou dislocation de couches tendres sous-jacentes (Fig 3.4).

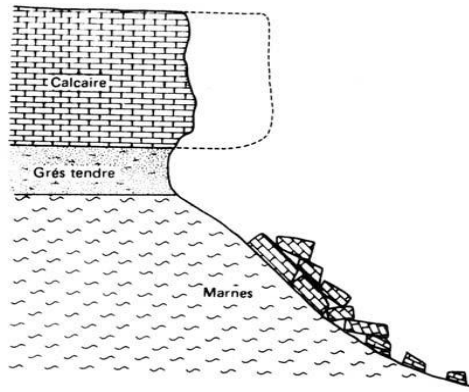


Figure (3.4) Écroulement de surplomb.

- Écroulement par fluage ou glissement d'une couche sous-jacente (Fig 3.5).

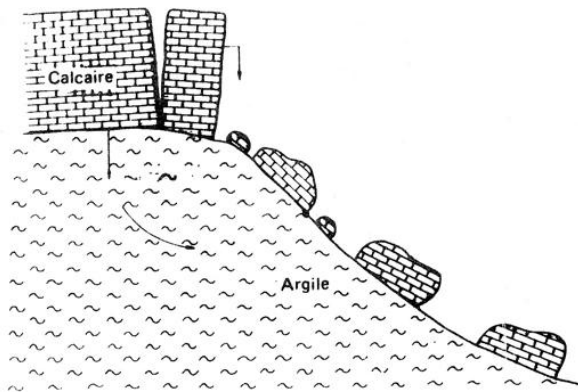


Figure (3.5) Écroulement par fluage d'une couche sous-jacente

3.2.2 Les glissements

Un glissement de terrain est un phénomène géologique regroupant un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux du sol ou du sous-sol sur un plan de glissement incliné. Ils résultent le plus souvent d'une rupture par cisaillement à la limite inférieure de la masse en mouvement. Après la mise en mouvement la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Elle est donc toujours reconnaissable, ce qui permet de différencier les glissements de terrain des coulées de boue qui n'ont pas de forme propre. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour), en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.



Figure (3.6) Glissement de terrain a Taiwan

Lorsque les forces s'exerçant sur une pente (forces motrices) dépassent la résistance des matériaux constitutifs de cette pente (forces résistantes), celle-ci subit une rupture et un glissement de terrain se produit. La rupture de l'équilibre a pour origine soit l'augmentation des forces déstabilisantes, liées à la gravité, soit la diminution des forces résistantes (ou stabilisantes). Principe de base (schématique).

Un objet posé sur plan est soumis :

- à une force motrice W (composante parallèle au plan de son poids W) ;
- à une force résistance F (composante parallèle au plan du frottement entre l'objet et le plan).

F est proportionnel au produit :

- de la composante perpendiculaire au plan W du poids de l'objet ;
- de la tangente de l'angle de frottement α entre l'objet et le plan.

Lorsque $W > F$ l'objet glisse sur le plan

Lorsque $W < F$ l'objet est fixe

Lorsque $W = F$ l'objet est en équilibre limite

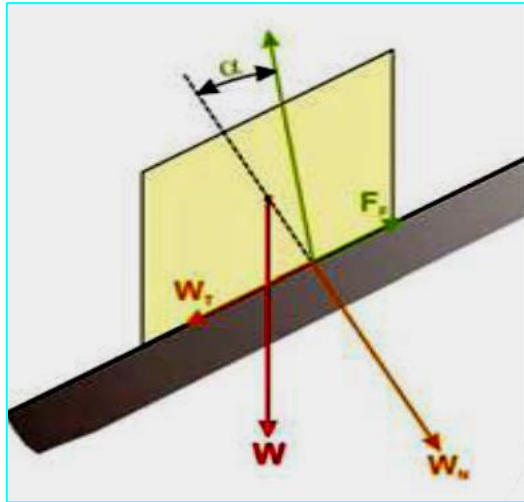


Figure (3.7) Forces exerçants sur une pente (forces motrices)

Les glissements simples sont assimilables à des mouvements de type rotationnel ou plan.

- **Glissements rotationnels**

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée (Fig 3.8), le long d'une "surface de rupture" dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire, c'est le cas en particulier des ruptures de remblais sur sols mous et de déblais en sols homogènes.

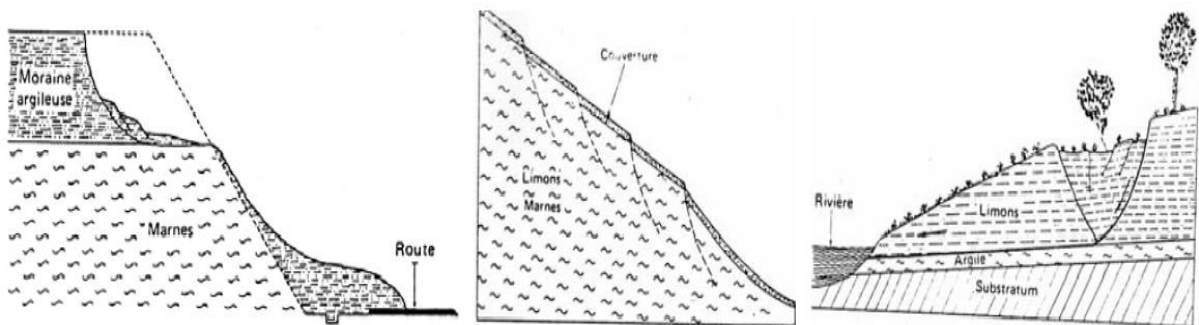
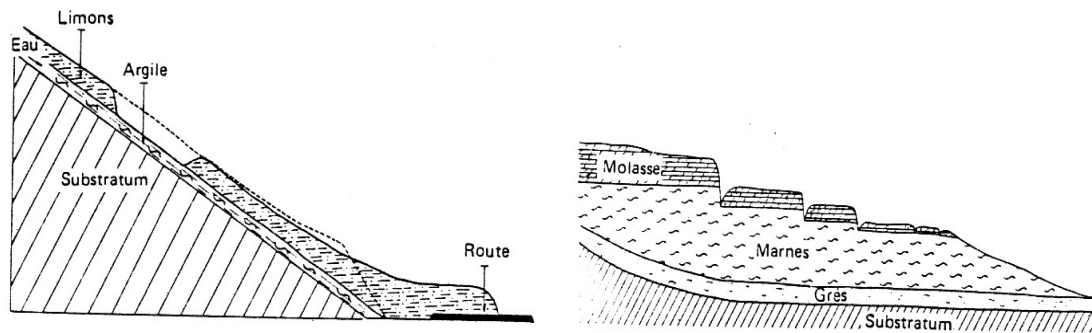


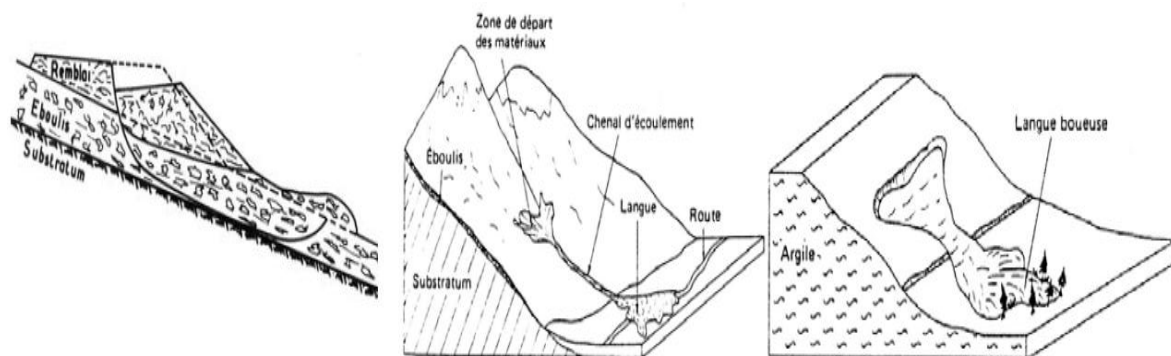
Figure (3.8) Glissements rotationnels

- **Glissements plans**

Ils se produisent lorsqu'existe une surface topographique pouvant guider une rupture plane : couche de caractéristiques médiocres, contact manteau d'altération - substratum (Fig 3.9). On en verra une application dans le cas des versants naturels.

Figure (3.9) *Glissements plans.*

Lorsque le sol est hétérogène, ou anisotrope, il peut y avoir formation de glissements "complexes", dont certaines parties correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvements plans. C'est le cas, en particulier, des remblais sur versants (Fig 3.10).

Figure (3.10) *Glissement complexe d'un remblai sur versant et schémas type de coulées.*

3.2.3 Les coulées boueuses

Se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide. Elles constituent le type de glissement le plus liquide. Dans les régions montagneuses, elles sont souvent provoquées par des pluies torrentielles. Elles peuvent atteindre une vitesse de 90 km/h.



Figure (3.11) Les coulées boueuses dues à des infiltrations d'eau.

3.2.4 Mouvements de fluage et solifluxion

- Le fluage

Il est caractérisé par des mouvements lents et continus. Il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements), en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

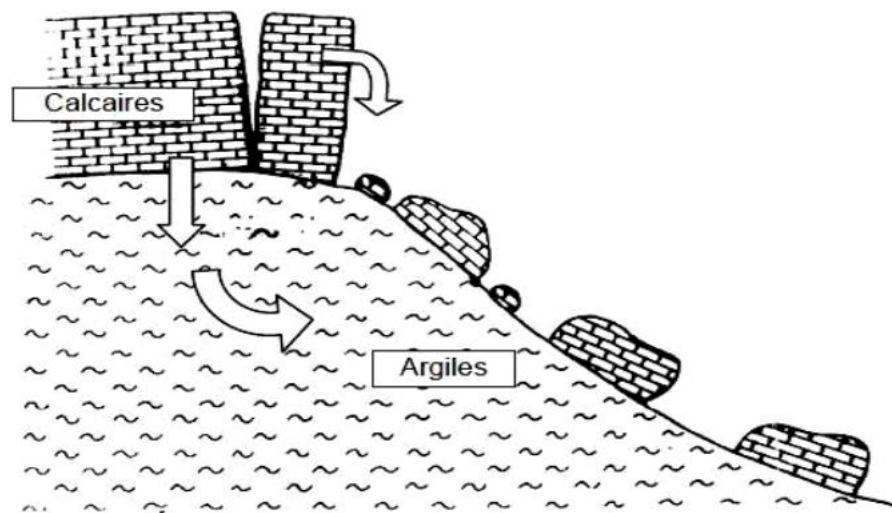


Figure (3.12) Le phénomène de fluage

Sur la figure suivante la couche de marne flue sous l'effet du poids du massif de calcaire et entraîne ainsi la fissuration de la falaise ou même sa rupture.

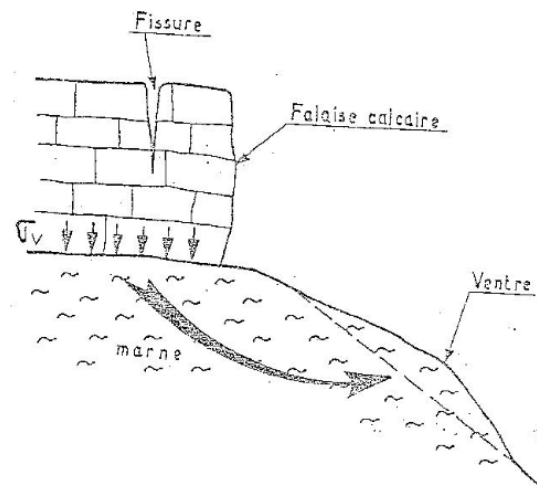


Figure (3.13) *Phénomène de fluage.*

- **La solifluxion**

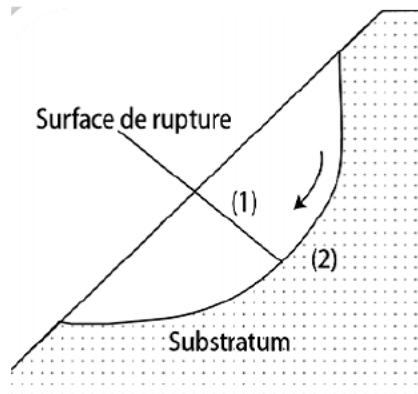
La solifluxion est un cas particulier du fluage. Il s'agit d'un phénomène superficiel provoqué par les variations volumiques du sol dues au gel et au dégel. Elle correspond à la descente lente, sur un versant, de matériaux boueux ramollis par l'augmentation de leur teneur en eau liquide. Lorsque l'eau liquide provient du dégel, on parle de gélifluxion. Pendant la saison chaude, la couche superficielle (ou couche active) fond et glisse sur la couche inférieure encore gelée, à une vitesse d'environ 0,5 à 1,5 cm par an. Les dépôts accumulés en bas des pentes sont appelés colluvions.



