Sommaire

Introduction générale 1

Chapitre 01 :Etat de l'art sur les murs soutènement

1 Introduction 4
2 Historique 4
3 Principe du soutènement 5
4 Définition d'un ouvrage de soutènement. 6
5 Classification des ouvrages de soutènement 6
6 Types d'ouvrages de soutènement 7
6.1 Mur gravitaire (Mur poids) 8
6.1.1 Mur à caisson 8
6.1.2 Mur gravitaire en maçonnerie : 8
6.1.3 Mur gravitaire à redans : 9
6.2 Mur voiles (Murs Cantilevers ou Chaises) 9
6.2.1 Mur en T renversée 9
6.2.2 Mur à contreforts 10
7 Pré-dimensionnement d'un mur de soutènement 11
8 Etats d'équilibre limite 12
8.1 Etat des sols au repos 12
8.2 Etat de poussée 13
8.3 Etat de butée 14
8.4 Méthode de calcul des forces de poussée et de butée 16
9 Stabilité d'un ouvrage de soutènement 19
9.1 Stabilité interne 20
9.2 Stabilité externe 20
9.2.1 Stabilité au renversement 21
9.2.2 Stabilité au glissement 22
9.2.3 Stabilité au poinçonnement du sol de fondation 23
9.2.4 La stabilité au tassement 24
9.2.5 Stabilité au grand glissement 26
10 Évaluation de stabilité d'un mur de soutènement 28
11 Conclusion 29

Chapitre 02: Reconnaissance géotechnique du site d'étude

1 Introduction 32

2 Présentation du site d'étude 32

2.1 Contexte géologique 32

2.2. Reconnaissance des sols 33

3 Présentation des essais géotechniques 35

3.1 Définition des paramètres d'état 35

3.2 Analyse granulométrique 36

3.3 Limites d'Atterberg 38

3.4 Tenure en carbonates ($CaCO_3$) 42

4 Présentation des essais mécaniques 43

4.1 Essai de compressibilité (odomètre) 43

4.2 Cisaillement direct 45

5 Présentation des essais in-situ 47

5.1 Essai de pénétration dynamique 47

6 Conclusion 48

Chapitre 03: Dimensionnement et Stabilité du mur

1 Introduction 51

2 Caractéristiques des matériaux 51

2.1 Le béton 51

2.2 L'acier 53

3 Capacité portante de sol de fondation 55

4 Le pré-dimensionnement 56

5 Détermination des pressions des terres sur le mur 58

6 Stabilité du mur 62

6.1 Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement 62

6.2 Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement 62

6.3 Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement du sol de fondation 63

7 Ferraillage 64

7.1 Ferraillage de la semelle 65

7.2 Ferraillage du voile 66

8 Conclusion 70

Chapitre 04: Les fondations

1 Introduction 72

2 Définition 72

3 Type des fondations 72

3.1 Fondation superficielle 73

3.1.1 Classification des fondations superficielles 73

3.2 Fondation profonde 74

3.2.1 Classification des fondations profondes 74

4 Principe et justification d'une fondation superficielle 76

5 Capacité portante des fondations superficielles 78

5.1 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire 78

5.2 Calcul de la capacité portante à partir des essais in situ 79

5.2.1 Méthode pressiométrique 79

5.2.2 Méthode pénétrodynamique 80

5.2.3 Méthode pénétrostatique 81

6 Tassement des fondations superficielles 81

6.1 La méthode pressiométrique 82

6.2 Méthode de l'essai SPT de Burland et Burbridge (1984) 85

7 Tassement pour les semelles continues 86

7.1 Semelle soumis à un effort normal centré 86

7.2 Semelle soumise à un effort normal et un moment fléchissant 90

8 Modélisation par le logiciel SAP2000 92

8.1 Présentation du logiciel SAP2000 92

8.2 Modélisation du mur cantilever par SAP2000 93

8.3 Calcul du ferraillage du voile avec flexion composé 97

9 Conclusion 103

Conclusion générale 104

Liste des symboles

γ Poids volumique du sol de remblai.

φ Angle de frottement interne.

H Hauteur total de mur de soutènement

β Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.

K coefficient de la pression de terre.

σ_h contrainte horizontal

σ_v contrainte vertical

σ'_h contrainte horizontal effective

σ'_v contrainte vertical effective

K_0 coefficient de la pression de terre au repos

φ' Angle de frottement interne effective

υ coefficient de poisson

K_a coefficient de pressions des terres actif

Coefficient de poussée

K_p coefficient de pressions des terres passive

Coefficient de butée

σ'_{ha} contrainte horizontal effective actif

σ'_{hp} contrainte vertical effective passive

C cohésion

FR Coefficient de sécurité au renversement.

Fg Coefficient de sécurité au renversement.

Fs Coefficient de sécurité

Mr Moment renversant.

Ms Moment stabilisant.

d Excentricité de la force par rapport au point O.

e Excentricité de la force par rapport au centre de la largeur de semelle.

Indic de vide

e' Excentricité de la force par rapport au centre de la longueur de semelle.

B Section de la semelle

B' Section de la semelle.

M0 Moment résultant.

σ_{adm} Contrainte admissible.

σ_{max} Contrainte maximale

σ_{min} Contrainte minimale

N force verticel

E’ module d’élasticité

I le coefficient d’influence

σ'_0 Contrainte verticale prise au milieu de la couche

e_0 indic de vide initial

Cc indic de compressibilité

Cg indic de gonflement

σ'_p pression de pré consolidation

c'_i et φ'_i : Les caractéristiques mécaniques de la couche.

b La largeur des tranches.

m Le nombre total de tranches.

n La tranche.

α : L’angle orienté.

WT : Le poids total du mur.

W1 : Le poids du voile.

W2 : Le poids de la semelle.

Ka : Coefficient de poussée.

π : 3.14

Angle de frottement.

H : Hauteur du voile.

Q : La surcharge.

F1 : La force de poussée.

S : La surcharge sur le talon.

R : La charge du remblai sur le talon.

Moment réduit.

A : Longueur du patin.

C : Épaisseur du voile.

D : La longueur de la console.

d : Le bras de levier.

M : Moment.

As : Section de ferraillage.

Amin : Section de ferraillage minimal.

Résistance à la traction a 28 jours.

X1 : Points d'application par rapport à la base.

Fe : Résistance élastique de l'acier.

A1 : Section du ferraillage du voile.

A3 : Section du ferraillage du talon.

A1s : Section du ferraillage du talon.

At : Epaisseur du voile en tête.

Ab : Epaisseur du voile en pied.

fc28 : Résistance à la compression a 28 jours.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1:Des murs massif constitués en maçonnerie de blocs de pierre 4
Figure 1.2:Nomenclature des termes usuels d'un mur de soutènement 6
Figure 1.3:Mur gravitaire à caisson 8
Figure 1.4:Mur gravitaire en maçonnerie.....8
Figure 1.5:Mur gravitaire à redans 9
Figure 1.6:Mur en T renversé classique 9
Figure 1.7:Mur à contreforts 10
Figure 1.8:Diverses positions des bêches.....11
Figure 1.9:Pré-dimensionnement d'un mur de soutènement type Cantilever 11
Figure 1.10:Sollicitations exercées sur un mur de soutènement.....12
Figure 1.11:Etat initial de sol au repos (état d'équilibre surabondant).....13
Figure 1.12:Evolution de l'état de contrainte lors du développement de poussée (Etat d'équilibre limite inférieur).....14
Figure 1.13:Evolution de l'état de contrainte lors du développement de butée (état d'équilibre limite supérieur) 15
Figure 1.14:Déplacement nécessaire à la mobilisation des états limite de poussée et butée. 15
Figure 1.15:Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la poussée et de la butée.....16
Figure 1.16:Exemple d'une force de poussée exercée par un massif pulvérulent à surface horizontale. 17
Figure 1.17:Force de poussée exercée par un massif pulvérulent à surface inclinée 18
Figure 1.18:Cercles de Mohr de poussée et butée pour un sol cohérent et frottant. 18
Figure 1.19:Modes de rupture d'un ouvrage de soutènement 20
Figure 1.20:Rupture interne d'un mur de soutènement.....20
Figure 1.21:Stabilité externe d'un mur de soutènement 21
Figure 1.22:Instabilité externe d'un mur par renversement 22
Figure 1.23:Instabilité externe d'un mur par glissement.....22
Figure 1.24:Instabilité externe d'un mur par poinçonnement du sol de fondation 23
Figure 1.25:Courbe de compréssibilité idéalisée 25
Figure 1.26:Rupture par grand glissement 26
Figure 1.27: Découpage en tranches d'un talus et représentation des forces agissant sur une tranche ..27
Figure 1.28:Démarche suivie pour l'étude de la stabilité d'un mur de soutènement [11]. 29

Figure 2.1 : L'emplacement du mur de soutènement prise par Google earth……. 32
Figure 2.2 : Extrait : Extrait de carte géologique de Tlemcen avec positionnement de la zone d'étude (Echelle 1/200 000e)…… 33
Figure 2.3: Plan schématique du projet…… ……34
Figure 2.4: Profil géologique du sondage S1……. 35
Figure 2.5 : Essais de l'analyse granulométrique. ……..37
Figure 2.6: Analyse granulométrique du sol étudié. ……..38
Figure 2.7: Essais aux limites d'Atterberg. ……40
Figure 2.8: Classification LCPC des sols. ……..41
Figure 2.9 : Essai du calcimètre pour la teneur en carbonates. ……42
Figure 2.10: Essai de compressibilité à l'oedomètre. ……43
Figure 2.11 : Courbe de compressibilité à l'oedomètre du sol étudié.……44

rapport-gratuit.com

Figure 2.12: Cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande. ……46
Figure 2.13: Courbes de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande pour le sol étudié. ……..46
Figure 2.14 : Essai de pénétration dynamique. ……47
Figure 2.15: Courbes de l'essai de pénétration dynamique pour le site étudié. ……48

Figure 3.1: Diagramme (σ-ε) du béton……. 53
Figure 3.2: Diagramme contraintes-déformations de l'acier. ……55
Figure 3.3: Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé. ……57
Figure 3.4:Pré-dimensionnement du mur de soutènement étudié. ……58
Figure 3.5:Répartition des forces horizontales agissant sur le mur de soutènement. ……64
Figure 3.6:Ferraillage du mur de soutènement ……...69

Figure 4.1:Fondations superficielle et profonde. 72
Figure 4.2:Fondation superficielle. 73
Figure 4.3:Différents types de fondations superficielles. 74
Figure 4.4:Pieu battu. 75
Figure 4.5:Pieu vibro-foncé. 75
Figure 4.6:Pieu moulé. 76
Figure 4.7:Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle. 77
Figure 4.8:Courbe de tassement. 77
Figure 4.9:Résistance équivalent nette de zone utile DTU-13.12.....80
Figure 4.10:Domaines déviatorique et sphérique. 82
Figure 4.11:Modules pressiométriques à considérer.....84
Figure 4.12:Calcul du tassement selon la méthode de Burland-Burbridge (cas H > Zi).....86
Figure 4.13:Dimensionnement d'une semelle continue. 87
Figure 4.14:Éléments de ferraillage d'une semelle continue.....89
Figure 15:Disposition des barres. 90
Figure 4.16:Répartition trapézoïdale des contraintes. 90
Figure 4.17:Choix de la géométrie du modèle.....93
Figure 4.18:Vue en 3D du mur cantilever modélisé par le logiciel SAP2000.....94
Figure 4.19:Spécification des propriétés matérielles du mur d'étude……95

Figure 4.20:Modélisation du chargement appliqué sur le mur d'étude……..96

Figure 4.21:Définition des condition aux limite sur le mur cantilever……..96

Figure 4.22:Distribution du champ des contraintes et déformée de la structure du mur cantilever…...97

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1:Classification des ouvrages de soutènement selon le mode de reprise de la poussée. 7
Tableau 1.2:Formules de répartition des contraintes et des forces. 19
Tableau 1.3:Coefficient d'influence par rapport la forme de la semelle. 24

Tableau 2.1: Les résultats des paramètres d'états du site étudié. 36
Tableau 2.2 : Distribution granulométrique du sol d'étude. 38
Tableau 2.3: Classification d'un sol fin selon son indice de plasticité. 40
Tableau 2.4: Classification des sols selon la teneur en calcaire CaCO3. 43
Tableau 2.5: Classification des sols selon leurs compressibilités. 44
Tableau 2.6: Résultats de l'essai de pénétration dynamique pour le site étudié. 48

Tableau 3.1: Les caractéristiques mécaniques des aciers 54
Tableau 3.2: Pré-dimensionnement du mur.....57
Tableau 3.3: Récapitulatif des forces et moments agissant sur le mur cantilever étudié. 61
Tableau 3.4: Pré-dimensionnement et vérification de la stabilité du mur pour des hauteurs variables. 64
Tableau 3.5: Récapitulatif du ferraillage des éléments du mur de soutènement. 69
Tableau 3.6: Ferraillage du mur d'étude avec des hauteurs de soutènement variables. 70

Tableau 4.1:Valeurs du facteur de portance Kp. 79
Tableau 4.2:Variation des coefficients de forme avec les dimensions de la fondation. 83
Tableau 4.3:Variation du coefficient de α en fonction de l'état de consolidation du sol. 83
Tableau 4.4: Les résultat de model a l'ELU et l'ELS. 97
Tableau 4.5:Récapitulatif du calcul manuel et numérique du ferraillage pour le mur cantilever……102

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Introduction générale

Dans le contexte du développement économique et humain, l'Algérie a connue une augmentation considérable de la population. Cette augmentation a engendré une insuffisance du logement sociaux, ainsi que ses installations (routes, écoles, etc.). Pour y remédier, on est amené à construire des cités, des complexes résidentiels et aussi élargir le réseau routier en construisant des trémies, des ponts, des tunnels, etc. Ces ouvrages sont le plus souvent accompagnés d'ouvrages annexes qui assurent le bon fonctionnement de ces derniers. Parmi ces ouvrages, on trouve les ouvrages de soutènement.

Les ouvrages de soutènement sont des structures destinées à retenir des matériaux qui peuvent être soit des sols naturels, soit des matériaux d'origine industrielle, et dans certains cas particuliers des matériaux allégés. Ces ouvrages se partagent la même caractéristique d'être influencés par les effets de la pression des terres exercée par les massifs de remblais soutenus.