Figure (3.14) *Ce relief qui ressemble à une plage surélevée à Rhossili (Pays de Galles), est en fait une terrasse de solifluxion*

3.3 Méthodes de calcul la de stabilité des pentes

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe



3.3.1 Stabilité des pentes en rupture plane

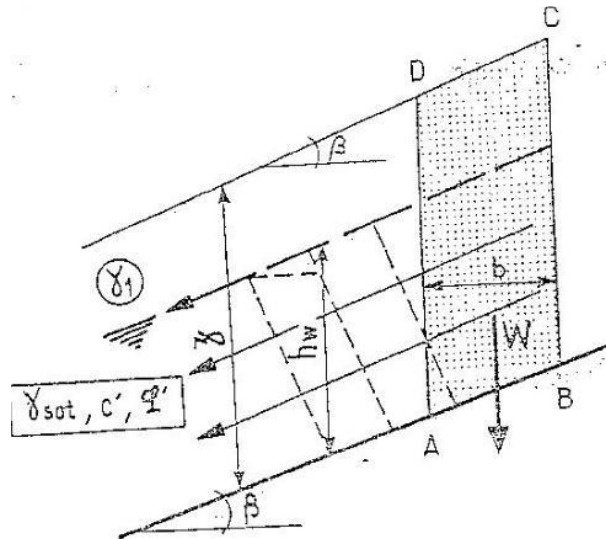
Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface peuvent guider le glissement (par exemple formations meubles reposant sur un substratum) : la surface de rupture est alors à peu près plane.

a) Pente indéfinie, rupture selon un plan parallèle à la pente

• Décomposition des forces :

Soit une pente indéfinie d'inclinaison β dans un sol de caractéristiques suivantes :

- Poids volumique : au-dessus de la nappe : γ_1 ; au-dessous de la nappe : γ_{sat}
- Cohésion le long du plan de glissement c' ;
- Angle de frottement interne le long du plan de glissement φ' ;
- La nappe règne à une hauteur h_w et s'écoule parallèlement à la pente.



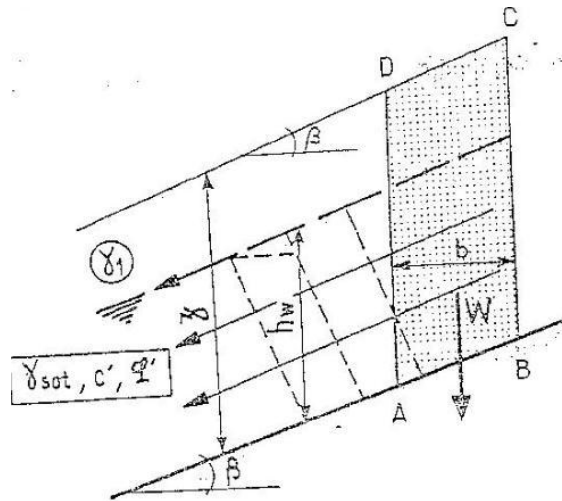
On considère le prisme ABCD, soit W son poids et b sa largeur :

On a : $W = [\gamma_1(z - h_w) + \gamma_{sat} \cdot h_w] \cdot b = b \cdot \sum_0^z \gamma \cdot h$

Par symétrie les réactions sur AD et BC sont égales et opposées.

La décomposition de W en des composantes normale N et tangentielle T à la surface de glissement AB donne :

$$N = b \cdot \cos\beta \sum_0^z \gamma \cdot h \quad \text{et} \quad T = b \cdot \sin\beta \sum_0^z \gamma \cdot h$$



La pression interstitielle le long d'AB est : $u = \gamma_w \cdot h_w \cdot \cos^2\beta$

La résultante U des pressions interstitielles est normale à AB : $U = u \cdot AB$

$$U = \gamma_w \cdot h_w \cdot \cos\beta$$

D'après l'équation de Coulomb, la résistance maximale mobilisable en cisaillement le long d'AB est :

$$R = c'.AB + (N - U)\tan\varphi'$$

$$R = c' \cdot \frac{b}{\cos\beta} + \left(\sum_0^z \gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w \right) \cdot b \cdot \cos\beta \cdot \tan\varphi'$$

b) Coefficient de sécurité global :

Le coefficient de sécurité global de la rupture le long du plan situé à la profondeur z est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{c' + (\sum_0^z \gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w) \cdot \cos^2\beta \cdot \tan\varphi'}{\cos\beta \cdot \sin\beta \cdot \sum_0^z \gamma \cdot h}$$

Remarques :

- F_s diminue lorsque h_w augmente. Ceci explique que les glissements de terrain se produisent essentiellement en période pluvieuse.
- S'il n'y a pas de nappe et le sol est homogène :

$$F_s = \frac{c + \gamma \cdot z \cos^2\beta \cdot \tan\varphi}{\gamma \cdot z \cos\beta \cdot \sin\beta}$$

En milieu homogène cohérent F_s diminue lorsque z augmente. La rupture plane correspond donc au glissement du manteau d'altération sur les couches profondes intactes.

- En plus si le sol est non cohésif :

$$F_s = \frac{\tan\varphi}{\tan\beta}$$

3.3.2 Pente de hauteur finie :

Soit le talus suivant qui menace de glisser sur couche savon de pente β

Étudions l'équilibre du volume de sol compris entre le plan amont AD et le plan aval BC.

Les forces qui provoquent le mouvement sont :

- La composante P_a' selon la direction AB
- La composante selon la direction AB du poids des terres W

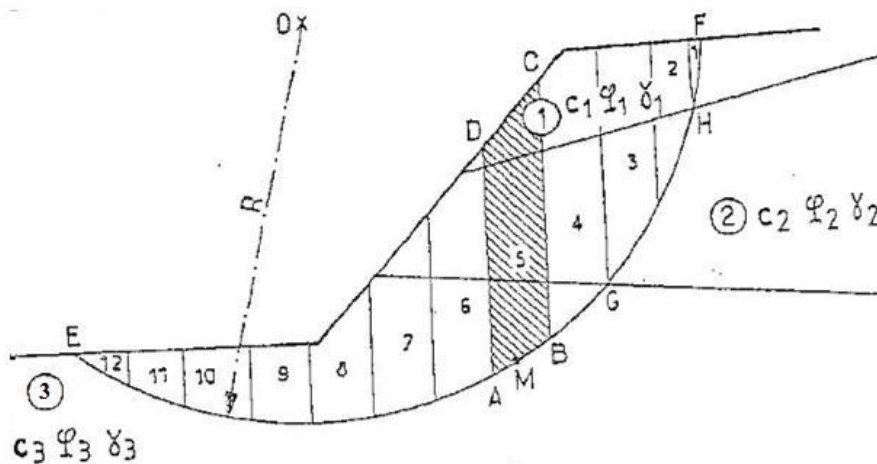
$$T = W \sin\beta$$

3.3.3 Stabilité en rupture circulaire avec coefficient de sécurité global

a) Méthode des tranches de FELLENIUS

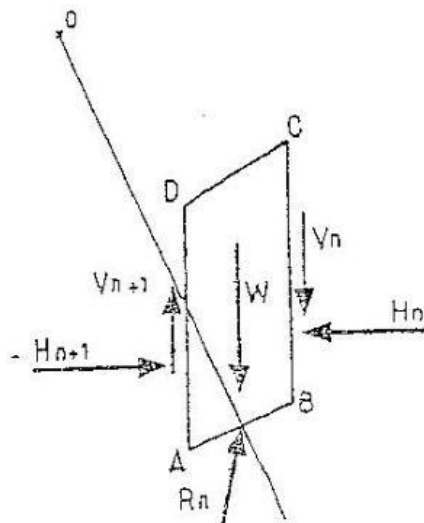
Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on désire vérifier la stabilité vis-à-vis le glissement. La méthode consiste à découper le volume compris dans l'arc EMF en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle et d'une limite de couche (point G et H) corresponde à une limite de couche.



Étudions l'équilibre de la tranche ABCD. Les forces agissant sur cette tranche :

- Le poids W_n
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB
- Les réactions sur les faces verticales BC et AD.



Le coefficient global de sécurité global F_s est défini par le quotient :

$$F_s = \frac{\sum_{EF} \text{des moments résistants maximaux}}{\sum_{EF} \text{des moments moteurs}}$$

- Hypothèse spécifique :

Les efforts inter-tranches sont ignorés, donc $W = -R$

Largeur de tranche pas trop grande $\Rightarrow$ l'arc AB peut être confondu avec la corde

D'après la loi de Coulomb :

$$R_t = c_i \cdot AB + W_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi_i$$

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{n=m} R \cdot (c_i \cdot l_n + W_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi_i)$$

Avec :

m: nombre total des tranches c_i et φ_i caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est située AB.

Le moment moteur est dû au poids et égale à : $W_n \cdot a_n$

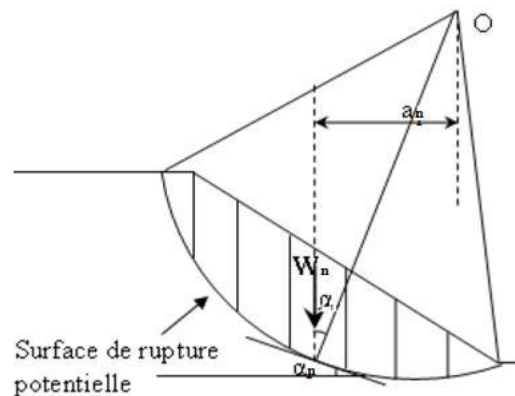
a: bras de levier ($a_n = R \times \sin \alpha_n$) ;

α : l'angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

l_n : longueur de la base de la tranche.

D'où

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (c_i \cdot l_n + W_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} W_n \cdot \sin \alpha_i}$$



b) Méthode des tranches de BISHOP

• Méthode détaillée :

Les composante V_n , V_{n+1} , H_n , H_{n+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB.

Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W_n \cdot \sin \alpha_n} \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W_n + (V_n - V_{n+1}) - u_n \cdot l_n) \tan \varphi'_n + c'_n \cdot l_n}{\cos \alpha_n + \sin \alpha_n \cdot \frac{\tan \varphi'_n}{F_s}}$$

Pour déterminer F_s , il faut :

- Procéder par itérations successives, puisque F_s figure aux deux membres de l'équation.
- Définir $V_n - V_{n+1}$, pour cela une hypothèse supplémentaire est nécessaire.

• Méthode de BISHOP simplifiée :

L'hypothèse supplémentaire est que $V_n - V_{n+1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée F_s devient :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^{i=m} W_i \cdot \sin \alpha_i} \cdot \sum_{i=1}^{i=m} \frac{(W_i - u_i \cdot l_i) \tan \varphi'_i + c'_i \cdot l_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \frac{\tan \varphi'_i}{F_s}}$$

Tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives. La première itération est faite en adoptant comme valeur F_{s0} le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de FELLENIUS.

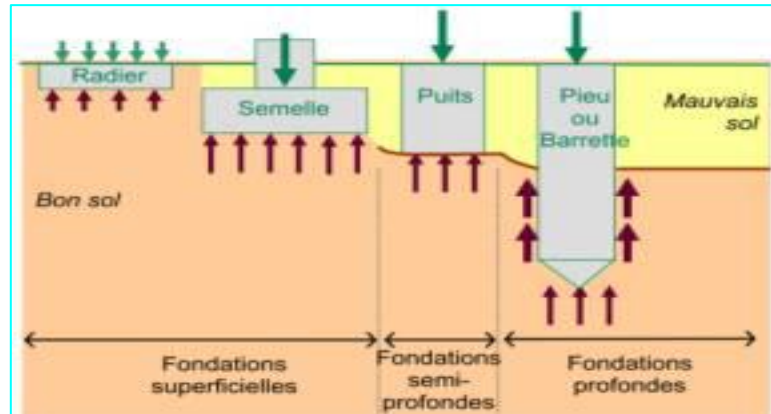
c) Choix de la méthode et du coefficient de sécurité :

- La méthode de Fellenius donne généralement des coefficients de sécurité plus faibles que la méthode de Bishop ;
- La méthode de Bishop simplifiée est couramment utilisée, et celle détaillée ne présente que peu d'intérêt devant les incertitudes liées aux autres paramètres ;
- L'expérience a montré, que sauf erreur grossière sur les hypothèses de calcul :
 - Les talus restent toujours stables si $F_s > 1,5$;
 - Le glissement est pratiquement inévitable si $F_s < 1$.