Les méthodes les plus utilisées pour la conception des structures de soutènement sont basées sur l'équilibre des forces où la prédiction des forces réelles des murs de soutènement ainsi que les déformations est un problème compliqué avec en complément aussi l'interaction sol-structure. Les déformations sont rarement prises en compte explicitement dans la conception, l'approche classique consiste à estimer les forces agissant sur un mur et puis à la conception de ce mur pour résister à ces forces avec des facteurs de sécurité suffisamment élevés pour produire acceptablement des petites déformations. Donc aux ingénieurs d'études de bien dimensionner ces ouvrages en tenant compte tous les paramètres qui s'imposent aux calculs.

Notre travail consiste en une analyse de la stabilité globale d'un mur cantilever en béton armé. Cet ouvrage est situé près des 160 logements, à côté de la cité Omar à la daïra de Maghnia (wilaya de Tlemcen), avec un objectif de soutenir les terres qui se trouvent en amont pour éviter d'un côté le glissement du terrain vers les logements et d'un autre côté assurer la stabilité de l'école.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Organisation du mémoire :

Notre mémoire est composé de quatre chapitres:

Chapitre I : Etat de l'art sur les murs de soutènement **:** Dans ce chapitre on évoque une présentation globale des murs de soutènement ainsi que leurs diverses modes d'instabilités.

Chapitre II : Reconnaissance géotechnique du site d'étude : Ce chapitre est constitué de la présentation du site d'étude ainsi que les différents essais, physique, mécanique et in-situ réalisés.

Chapitre III : Dimensionnement du mur de soutènement : C'est un chapitre consacré aux calculs du pré-dimensionnement et du ferraillage.

Chapitre VI : Les fondations du mur de soutènement : Ce chapitre montre en détails le type de fondation choisi ainsi que le calcul numérique du ferraillage adéquat.

.

Chapitre 01 :

Etat de l’art sur les murs soutènement

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 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.

Ce premier chapitre est consacré à l’étude bibliographique, dans laquelle nous allons présenter quelques notions très importantes ont ce qui concerne la stabilité des murs de soutènement, les différents types d’ouvrages de soutènement et comment pré-dimensionner ces derniers.

2 Historique

Les premiers murs de soutènement ont été réalisés pour la fabrication de terrasses sur des terrains pierreux en pente pour un usage agricole, terrasses bordées de murs bas en pierres crues (pierres brutes mises sur assise sans mortier et en opus peu élaboré) récupérées par l'érosion des sols : ces murs sont édifiés pour combattre celle-ci (par exemple en Ardèche)(1).

Puis on trouve la construction de terrasses recevant des édifices imposants. Ces murs furent dès l'antiquité des murs massifs constitués en maçonnerie soignée de blocs de pierre (dont l'exemple évocateur est celui des temples en gradins Incas)

Figure **1.1**:Des murs massif constitués en maçonnerie de blocs de pierre

Dans sa version initiale de l'époque moderne, le mur poids en béton qui succéda au milieu du XXe siècle à la maçonnerie par appareillage du génie civil, se compose d'un voile (mur mince) et d'une semelle. Cette semelle varie en largeur suivant plusieurs facteurs dont la surcharge sur la partie supérieure, le poids volumique et la qualité des sols de fondation, la pente de talus naturel du matériau retenu par le mur.

Depuis quelques décennies, les parois préfabriquées se sont largement substituées aux murs en béton coulé sur place et aux murs en maçonnerie appareillée, parce qu'elles sont meilleur marché, plus rapides et plus faciles à mettre en œuvre, et plus favorables à l'environnement [1].

3 Principe du soutènement

Tous les ouvrages de soutènement quel que soit leurs types doivent avoir une estimation stricte de la poussée des terres ou du matériau retenu par cette paroi. Dans leur état naturel, les terres tendent à se conformer en un tas pyramidal conique à la façon d'un tas de sable présentant une pente de talus naturel. L'interposition d'un écran de soutènement dans un massif de terre se substitue à la partie manquante à la base et reçoit une partie du poids des terres restantes en une composante biaisée de poussée qui tend à faire basculer et en même temps glisser le mur de soutènement disposé. Pour combattre cette poussée des terres, le mur peut être constitué de différentes façons :

- Opposer un poids supérieur à la partie remplacée pour un effet de contre-balancement de la poussée : comme les murs poids ;
- Etre ancré dans un corps mort ou ancré plus loin dans le sol à proximité qui ne fait pas partie de l'ensemble susceptible de glissement ou a une meilleure composition afin que la poussée soit contenue, éviter le glissement et annuler le basculement: tel que les parois ancrées ;
- Résister au basculement par une semelle encastrée sous les terres, semelle de surface de base en rapport avec la hauteur fournissant le moment de renversement : murs Cantilever (en L) ;
- Diminuer la poussée par un épaulement des terres retenues entre deux contreforts : murs à redans ;

Tous les murs de soutènement, doivent en principe être drainés, car la pression de l'eau retenue derrière un mur sans interstices d'évacuation augmente la poussée sur l'ouvrage et modifie la "consistance" du matériau en le fluidifiant ce qui exerce une transmission de

poussée d'une partie plus grande, la friction (phénomène de s'agripper) en résistance au glissement ayant partiellement disparu, la pente naturelle du tas diminue. [1] [18].

4 Définition d'un ouvrage de soutènement

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'instabilité d'un talus raide en vue d'équilibrer les efforts horizontaux agissants. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art. II existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement : ceux composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation et ceux composés d'une paroi (palplanches) [2].

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles (Figure1.2) : un fut, paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage [3].

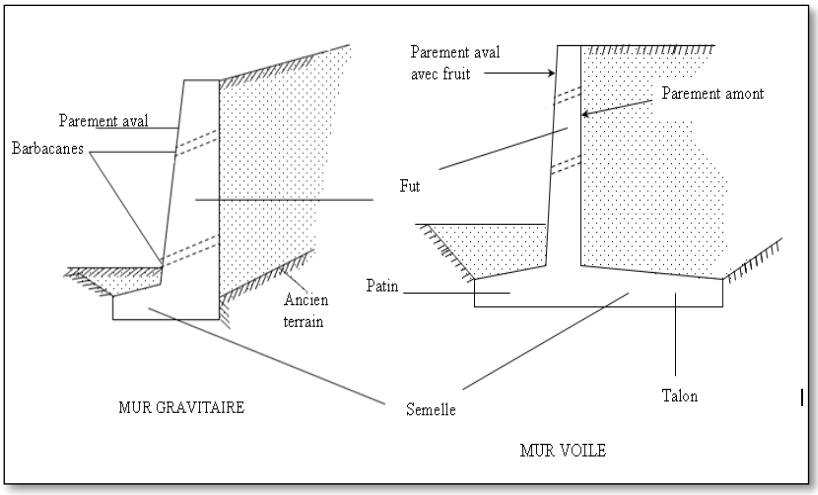


Figure **1.2**:Nomenclature des termes usuels d'un mur de soutènement

5 Classification des ouvrages de soutènement

Tous les ouvrages de soutènement ont en commun la force de poussée exercée par le massif du sol retenu. Cet effort peut être repris par diverses manières où trois modes principaux peuvent être distingués (Tableau 1.1) :

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

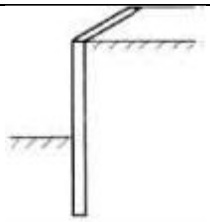
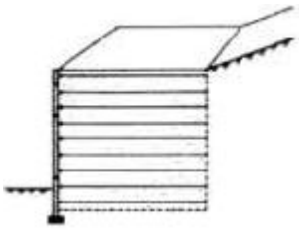
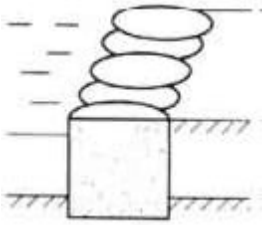
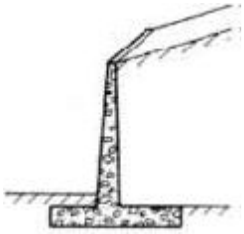
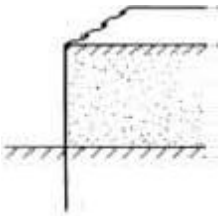
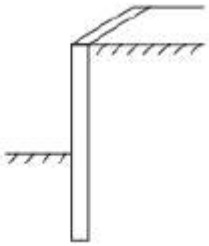
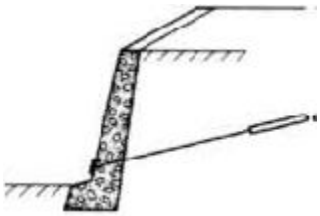
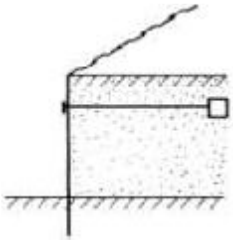
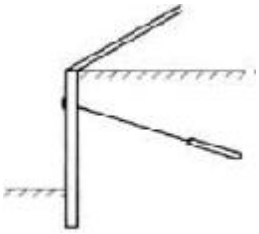
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Reprise de la poussée d'un ouvrage de soutènement par son poids propre	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en terre armé	 Ouvrage cellulaire
Reprise de la poussée d'un ouvrage de soutènement par son encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Rideau palplanche	 Parois moulée
Reprise de la poussée d'un ouvrage de soutènement par son ancrage	 Mur en béton ancrée	 Rideau ancré	 Parois moulée ancrée

Tableau **1.1:**Classification des ouvrages de soutènement selon le mode de reprise de la poussée.

6 Types d'ouvrages de soutènement

Le classement des ouvrages de soutènement est relié avec leur morphologie, matériaux de construction, leur rigidité et l'interaction sol-structure, leur mode de fonctionnement et aux systèmes de réalisation (déblais, remblais, excavation), leur domaine d'emplois spécifique (urbain, montagne, aquatique), etc. On distingue alors deux grandes familles d'ouvrages de soutènement : les murs gravitaires (ou murs poids) et les murs voiles (ou murs cantilevers ou chaises).

6.1 Mur gravitaire (Mur poids) :

Le mur poids consiste le système de soutènement le plus ancien. La stabilité de l'ouvrage est assurée par son poids propre à la majeure partie de la poussée de terre. Ces murs sont massifs et réalisés en béton non armé ou en maçonnerie épaisse de pierres ou de brique. On distingue trois principales catégories :

6.1.1 Mur à caisson :

Les murs à caisson sont constitués par un assemblage de boite alignées et superposée (Figure 1.3). Chaque boite est remplie de sol (pierres ou un autre matériau de masse volumique élevée). La stabilité du mur est assurée par la largeur du caisson et par le matériau de remplissage.

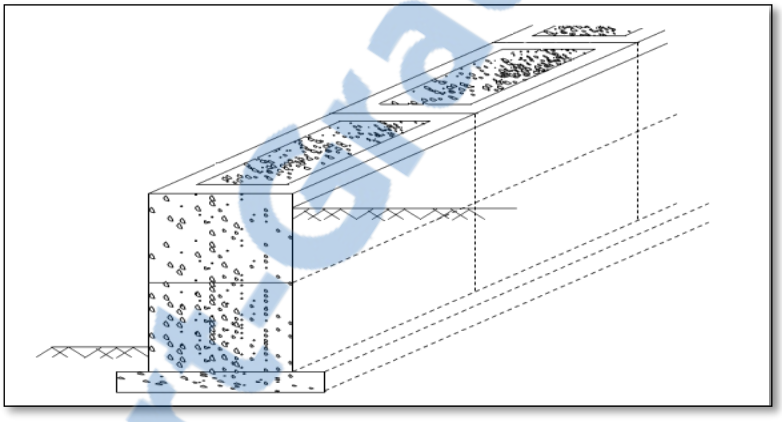


Figure **1.3**:Mur gravitaire à caisson

6.1.2 Mur gravitaire en maçonnerie :

C'est un mur constitué de pierres, ou moellons, ou de briques jointoyées (Figure 1.4).

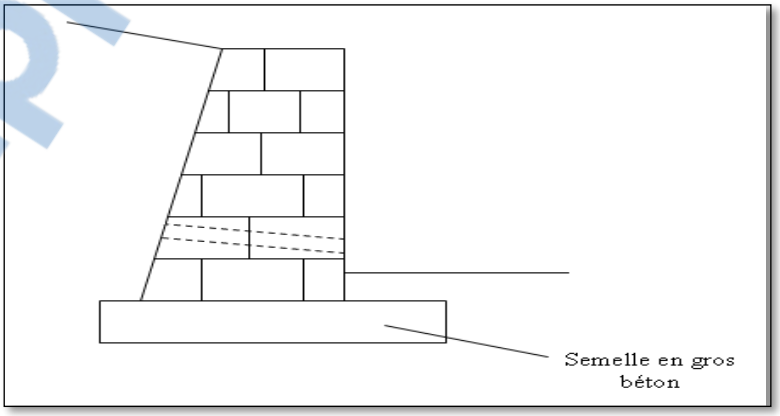


Figure **1.4**:Mur gravitaire en maçonnerie

Rapport-gratuit.com

6.1.3 Mur gravitaire à redans :

C'est un mur constitué d'un parement arrière en série de redans (Figure 1.5), où on assimile dans l'étude de la stabilité de ce type de mur, cette série de redans à un parement rectiligne et on supposera que le poids des terres n'est pas significativement différent de celui du béton du mur dans les zones triangulaires délimitées.

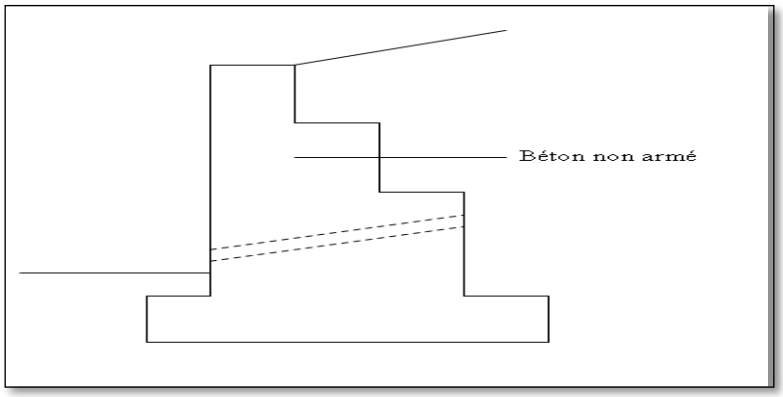


Figure **1.5**:Mur gravitaire à redans

6.2 Mur voiles (Murs Cantilevers ou Chaises)

Ce sont des ouvrages utilisant comme élément de stabilisation le poids des terres soutenues par l'intermédiaire de leur semelle de fondation. De tels murs sont réalisés en voiles minces de béton armé (d'où leur nom) et peuvent avoir des formes plus ou moins compliquées. Les semelles de tels murs comportent un patin et un talon avec parfois une bêche à l'arrière. Leur fut comporte parfois une chaise de lestage. On rencontre également des murs voiles à contreforts avec radier de lestage [3]. Quelques exemples sur des murs-voiles :

6.2.1 Mur en T renversée

Le mur en **T** renversé est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Ce mur se compose d'un voile mince encastré sur une semelle qui supporte une partie de remblai, ce qui améliore la stabilité de l'ensemble (Figure 1.6).