Fondations Superficielles et Profondes

Chapitre 04

Fondations Superficielles et Profondes



4.1 Introduction

La fondation est la partie enterrée d'un ouvrage, qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise. Elle a pour but, de supporter les charges d'un ouvrage et les transmettre au sol, soit directement (cas des semelles ou radiers reposants sur le sol), soit par l'intermédiaire d'autres organes de transmission (cas des semelles sur pieux). Son rôle, est d'assurer la stabilité de l'ouvrage, en fonction des forces transmises par la superstructure et la réaction du sol. Elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Comme le premier mètre du terrain a des caractéristiques mécaniques qui dépendent des conditions climatiques, il est indispensable d'encastrer l'assise d'une fondation au minimum 80 cm, par rapport au niveau du terrain naturel.

4.2 Types de Fondations

Sous un ouvrage de génie civil, on peut réaliser l'un des trois principaux types de fondations :

- ☞ La fondation superficielle ($D/B \leq 4$ à 5).
- ☞ La fondation semi-profonde ($4 \leq D/B \leq 10$).
- ☞ La fondation profonde ($D/B \geq 10$).

Dans le cas de structures plus importantes, il faudra réfléchir au type de fondation le mieux adapté au terrain et aux charges appliquées.

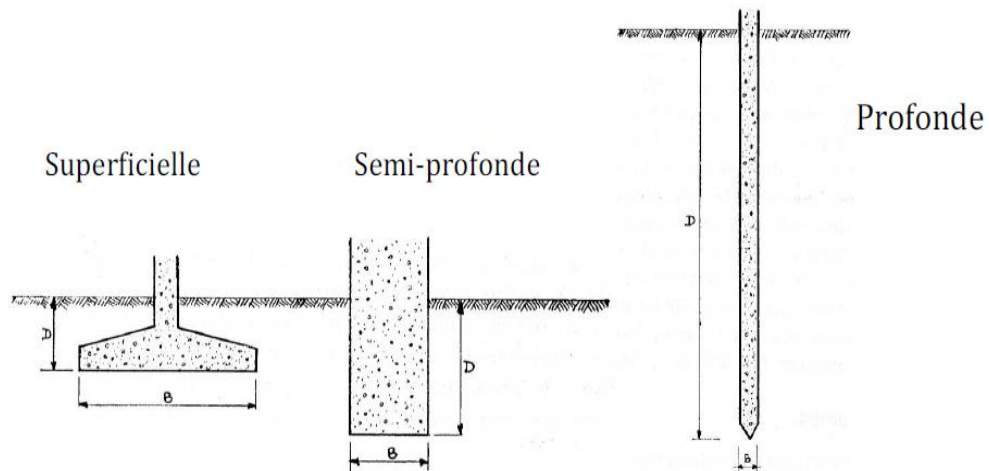


Figure (4.1) Différents types de fondations selon la profondeur

4.3 Critères de choix de type de fondation :

Parmi les critères de choix de type de fondation :

- L'importance de l'ouvrage à fonder : Bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, pont... ;
- La nature du terrain : caractéristiques géotechniques, sa contrainte admissible ;
- Le site d'implantation : montagne, bord de mer, urbain... ;
- La mise en oeuvre des fondations : terrain sec, présence d'une nappe...

4.4 Fondations superficielle

Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum.

Cette profondeur minimum est toutefois indispensable pour mettre la fondation à l'abri du gel, dans ce cas, on réalise des fondations superficielles dont l'encastrement $D < 4$ ou 5 fois la largeur.

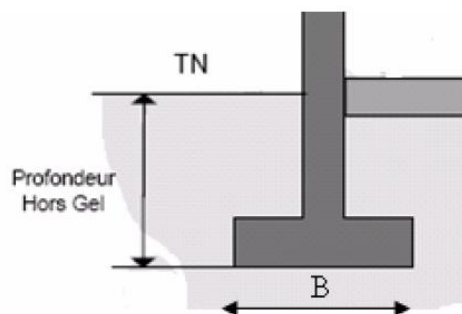


Figure (4.2) Type d'une Fondation Superficielle

4.4.2 Dispositions Constructives

- Le débord de la semelle par rapport à l'avant poteau doit être au moins égal à 10cm pour faciliter la pose du coffrage ;
- Le béton de propreté peut intervenir dans la détermination de la contrainte du sol, la raison pour laquelle, il faut réaliser une épaisseur égale à $3/2$ le débord ;
- Pour que l'excavation de la fondation reste propre, on doit couler une couche de béton de propreté de 5cm d'épaisseur minimale, dosée à 150kg/m^3 ;
- Dans le cas des terrains accidentés, la dénivelée entre deux semelles voisines ne doit pas dépasser une pente de 2 pour 3, alors chaque semelle est supposée agir seule sur le terrain.

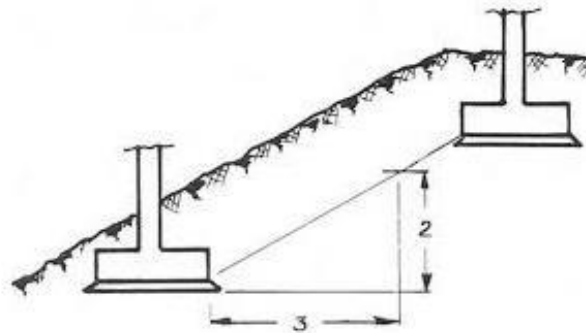


Figure (4.3) *Fondation sur terrain accidenté*

Afin de rigidifier l'ensemble de la structure, il est possible de liaisonner les semelles entre elles à l'aide de longrines à la base.

- *Les tassements absolus*, impliquent que l'ensemble du bâtiment descend. Si celui-ci est limité, ce type de tassements n'entraîne pas de désordres sur la structure.

- *Les tassements différentiels* impliquent qu'une partie du sol seulement s'affaisse. Ce type de tassements engendre des désordres importants ; généralement à cause de l'hétérogénéité du sol et la différence de charges transmises aux fondations.

4.4.3 Types de fondations superficielles

Il existe trois types de fondations superficielles, dont le choix dépend principalement de l'importance des charges exercées sur la fondation et la qualité du sol d'assise.

Les fondations superficielles sont classées en trois types de semelles :

👉 **Les semelles filantes** : généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L / B > 10$) ;

✌ **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.

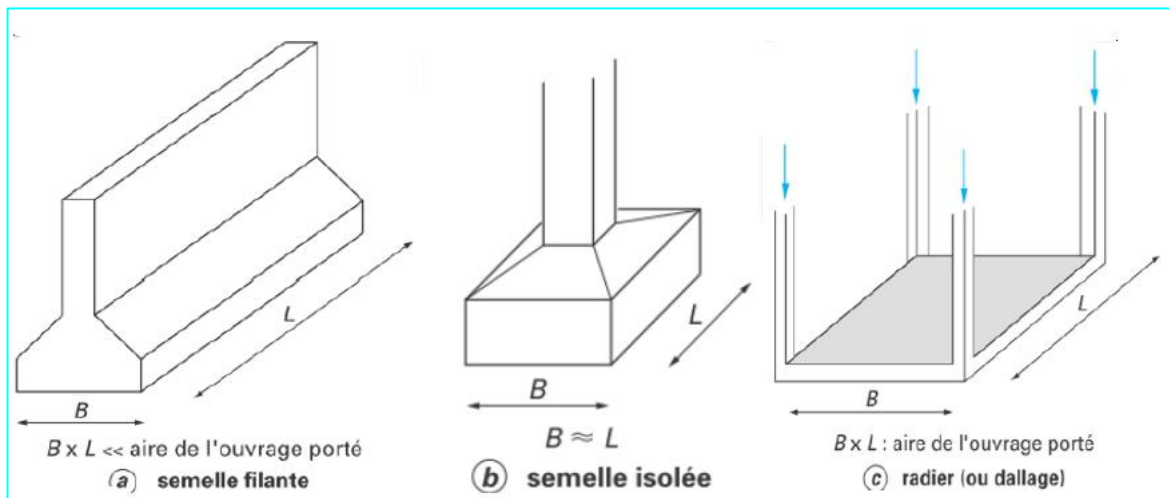


Figure (4.4) Types de fondations superficielles

Lorsque le rapport B/h , d'une fondation est inférieur à $1/6$ et que la hauteur h est supérieure à 3 m, alors il s'agit de fondations profondes.

Les fondations répartissent les charges d'un ouvrage sur le sol de façon que la contrainte sous la semelle soit inférieure ou à la limite égale à la contrainte admissible au sol.

$$\sigma_{sol} \leq \sigma_{adm}$$

Le choix du type de fondation dépend essentiellement de la qualité du sol.

Tableau (4.1) Contraintes admissibles des différents types de sol.

Type de Sol	σ_{adm} (bars)	Type de Sol	σ_{adm} (bars)
Sol mou	0,4	Sol mi dur	1,5 à 3
Sol consistant	0,8	Sable et gravier	3 à 4
Sable fin ou moyen	1 à 2	Sol dur	4 à 5
Sable grossier	2 à 3	Roche peu fissurée	10 à 15

4.4.4 Modes de rupture du sol sous une fondation superficielle

Des études sur modèles réduits ont permis de définir trois zones de sol dans lesquelles le comportement est différent en phase de rupture (figure 4.5).

✎ **Zone I :** située directement sous la semelle, cette zone, formée d'un coin délimité par les points A, B, et C est fortement comprimée et se déplace avec la semelle ;

✎ **Zone II :** Le sol est refoulé vers la surface ; les déplacements et cisaillements sont très importants. Il s'y produit une rupture généralisée.

✎ **Zone III :** Le sol est peu ou pas perturbé par la rupture.

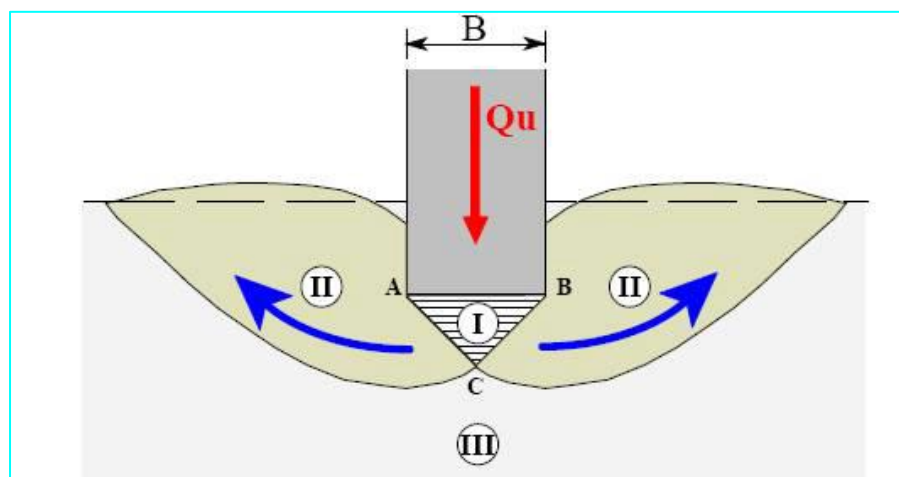


Figure (4.5) Modes de rupture du sol sous une fondation Superficielle.

4.4.5 Courbe de tassement, charge limite et contrainte admissible

- **Charge limite, charge de rupture et contrainte admissible**

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est linéaire. Le tassement augmente linéairement en fonction du tassement (figure 4.6). Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime Q_u pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime Q_u . 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 admissible q_a est la pression moyenne acceptable (absence de tassements excessifs et/ou de risques de rupture du sol). C'est avec cette contrainte que l'on dimensionnera les fondations.

Elle est en général égale à une certaine fraction de la contrainte de rupture :

$$q_a = \frac{q_l}{F_s}$$

A noter que : F_s est toujours supérieure ou égale à 2. La valeur de F_s est fonction du calcul entrepris. Plus rarement de l'ouvrage calculé, En effet une fondation devra satisfaire deux exigences principales :

- Un critère de rupture en utilisation extrême (Calcul à l'ELU):

$$Q = 1,35 G + 1,5 F \quad \text{avec : } F_s = 2,$$

- Un critère de déformation et de rupture en utilisation normale : Le tassement qui se produira sous Q devra rester compatible avec le bon fonctionnement de l'ouvrage et

compatible avec q_a (Calcul à l'ELS) :

$$Q = 1,35 G + 1,5 F \quad \text{avec : } F_s = 3$$

Vous trouverez fréquemment, par facilité, un calcul intermédiaire où seule la non rupture du sol est vérifiée, mais avec une pondération des charges de l'ELU et un coefficient de sécurité de l'ELS ($Q = 1,35 G + 1,5 F$ et $F_s=3$), à réserver que pour les bons sols, et ouvrages en béton armé courants.