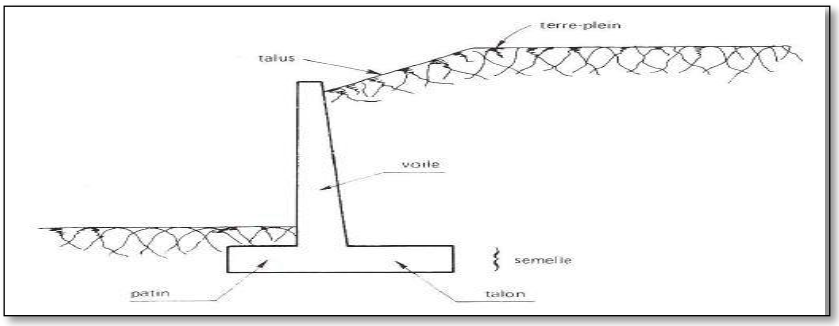


Figure **1.6**:Mur en T renversé classique

6.2.2 Mur à contreforts

Les contreforts agissants en tant que raidisseur de voile du mur. Ils sont employés pour des murs qui ont une longueur ou une hauteur considérable. Ils sont placés à distance égale les uns des autres et aussi peuvent être placés du coté du talus que de l'autre (Figure 1.7).

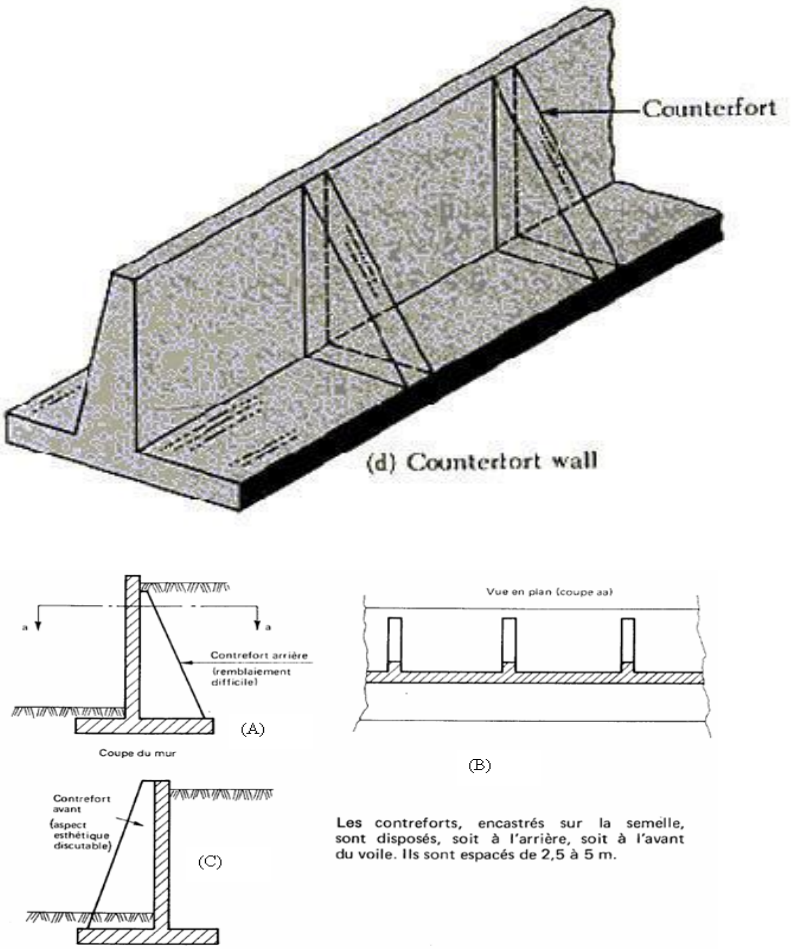


Figure **1.7**:Mur à contreforts

Les bêches

Une bêche peut être nécessaire pour la stabilité au glissement du mur, elle est toujours coulée en pleine fouille sans coffrage. Elle peut être disposée soit à l'avant de la semelle (Figure 1.8a) (mais il y a un risque de décompression), soit à l'arrière de la semelle (Figure 1.8b), soit parfois en prolongement du voile (Figure 1.8c).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

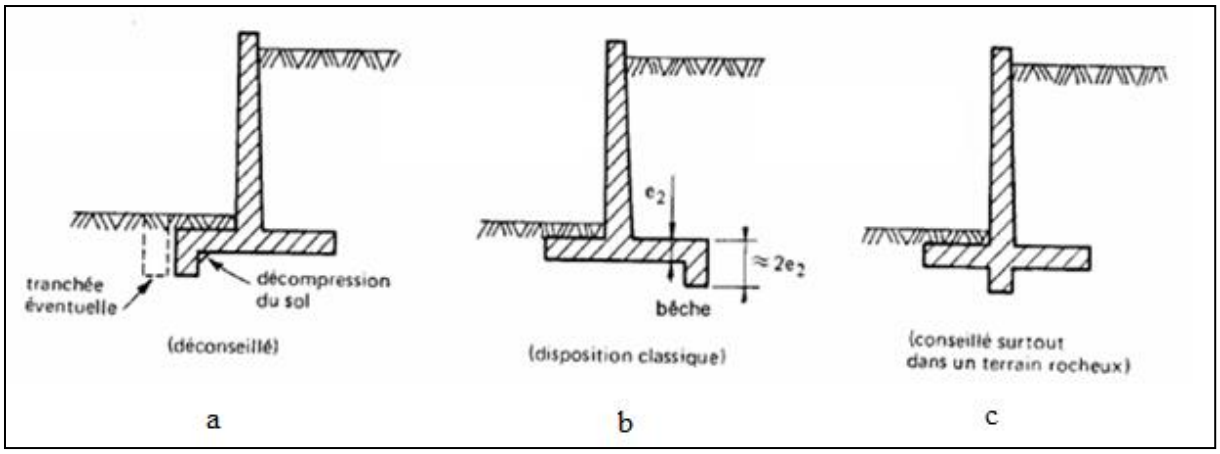


Figure **1.8**:Diverses positions des bêches

7 Pré-dimensionnement d'un mur de soutènement

Un mur de soutènement est pré-dimensionné avant la vérification de stabilité vis-à-vis des différents mécanismes de ruine. Pour avoir un bon résultat, Il est important de pré-dimensionner de la façon la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur cantilever tel que représenté sur la figure 1.9 suivante :

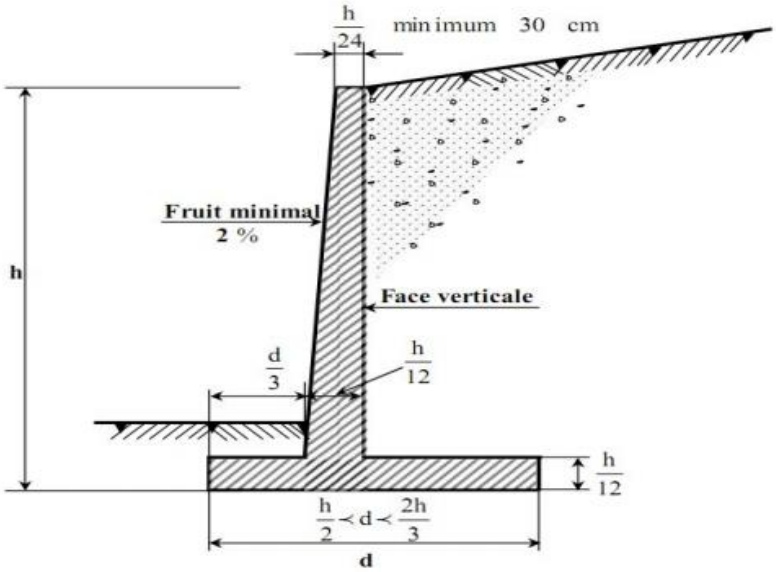


Figure **1.9**:Pré-dimensionnement d'un mur de soutènement type Cantilever

Il est prudent de majorer de 15% la largeur de la semelle ainsi déterminé, car elle ne permet pas de satisfaire les vérifications de la stabilité externe [3].

8 Etats d'équilibre limite

En dehors des forces de pesanteur qui sont représentées par le poids de l'ouvrage (**W**), s'exercent aussi sur les faces du mur, en contact avec le sol, trois forces dont la connaissance est du ressort de la mécanique des sols (Figure 1.10) :

❖ Sur la face arrière du mur (amont), 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 **Fa**, l'indice a précisant qu'il s'agit d'une force active.

❖ Sur la face avale du mur, dont la partie enterrée est souvent faible, le sol exerce des efforts qui ont tendance à retenir le mur. Leurs résultantes générales est une force dont la composante principale est horizontale et opposée à la composante horizontale de **Fa** .On appelle cette résultante force de butée (ou encore butée) et on la note $\mathbf{F_p}$, 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.

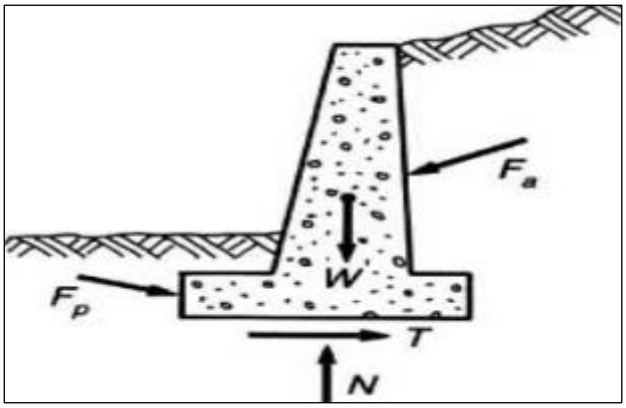


Figure **1.10**:Sollicitations exercées sur un mur de soutènement

8.1 Etat des sols au repos

En mécanique des sols, la contrainte latérale totale est définie en fonction de la contrainte verticale totale [3] par la relation

$$\sigma_h = K\ \sigma_v$$

K est un coefficient de la pression de terre.

Avant de subir des déplacements, le sol se trouve dans un état initial qui dépend de sont histoire géologique. On nomme cet état par un état de poussée des terres au repos (Figure 1.11). Pour le définir on relie la contrainte effective horizontale à la contrainte effective verticale par le coefficient des terres au repos **Ko**.

$$\sigma'_h = Ko\ \sigma'_v$$

Le coefficient des terres au repos Ko peut être obtenu au laboratoire par l'appareil triaxial, ou bien par pressiomètre au chantier. La valeur de **Ko** est importante pour l'analyse de la stabilité et la conception des différents ouvrages. Il dépond de la nature et de l'histoire du sol et aussi de la profondeur considérée [8].

Le coefficient Ko est souvent estimé à l'aide de la formule de Jacky pour les sables et argiles normalement consolidées en fonction de l'angle de frottement effectif φ' :

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

Le coefficient des terres au repos Ko peut être aussi défini en fonction du coefficient de Poisson υ en supposant que le sol est un matériau élastique isotrope.

$$Ko = \frac{\vartheta}{1-\vartheta}$$

Mais cette valeur théorique s'éloigne trop de la réalité pour être utilisée pratiquement [12] [13].

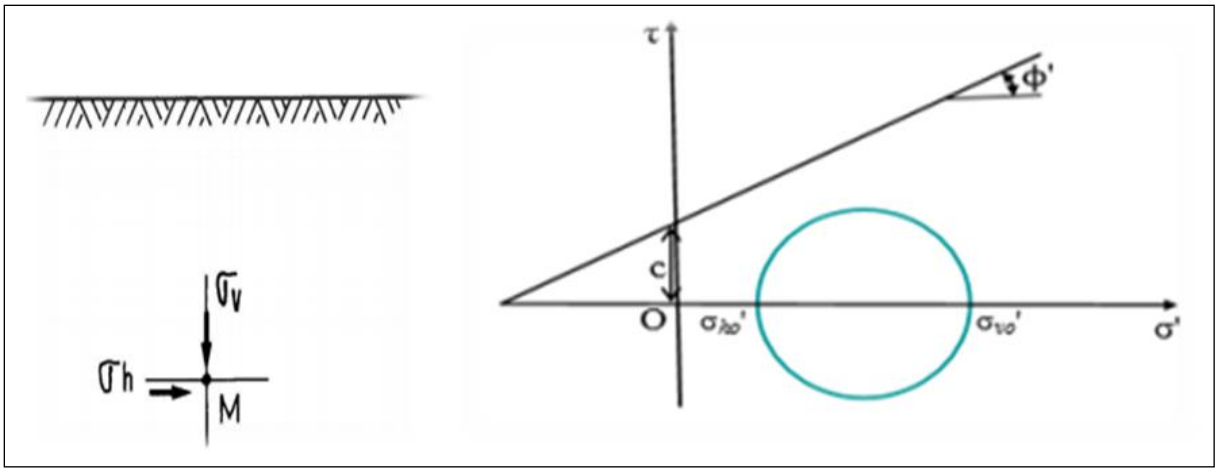


Figure **1.11**:Etat initial de sol au repos (état d'équilibre surabondant)

8.2 Etat de poussée

Lorsqu'un massif de sol est soutenu par un mur vertical, initialement, la contrainte horizontale σ'_h dans le sol est inférieure à la contrainte verticale σ'_v. σ'_h correspond donc à la

contrainte principale mineure σ'_3 et σ'_v à la contrainte principale majeure σ'_1. [9]. Supposons que le mur subit un léger déplacement vers l'extérieur du massif.

Au cours du déplacement du mur, le sol se décomprime et la contrainte horizontale σ'_h diminue (Figure 1.12).

σ'_h peut diminuer jusqu'à ce que le cercle de Mohr représentant l'état de contrainte soit tangent au critère de Mohr-Coulomb pour une valeur $\sigma'_h = \sigma'_{ha}$.