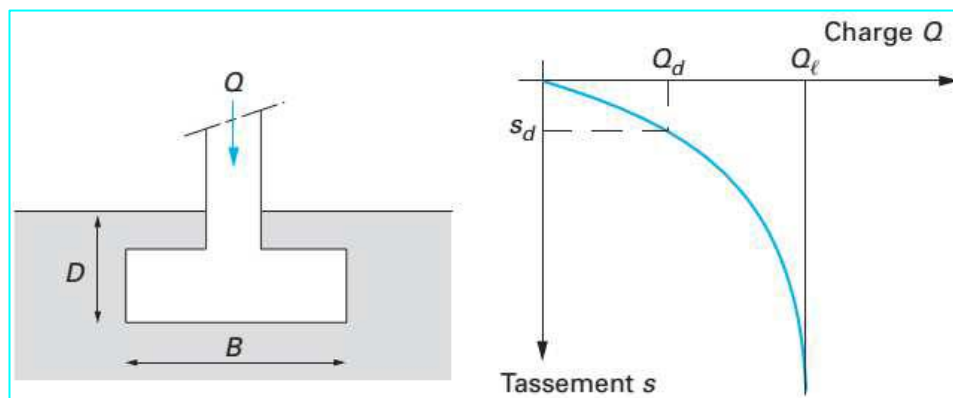


Figure (4.6) Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle

4.4.6 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 infini et homogène horizontale.

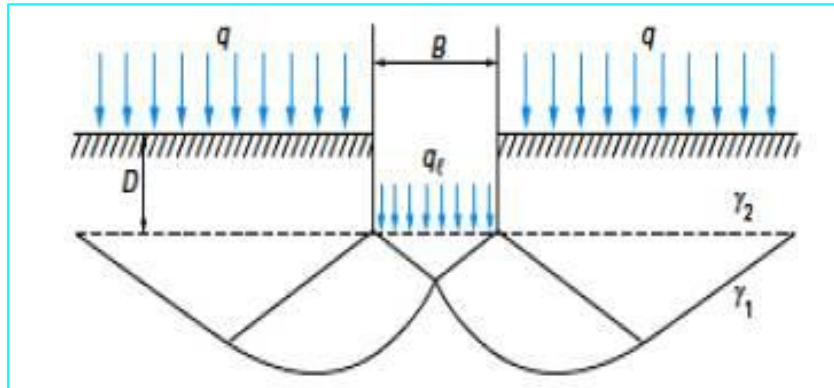
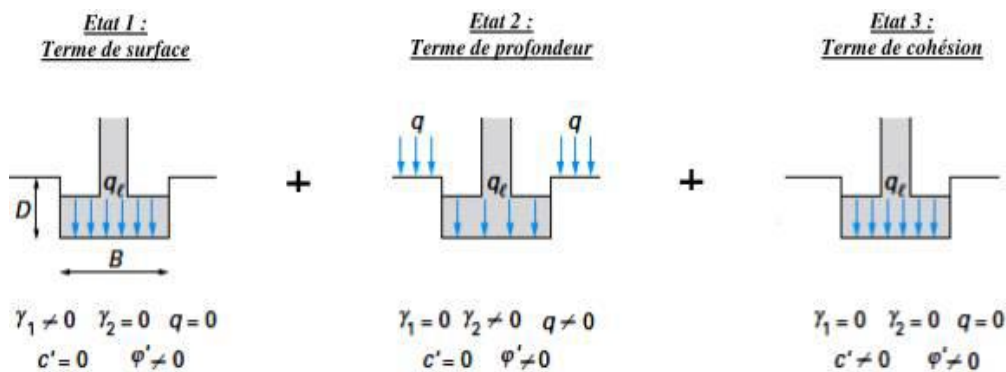


Figure (4.7) Schéma de rupture d'une fondation Superficielle.

Le principe de superposition consiste à superposer trois états :



✦ **Etat 1** : le premier terme $\frac{1}{2}\gamma_1 B N_\gamma$ est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique du sol γ_1 sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;

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

✦ **Etat 3** : le troisième terme $\gamma_2 B N_q$ est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 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 centrée est obtenue par la relation générale suivant :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + C N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$$

Avec :

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_γ, N_c, N_q : Sont des facteurs de portance qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

Le tableau suivant indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7 :

Tableau (4.2) Contraintes admissibles des différents types de sol.

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

Ou bien selon l'abaque suivant

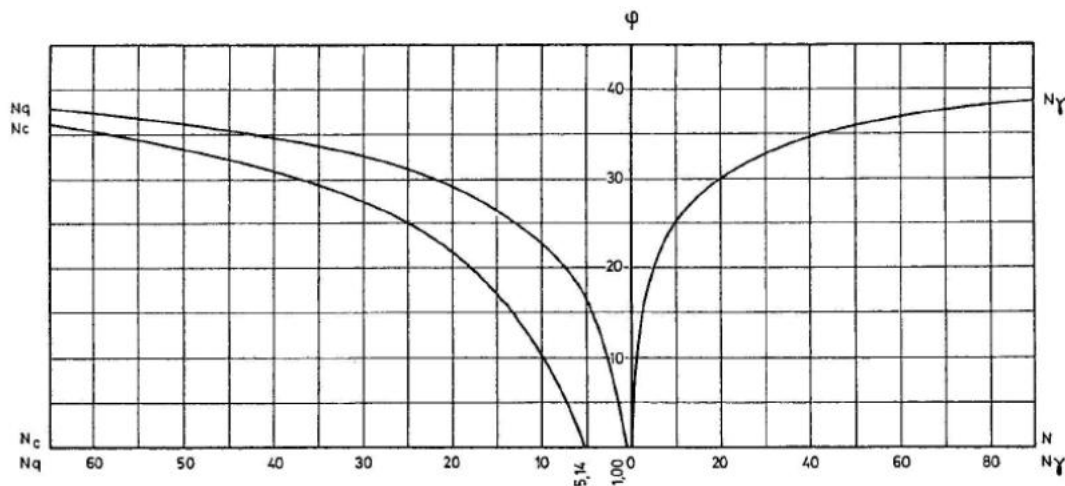


Figure (4.8) Facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement interne.

- **Calcul en conditions non drainées**

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

$$C = C_u \text{ et } \varphi = 0$$

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

$$q_l = C \cdot N_c(0) + q + \gamma_2 D$$

avec :

$N_c(0) = \pi + 2$ Pour les fondations lisses ;

$N_c(0) = 5,71$ Pour les fondations rugueuses ;

γ_2 Est le poids volumique total du sol latéral. On ne déjauge pas la fondation.

- **Calcul en conditions drainées**

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont :

$$C = C' \text{ et } \varphi = \varphi'$$

Dans ce cas, et pour une semelle filante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma'_1 B N_\gamma(\varphi') + C N_c(\varphi') + (q + \gamma'_2 D) N_q(\varphi')$$

avec :

γ'_1 et γ'_2 Poids volumiques effectifs. Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés ($\gamma' = \gamma - \gamma_w$).

Ainsi pour sol saturé :

$$q_l = \frac{1}{2}(\gamma_1 - \gamma_w)BN_\gamma(\varphi') + CN_c(\varphi') + (q + (\gamma_1 - \gamma_w).D)N_q(\varphi')$$

Pour sol sec :

$$q_l = \frac{1}{2}\gamma_1BN_\gamma(\varphi') + C'N_c(\varphi') + (q + \gamma_2D)N_q(\varphi')$$

Pour les valeurs des facteurs de portance $N_c(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$, on utilise la solution classique de Prandtl:

$$N_q(\varphi') = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)e^{\pi \tan(\varphi')} \quad \text{et} \quad N_c(\varphi') = (N_q(\varphi') - 1)\cot(\varphi')$$

Il existe diverses relations concernant le facteur de portance $N_\gamma(\varphi')$ proposé par divers auteurs, pour lequel on ne dispose pas d'une solution exacte.

Meyerhof :

$$N_\gamma(\varphi') = (N_q(\varphi') - 1)\tan(1,4\varphi')$$

Hansen :

$$N_\gamma(\varphi') = 1,5(N_q(\varphi') - 1)\tan(\varphi')$$

Le projet d'Eurocode 7-1 (1994) préconise l'expression suivante :

$$N_\gamma(\varphi') = 2(N_q(\varphi') - 1)\tan(\varphi')$$

4.4.5.1 Cas particuliers

a) Rupture à court terme dans un sol argileux

Le sol est caractérisé par son poids volumique γ , sa cohésion non drainée C_u , et l'angle de frottement interne $\varphi_u = 0$.

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

$$q'_u = \gamma.D + 5,14.C_u$$

b) Fondation carrée

$$q'_u = \gamma.D.N_q + 0,8.\gamma.\frac{B}{2}N_\gamma + 1,3.C.N_c$$

c) Fondation circulaire

$$q'_u = \gamma.D.N_q + 0,6.\gamma.\frac{B}{2}N_\gamma + 1,3.C.N_c$$

d) Chargement vertical excentré

Si e est l'excentrement de la charge, respectant $e < B/6$ (pas de tractions), la formule devient :

$$q'_u = \left(1 - 2\frac{e}{B}\right) (\gamma \cdot D \cdot N_q + C \cdot N_c) + \left(1 - 2\frac{e}{B}\right)^2 \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$

e) Chargement incliné et centré

Si α désigne l'angle d'inclinaison du chargement, en degrés, la formule devient :

$$q'_u = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right) (\gamma \cdot D \cdot N_q + C \cdot N_c) + \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$

4.4.5.2 Calcul de la capacité portante admissible

Un coefficient de sécurité sur qu'est appliqué, généralement pris égal à 3 :

$$q'_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{q'_u - \gamma \cdot D}{3}$$

Il suffit alors de vérifier que la charge P par mètre de longueur est telle que :

$$P \leq B \cdot q'_{adm}$$

4.4.7 Calcul du tassement

En utilisant les résultats de l'essai œdométrique et 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.

$$s = \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[C_s I_g \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + C_c I_g \frac{(\sigma'_0 + \Delta \sigma')}{\sigma'_p} \right]$$

Où :

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

H_0 : 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 sol en place ;

C_s : L'indice de décompressibilité (ou de compressibilité) ;

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).

4.5 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 (figure 4.9).



Figure (4.9) Puits avant mise en place des armatures.

4.5.1 Classification des pieux

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

a) 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 vibrofonçage 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 utilisés.

– **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 (4.10) 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 4.11).

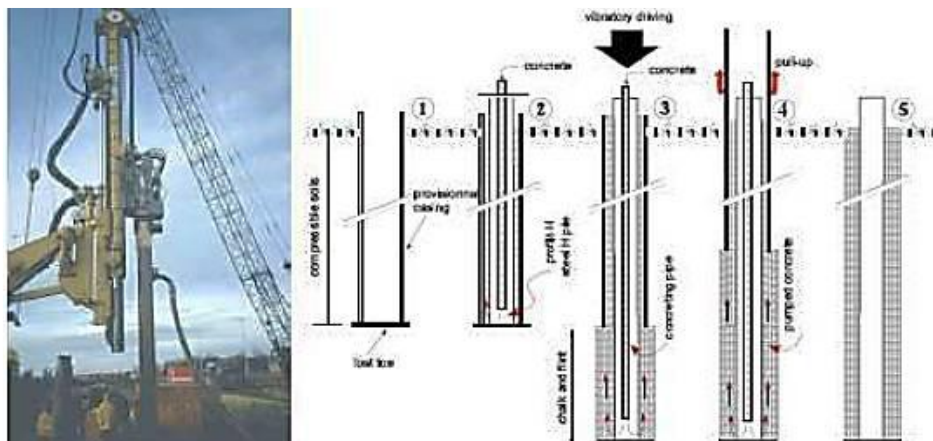


Figure (4.11) Mise en place de pieu tube par vibro-fonçage.

– **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 (figures 4.12).



Figure (4.12) *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 ($d_5 > 0,1 \text{ mm}$; $d_{30} > 40 \text{ mm}$; $d_{100} < 150 \text{ mm}$) 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 4.13).

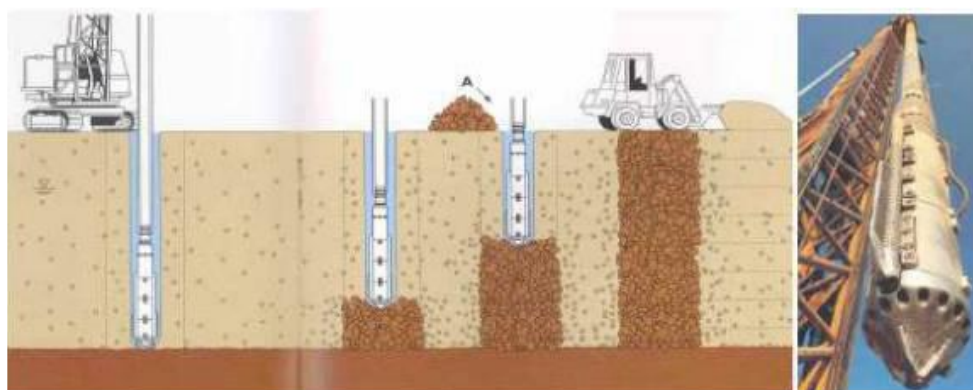


Figure (4.13) *Pieu Méthode de réalisation des colonnes ballastées.*

- **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 4.14).

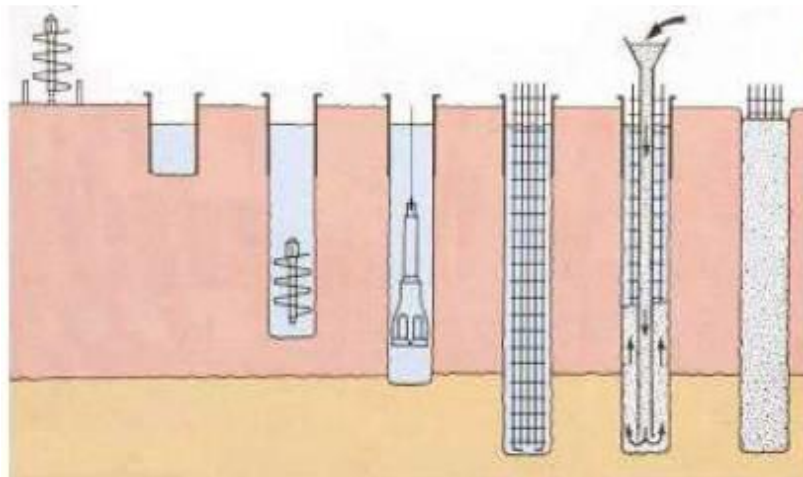


Figure (4.14) Méthode de réalisation des pieux forés sous boue, vue d'un trépan et d'une tarière à godets.

- ***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 louvoisement 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 4.15).

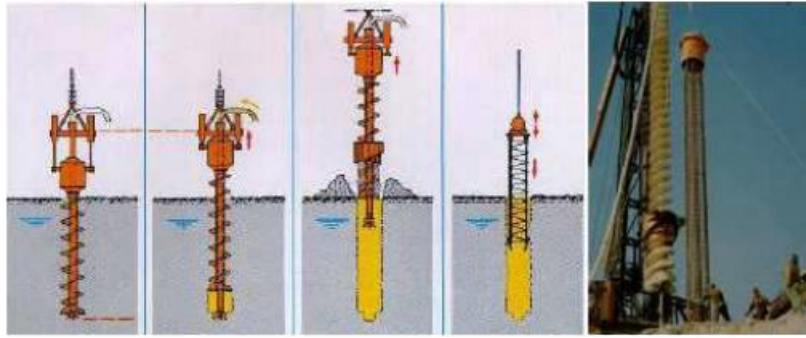


Figure (4.15) Pieux formés par forage à la tarière continue : technique Starsol de Sol étanche.

Le ferrailage 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.

b) 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 inférieure du fut qui doit s'ajouter à la résistance de pointe (figure 4.16).

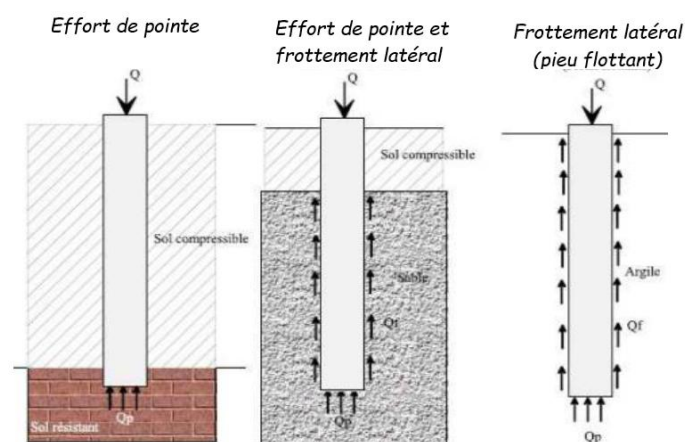


Figure (4.16) Classification suivant le mode de fonctionnement.

4.5.2 Capacité portante

Un pieu qui traverse une couche à l'état lâche pour s'appuyer sur un sol dense ou sur le roc est susceptible de travailler davantage en pointe.

Un pieu qui est flottant dans un sol pulvérulent ou dans l'argile devrait travailler davantage en friction. Mais, dans tous les cas les deux modes de reprise interagissent en même temps. La capacité portante d'un pieu est alors déterminée par la formule suivante :

$$Q_u = Q_p + Q_f$$

Où :

Q_u : est la résistance ultime du pieu

Q_p : est la résistance mobilisée en pointe

Q_f : est la résistance mobilisée par frottement (friction)

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.

a) 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 :

$$Q_a = \frac{1}{F_s} [(m \times N \times A_p) + (n \times \bar{N} \times D \times A_s)]$$

Où :

Q_a : Charge axiale admissible (KN) ;

F_s : Facteur de sécurité égale à 4 pour cette méthode ;

m : Coefficient empirique $m = 400$ pour 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 ;

$\bar{N}$: Indice de pénétration standard moyen le long du fût du pieu ;

$$\bar{N} = \frac{\text{distance}(N_{i+1} + N_i) \times \sum N_i}{\sum \text{distance}(N_{i+1} + N_i)}$$

D : Longueur du pieu dans le sol (m) ;

A_s : Surface latérale du pieu par unité de longueur (m²/m).

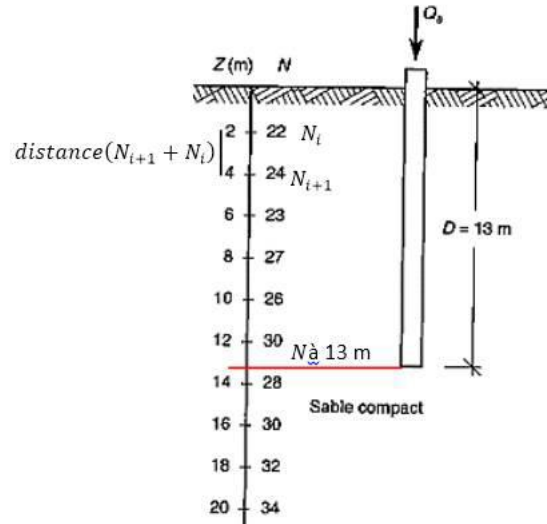


Figure (4.17) Capacité axiale d'un pieu dans un sable.

- 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 :

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

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)

b) 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 utilisés 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 :

$$Q_a = \frac{A_s \times D \times C_u}{F_s}$$

Tableau (4.3) Coefficient d'adhérence (α) du fût du pieu et de l'argile, d'après le manuel canadien d'ingénierie des fondations

C _u (Kpa)	Coefficient d'adhérence (α)	
	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 4.3.

C_u : Résistance au cisaillement non drainé moyenne le long du fût du pieu (□□□)

F_s : Facteur de sécurité égal à 3

- **Cas des argiles dont $C_u > 100$ Kpa**

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 au 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.

$$\text{Pour } \varphi = 30^\circ \Rightarrow D_{cr} = 7 \times d$$

$$\text{Pour } \varphi = 45^\circ \Rightarrow D_{cr} = 22 \times d$$

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

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

Où :

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

$$N_p = 9 \quad \text{Si} \quad d < 0.5 \text{ m}$$

$$N_p = 7 \quad \text{Si} \quad 0.5 \text{ m} \leq d \leq 1 \text{ m}$$

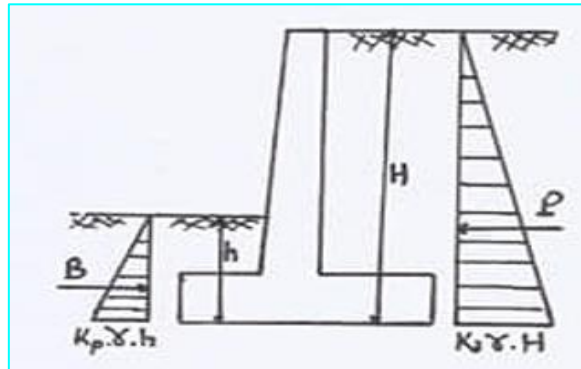
$$N_p = 6 \quad \text{Si} \quad d > 1 \text{ m}$$

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 limitée à la valeur correspondant à la profondeur critique (D_{cr}).

Les Ouvrages de Soutènement

Chapitre 5. Les ouvrages de Soutènement



5.1 Introduction

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils 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.

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement.

- Les murs qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation. C'est le cas des murs en T renversé ou des murs-poids en béton armé ou encore en maçonnerie (briques, pierres,...) ou formés d'éléments spéciaux (murs végétalisés, gabions métalliques, ...).
- Les écrans qui sont composés seulement d'une paroi résistante.

5.2 Classification des ouvrages de soutènements d'après le mode de reprise de la poussée

Les ouvrages de soutènements sont classés selon plusieurs critères, on peut citer à titre d'exemple, les murs de soutènements et les écrans de soutènements.

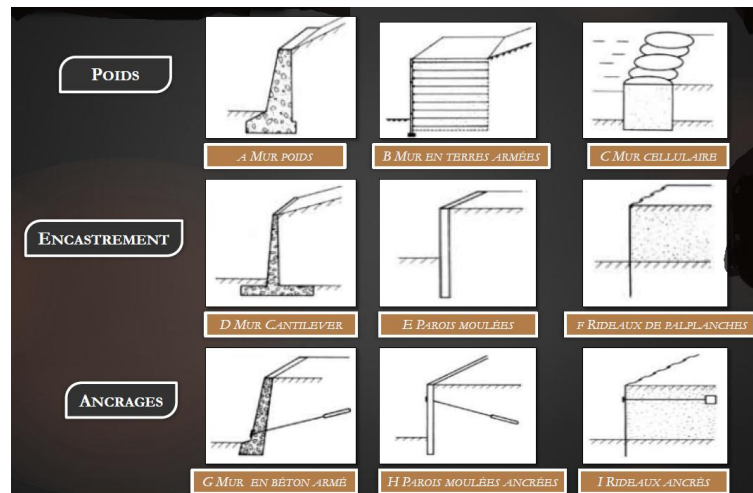


Figure (5.1) Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée

5.2.1 Poussée reprise par le poids de l'ouvrage

La stabilité est uniquement assurée par le poids du matériau constituant le mur. C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien, en béton ou en maçonnerie (murs poids) (figure 5.2).

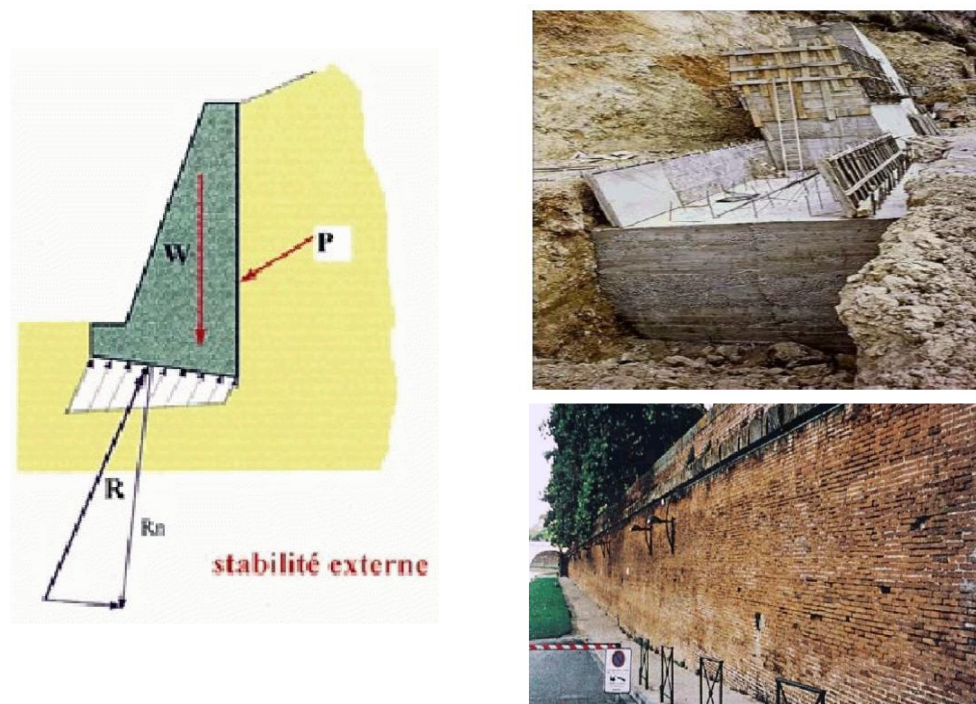


Figure (5.2) Murs Poids en Béton et en Pierres.