La poussée (ou poussée active) correspond à cet état d'équilibre limite inférieur. Le rapport entre la contrainte effective latérale et la contrainte effective verticale donne le coefficient de pressions des terres actif noté **Ka :**

$$Ka = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v}$$

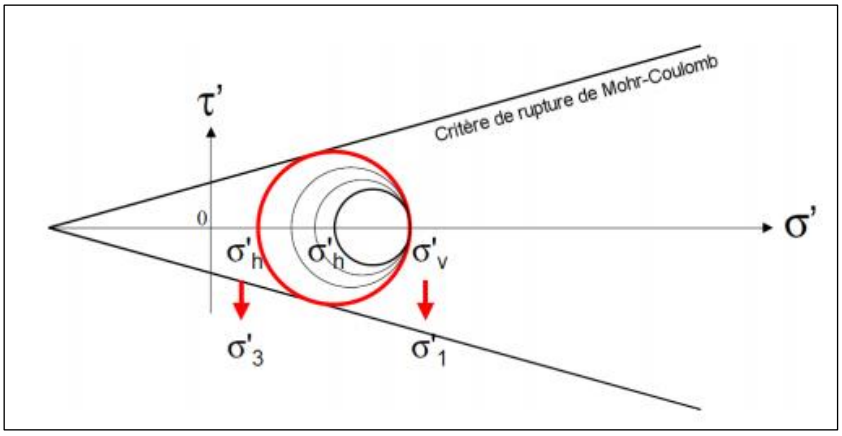


Figure **1.12**:Evolution de l'état de contrainte lors du développement de poussée (Etat d'équilibre limite inférieur)

8.3 Etat de butée

Supposons maintenant que le mur subit un léger déplacement vers l'intérieur du massif. Au cours du déplacement du mur, le sol se comprime et la contrainte horizontal σ'_h augmente au point d'être supérieure à σ'_v et de devenir la contrainte principale majeure σ'_1.

σ'_h peut augmenter jusqu'à ce que le cercle de Mohr soit tangent au critère de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_{hp}$

La butée (ou poussée passive) correspond à cet état d'équilibre limite supérieur (Figure 1.13). Le rapport entre la contrainte effective latérale et la contrainte effective verticale donne le coefficient de pressions des terres passif noté $\mathbf{K_p}$:

$$Kp = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v}$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

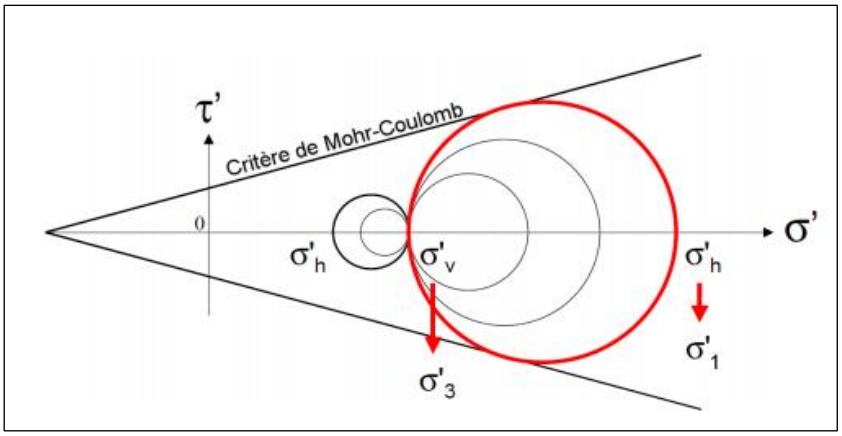


Figure **1.13**:Evolution de l'état de contrainte lors du développement de butée (état d'équilibre limite supérieur)

La poussée active et la poussée passive sont deux états du sol à la limite de la rupture. L'évolution de la contrainte horizontale effective en fonction du déplacement horizontal du mur est synthétisée sur la figure 1.14. Les valeurs de σ'_h sont comprises entre deux extrêmes correspondant à la poussée et à la butée.

- La poussée est mobilisée pour un faible déplacement de l'écran d'environ H/1000 (faible déformation du sol).
- La butée représente un bon blocage du sol (contraintes horizontales importantes) toutefois un déplacement important de l'écran est nécessaire H/100 à H/10 (déformations importantes du sol) pas toujours vérifié sur le terrain.

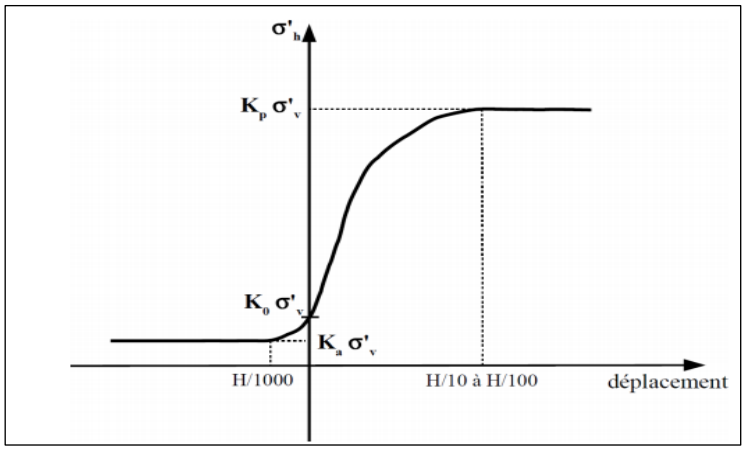


Figure **1.14**:Déplacement nécessaire à la mobilisation des états limite de poussée et butée.

8.4 Méthode de calcul des forces de poussée et de butée

Méthode de Rankine (1857)

Dès le milieu du XIXème Siècle plusieurs auteurs se sont efforcés d'établir une théorie plus rigoureuse, qui corresponde mieux au comportement réel d'un massif de sol derrière un mur de soutènement. La théorie de Rankine s'appuie sur une analyse des champs de contrainte et donc il a développé le procédé le plus simple pour le calcul des pressions des terres active et passive, en considérant les hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope.
- Condition de déformation plane.
- Courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb.
- Massif à surface libre plane.

Cette méthode conduit à une répartition triangulaire des contraintes, et permet d'obtenir le point d'application de la force correspondante.

- **Sol pulvérulent (non cohésif) à surface horizontale (φ' ≠ 0, c'= 0)**

Dans ce cas simple les coefficients de poussée (Ka) et de butée (Kp) sont déduits directement des cercles de Mohr à la rupture sur la figure 1.15.

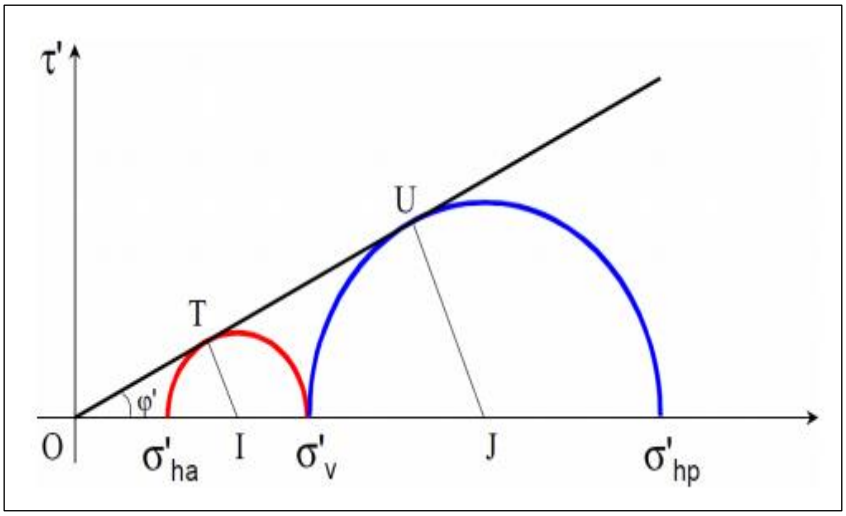


Figure **1.15**:Cercles de Mohr à la rupture dans le cas de la poussée et de la butée.