Aussi, ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches (gabions) (figures 5.3).

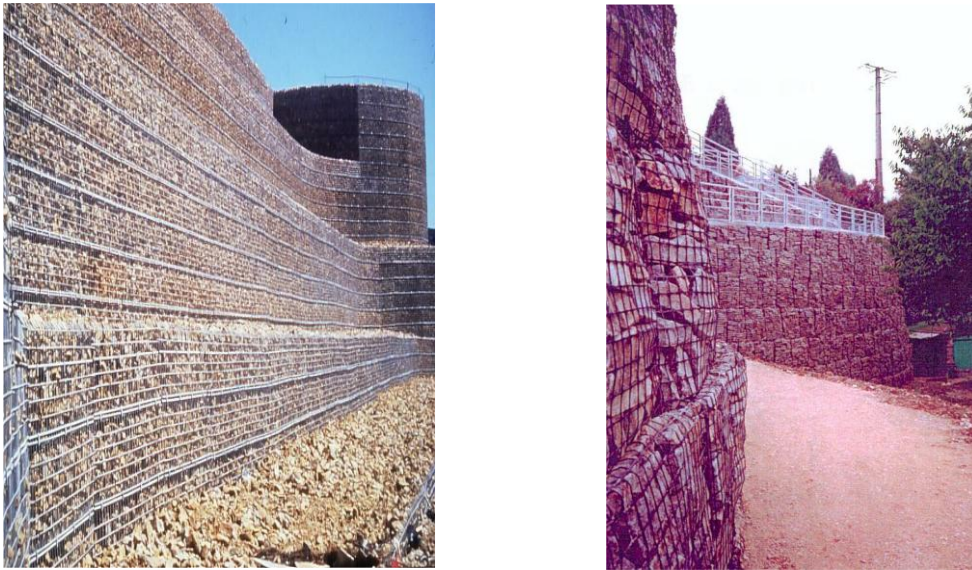


Figure (5.3) *Mur en gabions*

Les ouvrages cellulaires sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en éléments préfabriqués. Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple (figure 5.4)

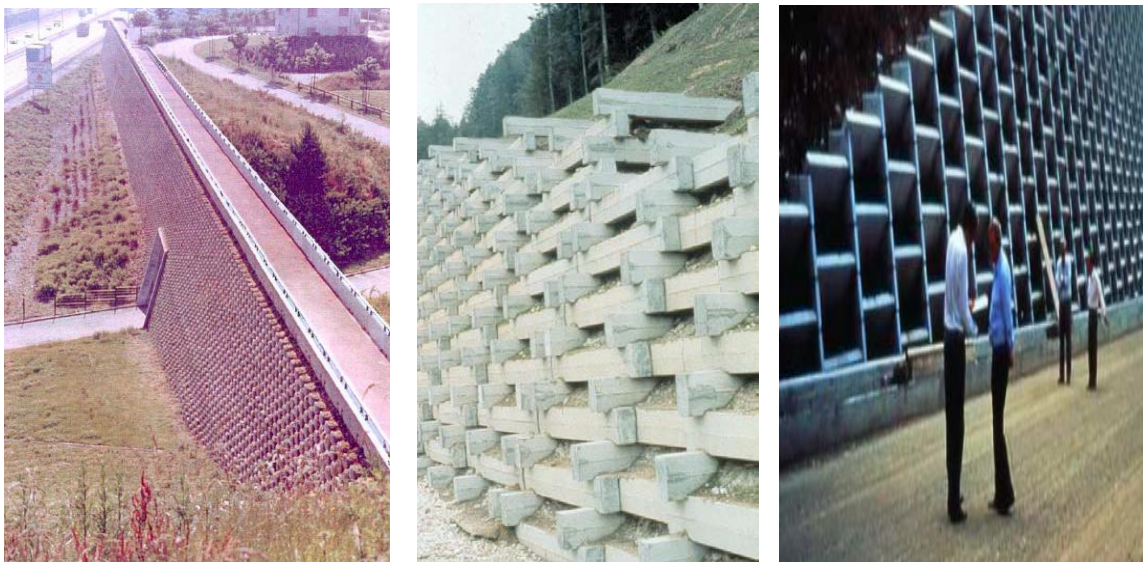


Figure (5.4) *Ouvrages cellulaires*

Les murs en Terre Armée, dans lesquels le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction, sont des *ouvrages souples* qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation (figure 5.5).

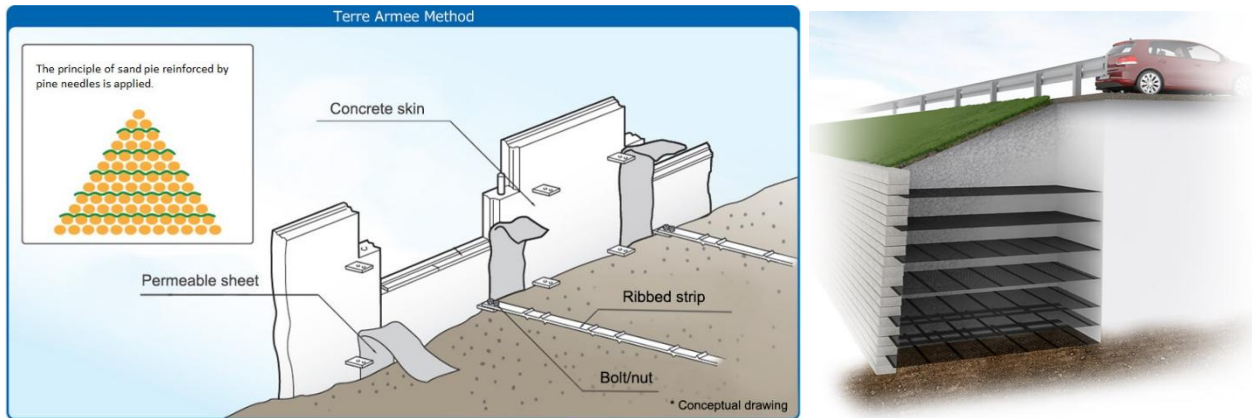


Figure (5.5) *Ouvrages en Terre Armée*

Le soutènement en Teksol est un ouvrage constitué d'un sol renforcé par des fibres synthétiques continues, généralement en polypropylène, mélangées au sol lors de sa mise en place.



Figure (5.6) *Soutènement en Teksol*

Le mur Armapneusol est un ouvrage de soutènement en sol renforcé utilisant des pneus usagés comme éléments d'armature. Les pneus sont disposés en couches successives, remplis et compactés avec du sol (ou des matériaux granulaires), créant ainsi un massif renforcé capable de retenir les terres.

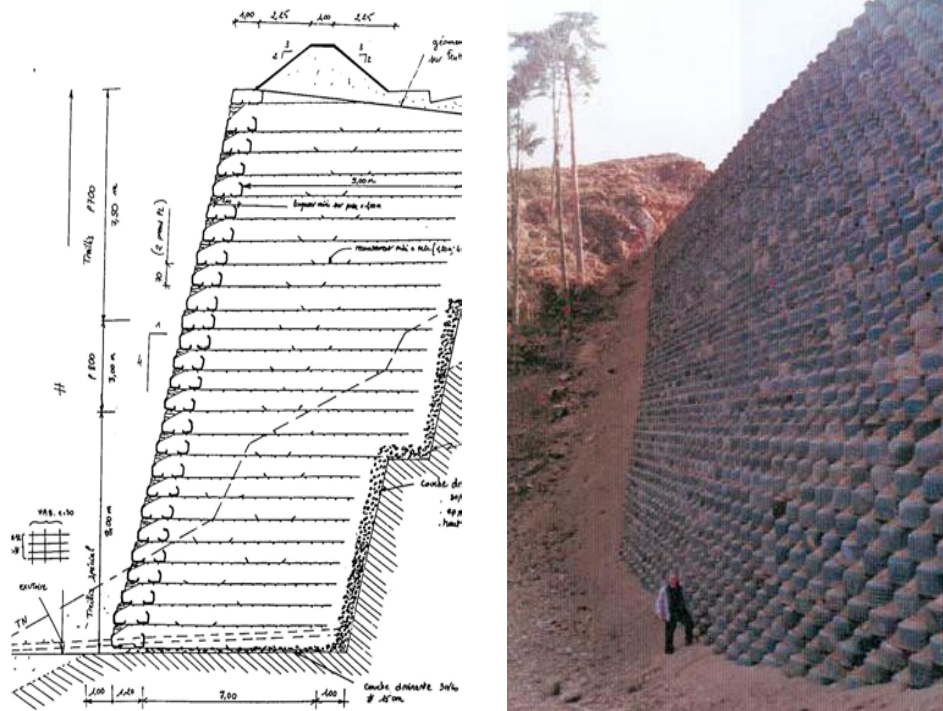


Figure (5.7) *Mur Armapneusol*

5.2.2 Poussée reprise par l'encastrement

Le mur cantilever en béton armé qui doté d'une base élargie et encastree à la partie supérieure du sol de fondation, fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides.

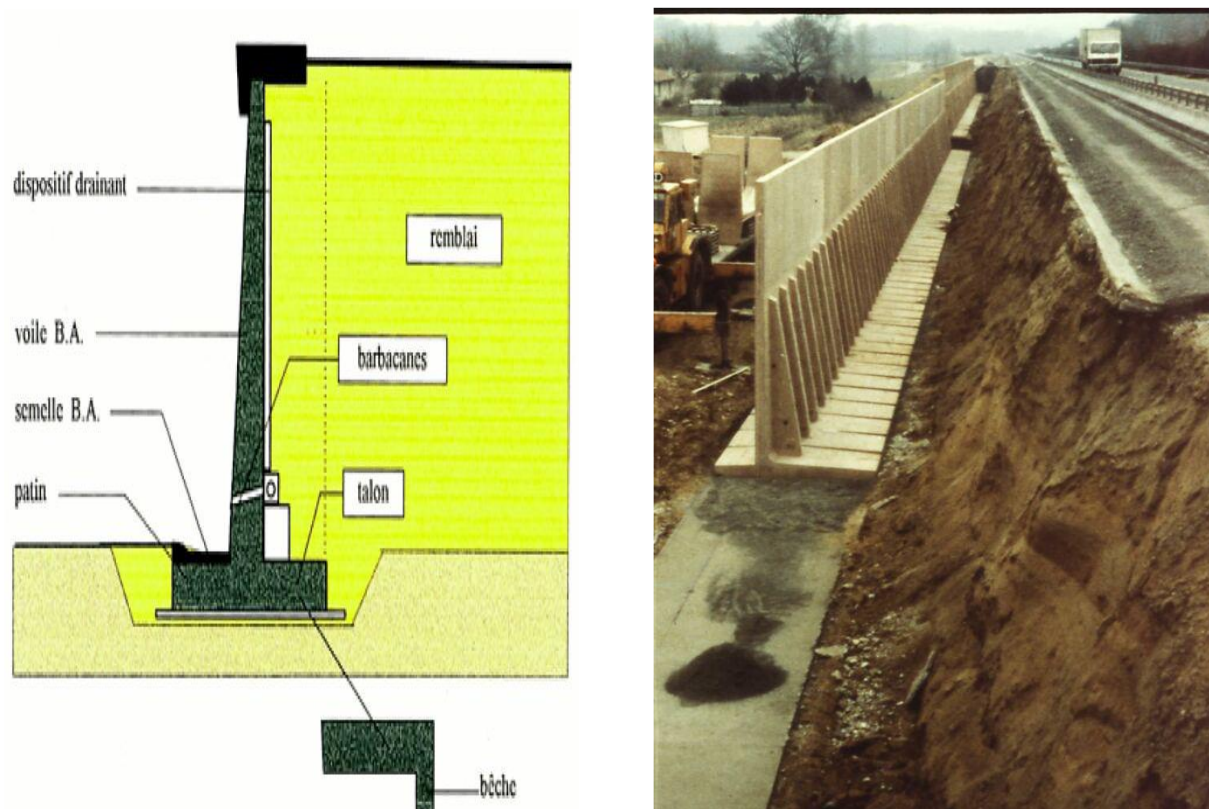


Figure (5.8) Un mur cantilever en béton armé

Les parois moulées, technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire.

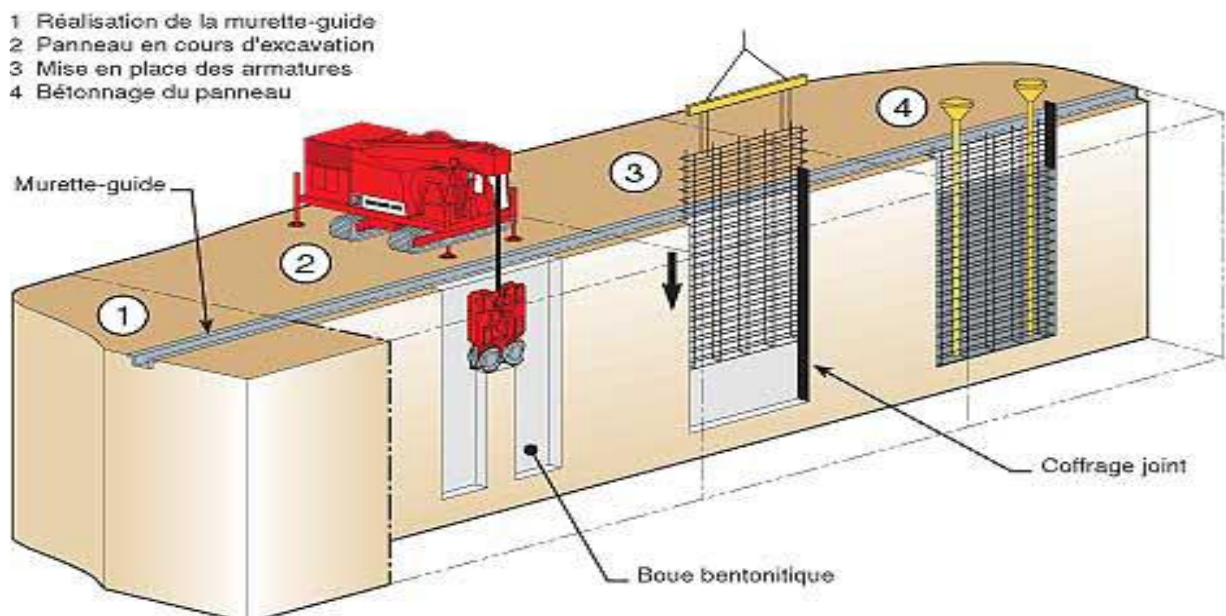




Figure (5.9) Exemple de paroi achevée, avec tirants

Les rideaux de palplanches sont des ouvrages de soutènement continus et relativement étanches, encastrés dans le sol de fondation et constitués de profilés métalliques assemblés par des serrures, pouvant être stabilisés par des butons ou des tirants d'ancrage.

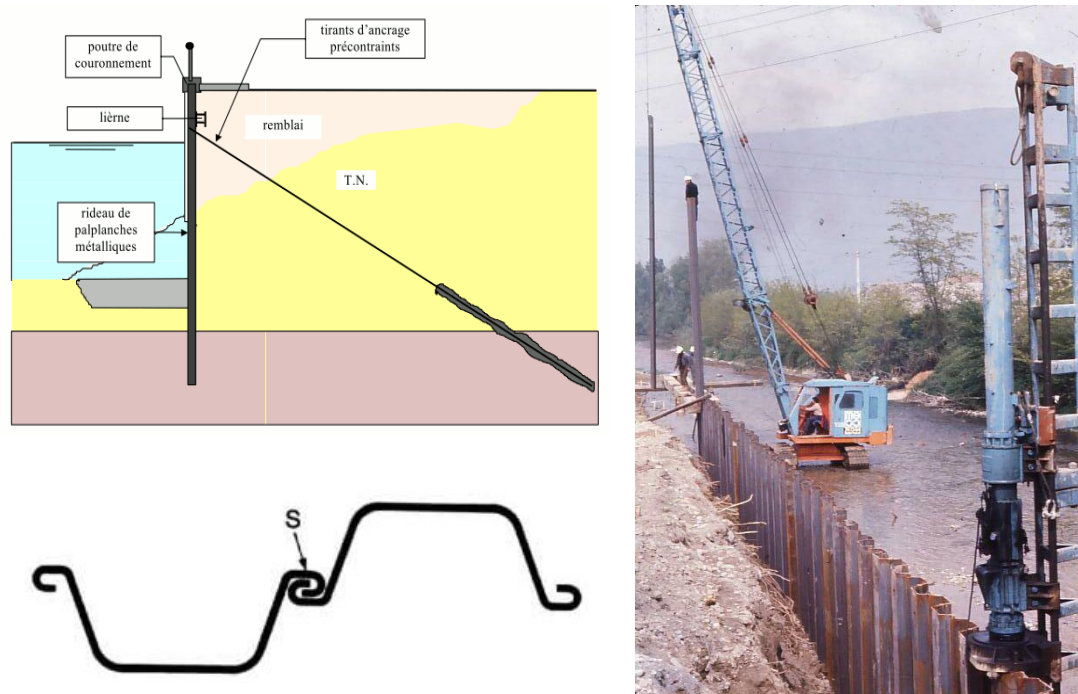


Figure (5.10) Rideaux de palplanches

5.2.3 Poussée reprise par des ancrages

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussée est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages. C'est le cas notamment des rideaux des parois moulées et des parois berlinoises. À la différence d'une paroi moulée, une paroi berlinoise est réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, on vient placer entre les poteaux des éléments de soutènement soit préfabriqués (poutres, plaques), soit coulés en place, et l'on reprend la poussée des terres par des ancrages précontraints fixés sur les poteaux.

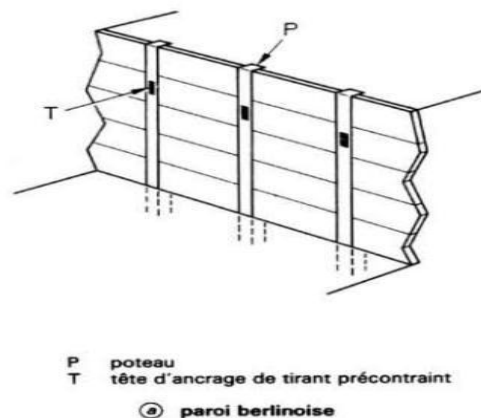


Figure (5.11) *Parois berlinoises*

Il existe également des techniques d'ouvrages en déblai où la poussée des terres est totalement reprise par des ancrages précontraints. C'est le cas des murs épinglés construits par excavations successives de 2m de hauteur environ, avec coulage d'éléments verticaux en béton armé et mise en place d'ancrages précontraints.

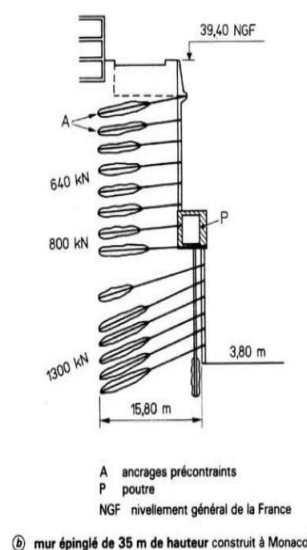
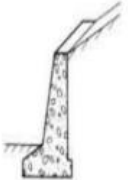
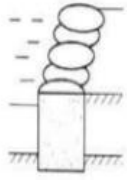
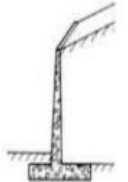
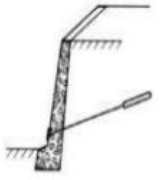
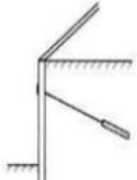
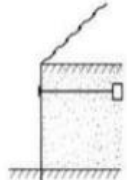


Figure (5.12) *Voiles de soutènement ancrés (Epinglé)*

Tableau (5.1) Classification des ouvrages de soutènements d'après le mode de reprise de la poussée.

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

5.3 Mode de rupture et stabilité des ouvrages de soutènement

L'étude d'un ouvrage de soutènement consiste à déterminer les éléments géométriques et structuraux afin qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient. La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec prise en compte de coefficients de sécurité. C'est le cas en particulier pour les ouvrages rigides (murs poids, murs en béton armé).

La capacité d'un mur de soutènement à reprendre les charges qui lui sont appliquées se décline sous deux aspects :

1. *La stabilité interne* : il faut vérifier la résistance propre du matériau constituant la structure du mur. La stabilité interne se vérifie par un calcul de béton armé.

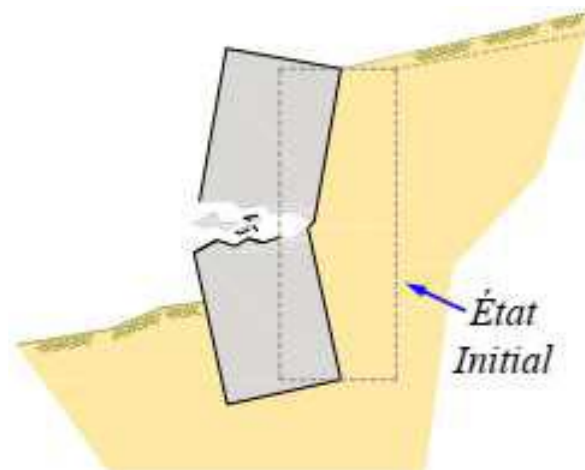


Figure (5.13) Stabilité Interne

2. *la stabilité externe* : un mur est stable si le terrain environnant est capable de maintenir celui-ci, compte tenu des charges qui lui sont appliquées. Les critères de stabilité du mur sont:

- le non glissement du mur ;
- le non renversement du mur ;
- le non poinçonnement du sol sous la fondation du mur.
- la stabilité d'ensemble (glissement de terrain – stabilité des pentes)

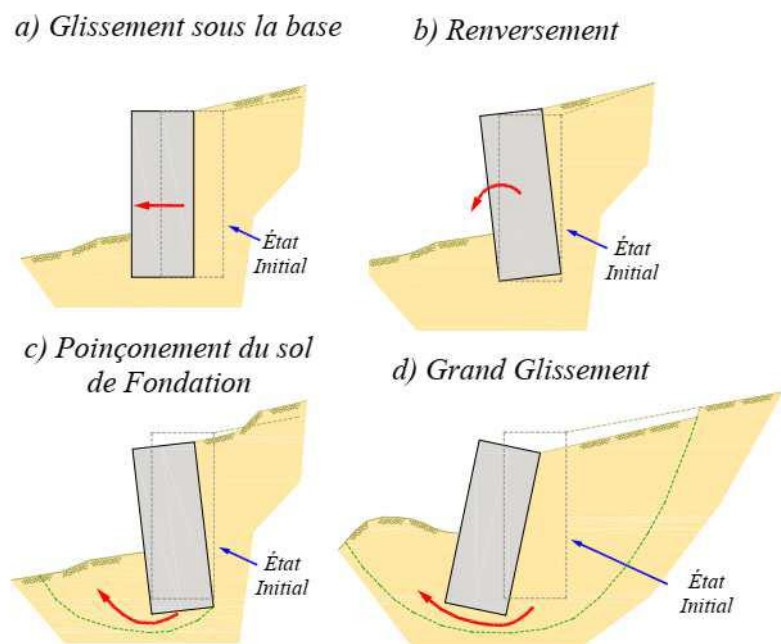


Figure (5.14) Stabilité Externe

Un mur de soutènement (exemple d'un mur poids) est soumis aux actions extérieures suivantes :

1. Son poids propre W généralement facile à déterminer,
2. La poussée : forces exercées par le sol soutenu sur le mur,
3. La butée : force exercées par le sol en aval du mur,
4. La réaction verticale du sol de fondation sur le mur,
5. La réaction horizontale du sol de fondation sur le mur, se traduisant pas un cisaillement à l'interface sol/mur.

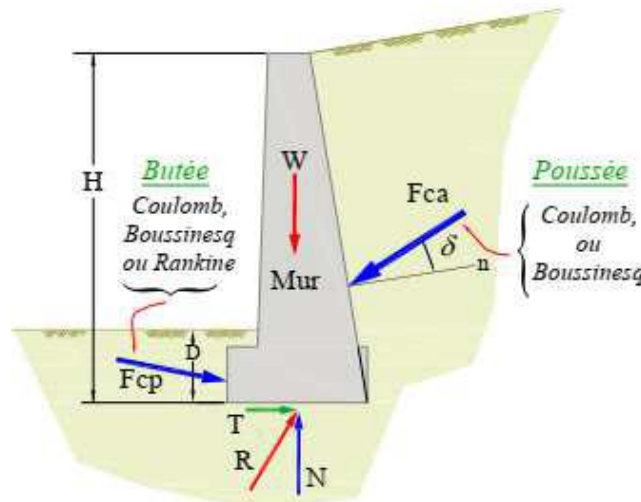


Figure (5.15) Modélisation du mur poids

5.3.1 Stabilité au glissement

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On vérifie que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices est supérieur à un coefficient de sécurité (F_{sg}). La nature du matériau en contact avec le sol aura une influence sur le glissement par l'intermédiaire de l'angle de frottement sol-mur (δ). la vérification de la résistance au glissement s'écrit :

$$F_{sg} \geq \frac{\sum F_v \times \tan \delta + C \times B}{\sum F_h}$$

$\delta = \frac{2}{3} \varphi$: Frottement sol/mur sous sa base ;

B : Largeur de la fondation.

En règle générale, on ne tient pas compte de la butée des terres qui s'exerce sur la partie frontale du mur. Il faut que : $F_{sg} = 1,5$

Si on prend en compte de la butée et la cohésion : $F_{sg} = 2$

5.3.2 Stabilité au renversement

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

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

- Des forces qui tendent à renverser le mur : principalement la force de poussée F_a et la force de pression interstitielle F_U ;
- Des forces qui tendent à le stabiliser : principalement le poids du mur W et la force de butée F_p .

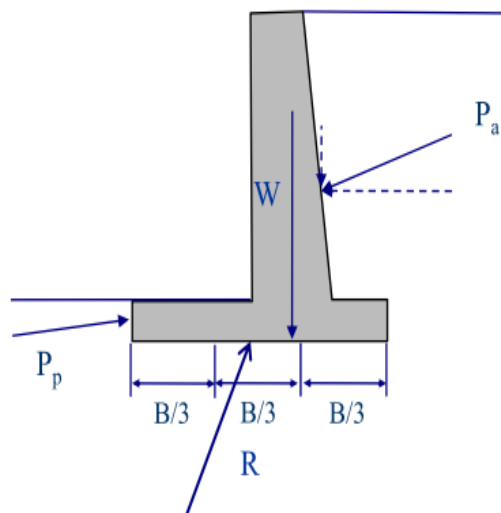
Si M_R et M_S sont les moments de ces forces autour de l'arête extérieure, on définit le coefficient de sécurité au renversement F_{sr} par le rapport de ces deux moments :

$$F_{sr} \geq \frac{M_S}{M_R}$$

$F_{sr} = 1.5 \rightarrow$ Si on néglige la force de butée ;

$F_{sr} = 2 \rightarrow$ Si on prend en compte la force butée.

On utilise aussi parfois la règle du tiers central, qui consiste à s'assurer que la réaction R sur la base passe dans le tiers central de la semelle de fondation. Cette règle équivaut à ce que, dans une distribution linéaire des contraintes verticales sous la semelle, aucune zone de cette semelle ne soit décomprimée.



Vis-à-vis de la sécurité au renversement, la règle du tiers central est plus sévère que la méthode du rapport des moments ; elle correspond à une valeur de R_R supérieure à 2 et voisine de 3 selon les cas. Lorsque le mur est fondé sur un terrain résistant, on peut admettre que la réaction sur la base soit en dehors du tiers central.

5.3.3 Stabilité au Poinçonnement

La stabilité au poinçonnement consiste à vérifier que l'on se trouve suffisamment loin des conditions de rupture du sol de fondation.

Dans son principe, sa justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol.

Il faut vérifier les contraintes appliquées par le mur par rapport à la capacité portante de sol de fondation :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} \times \left(1 + \frac{6e}{B}\right) < \sigma_{adm} \rightarrow \text{pour assurer la résistance de sol} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} \times \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \geq 0 \rightarrow \text{pour éviter le soulèvement de la semelle} \end{cases}$$

Pour que $\sigma_{min} \geq 0$, il faut que e soit situé au tiers médian de la semelle donc $e \leq \frac{B}{6}$:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_s - M_r}{\sum F_v}$$

e : l'excentricité ;

σ_{max} : la contrainte maximale ;

σ_{min} : la contrainte minimale ;

σ_{adm} : la contrainte admissible de sol.

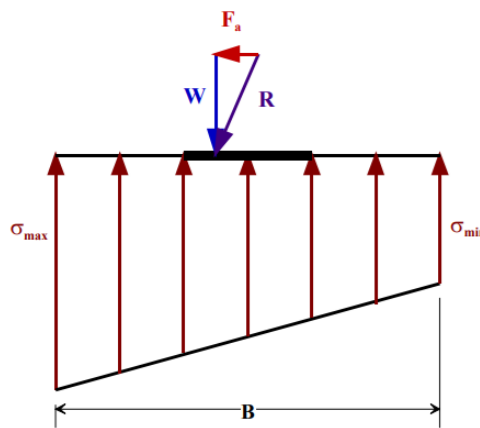


Figure (5.16) Répartition des contraintes normales sous la base de fondation

5.3.4 Justifications vis-à-vis de la Stabilité Globale

Cette vérification n'est pas spécifique aux murs de soutènement. Elle sera effectuée dans le cadre du calcul de stabilité des pentes. Généralement, cette justification est importante dans le cadre des travaux en montagne (Fig.15.8). On prendra, actuellement, un coefficient de sécurité de 1,5 sur $\tan \phi'$ et C' sans pondérer le poids des terrains.

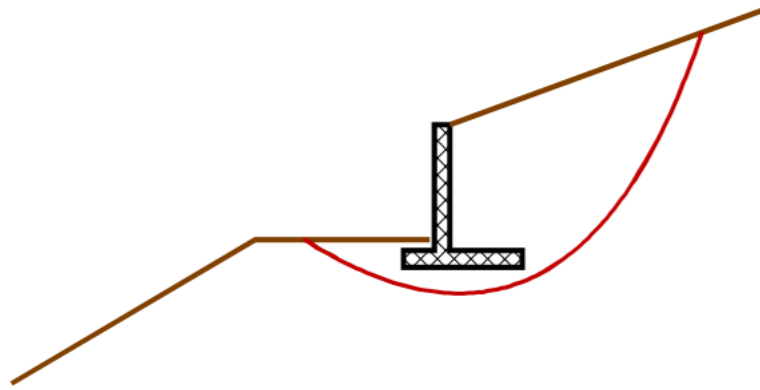
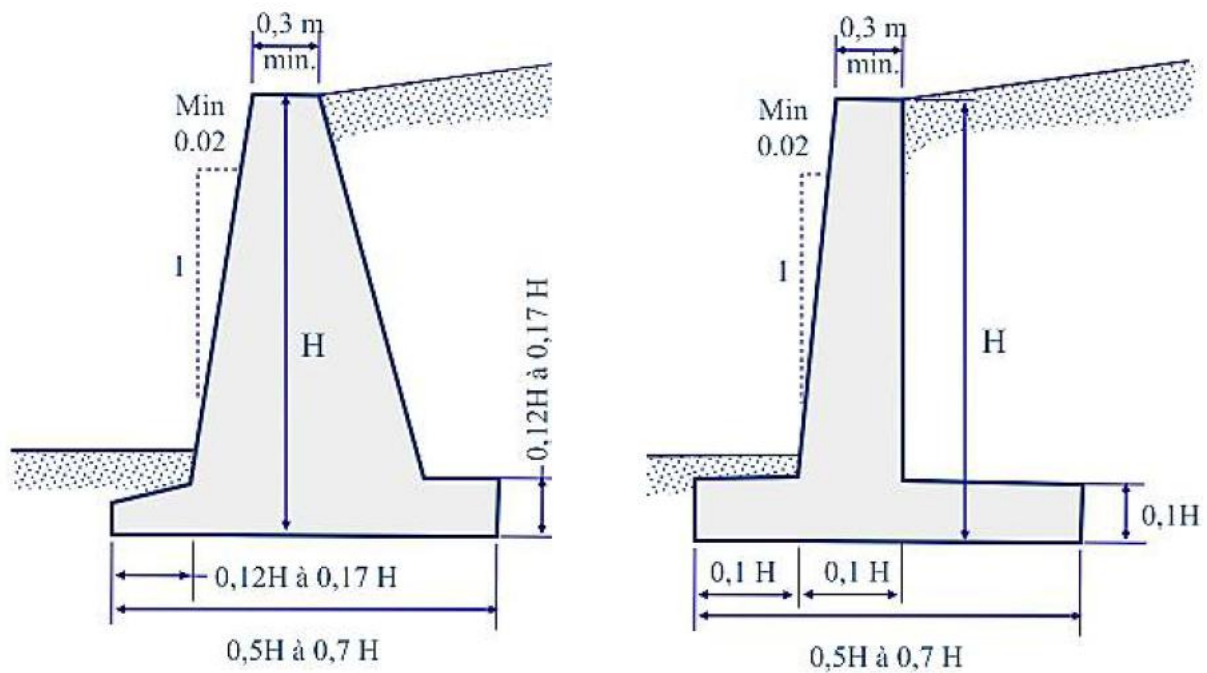


Figure (5.17) Exemple de vérification de la stabilité globale d'un mur dans une pente

5.4 Dimensionnement des murs de soutènement

Dimensionner un mur 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, la géométrie initiale d'un mur de soutènement peut être donnée par :



a- Mur poids ou gravitaire b- Mur cantilever T ou porte-à-faux

Figure (5.18) Dimensionnement d'un mur de soutènement

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'étude du comportement du sol et des interactions entre le terrain et les structures constitue un fondement indispensable pour toute démarche de conception et de réalisation en génie civil. Les propriétés naturelles des sols, leur hétérogénéité et leur complexité exigent une analyse rigoureuse et systématique afin de garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages.

Les fondations, qu'elles soient superficielles ou profondes, ainsi que les ouvrages destinés à contenir ou soutenir les terres, reposent sur la capacité du sol à transmettre et répartir les charges. La compréhension des mécanismes de tassement, de cisaillement et de poussée des sols permet d'anticiper les désordres, d'optimiser les choix techniques et de dimensionner les ouvrages conformément aux exigences normatives et sécuritaires.

Ce cours a pour objectif de fournir aux étudiants les bases théoriques et les outils d'analyse nécessaires pour appréhender ces problématiques, tout en développant la capacité à appliquer des solutions rationnelles et adaptées aux contraintes réelles du terrain. La maîtrise de ces concepts constitue un préalable essentiel à la réussite professionnelle dans le domaine des travaux publics et de la construction d'infrastructures durables.

En somme, la connaissance approfondie du sol et de ses interactions avec les ouvrages reste au cœur de la pratique du génie civil, et constitue un levier stratégique pour concevoir des infrastructures fiables, sûres et pérennes.

Bibliographie



Bibliographie

- [Berga, 2003] Berga Abdelmadjid «*Eléments de Mécanique des Sols*», Centre Universitaire de Béchar, 2003.
- [Braja, 2008] Braja M. Das «*Advanced Soil Mechanics*», Ed 3. London and New York U.S.A :Taylor & Francis, 2008. p. 567.
- [CEN, 2005] CEN. 2005, Eurocode 7 «*Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales*», 2005. p. 175. NF EN 1997-1 (P94-251-1).
- [Chen, 1988] Chen F.H «*Foundations on Expansive Soils*», New York : Elsevier Science Publishing Company Inc, 1988.
- [Chen, 1994] Chen Y.J, Kulhawy F.H «*Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shaft Under Axial and Lateral Loading*» Final Report, Project 1493-04, EPRI TR-104601, geotechnical Group, Cornell University, Ithacka : s.n., 1994.
- [Costet, 1975] Costet J, Sanglerat G, «*Cours pratique de mécanique des sol calcul des ouvrages*» 2. Paris : Dunod, Tome 2, 1975. p. 352.
- [Degoutte, ????] Degoutte G. Royet P «*Aide-mémoire de mécanique des sols*» s.l. : ecole nationale du génie rural des eaux et des forets ENGREF (document pédagogique).
- [Frank, 1999] Frank R. 1999 «*Calcul des fondations superficielles et profondes*», s.l. : Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées, 1999. p. 141.
- [Georges, 1987] G. Olivari, G. Sanglerat, B. Cambou. « *Problèmes pratiques de Mécanique des sols* ». Dunod, 1987.
- [Gérard, 1997] G. Phillipponat, B. Hubert. « *Fondations et ouvrages en terre* » Collection Blanche BTP », 1997.
- [Jean-Pierre, ????] Jean-Pierre MAGNAN «*Résistance au cisaillement*», s.l : Techniques de l'Ingénieur, traité Construction.
- [Martin, ????] Martin Cyr. «*Géotechnique II*». Toulouse : Institut National Des Sciences Appliquées (Insa).
- [Tlidji, 2021] Tlidji Youcef « *Fondaions et Ouvrages en Terre*», polycopie des cours, Université Ibn Khaldoun, Tiaret, 2021.