La poussée c'est le petit cercle de Mohr (rouge)

Dans le triangle OIT on a : $\sin\varphi' = \frac{IT}{OI}$

Avec : IT = rayon de cercle $= \frac{\sigma'_v - \sigma'_{ha}}{2}$

Et : OI = centre de cercle = $\frac{\sigma'_v + \sigma'_{ha}}{2}$

L'isolation de σ'_{ha} : $\sigma'_{ha} = \sigma'_v \frac{1-sin\varphi'}{1+sin\varphi'} = \sigma'_v \tan^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2})$

Donc : $K_a = \tan^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2})$

En ce qui concerne la force de poussée :

$$F_a = \int_0^H \sigma'_{ha}\, dz$$

La butée c'est le grand cercle de Mohr (bleu)

Dans le triangle OUJ on a : $\sin\varphi' = \frac{UJ}{OJ}$

Avec : UJ = rayon de cercle = $\frac{\sigma'_{hp} - \sigma'_v}{2}$

Et : OJ = centre de cercle = $\frac{\sigma'_v + \sigma'_{hp}}{2}$

L'isolation de σ'_{hP} : $\sigma'_{hP} = \sigma'_v \frac{1+sin\varphi'}{1-sin\varphi'} = \sigma'_v \tan^2 (\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2})$

Donc : $K_p = \tan^2 (\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}) = \frac{1}{k_a}$

La force de butée sera :

$$F_p = \int_0^H \sigma'_{hp} dz$$

La répartition des contrainte est linéaire, et la force de poussée et de butée horizontale F_a et F_p sont appliquées au tiers de le la hauteur à partir de la base (Figure 1.16).

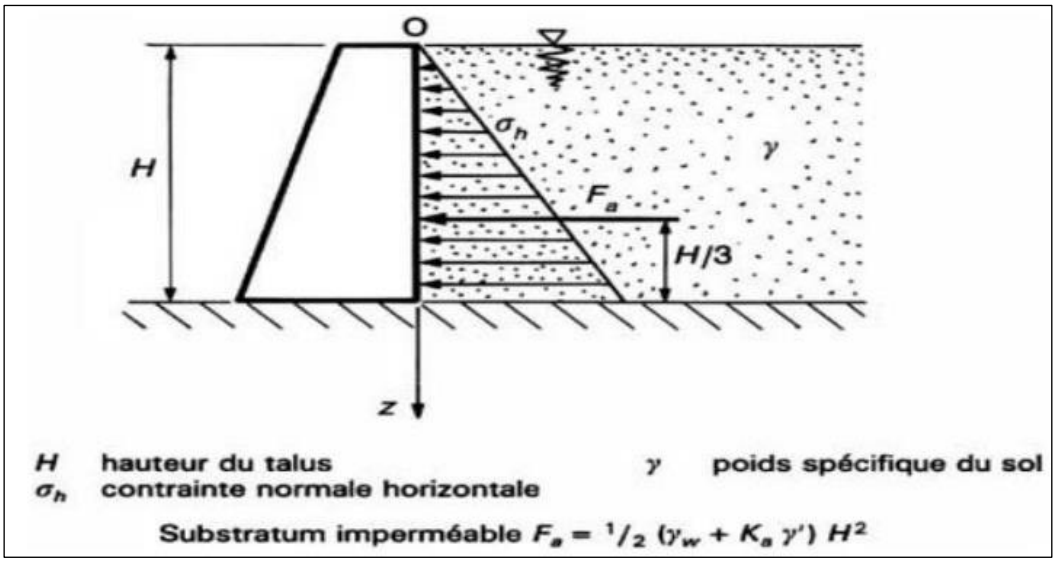


Figure **1.16**:Exemple d'une force de poussée exercée par un massif pulvérulent à surface horizontale.

Pour les surfaces inclinées avec un angle β avec l'horizontale, les forces de poussée et de butée deviennent (Figure 1.17) :

Pour la poussée : $F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \beta \cos\beta$

Pour la butée : $F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \beta \cos\beta$

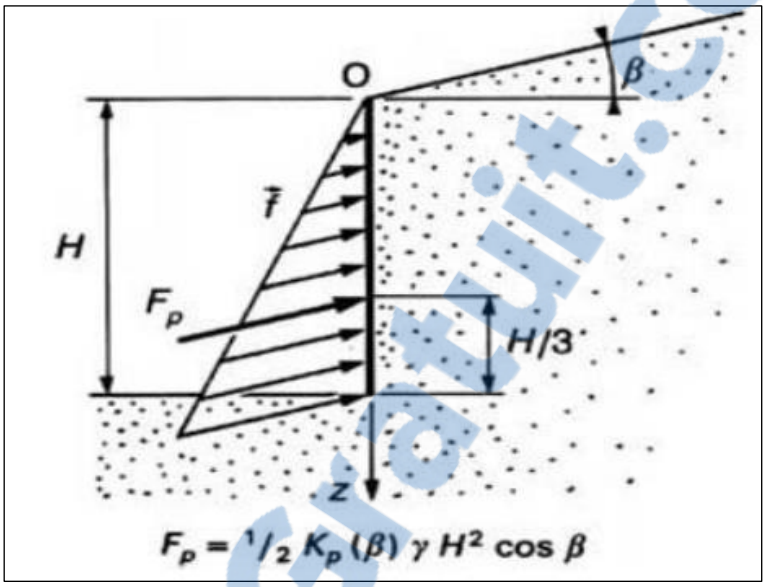


Figure **1.17**:Force de poussée exercée par un massif pulvérulent à surface inclinée

- **Sol cohérent à surface horizontale φ' ≠ 0, c'≠ 0**

Les contraintes et forces correspondantes de poussée et de butée sont aussi déduites des cercles de Mohr à la rupture de la figure 1.18 suivante :

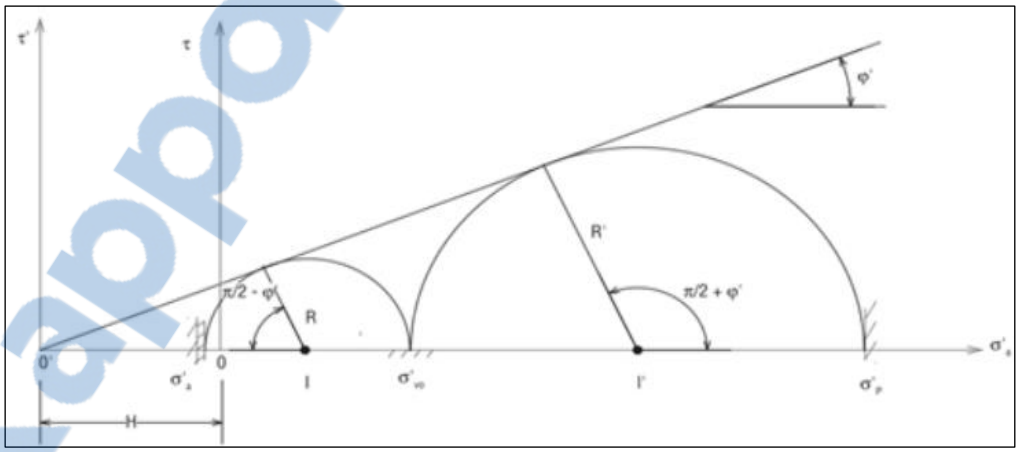


Figure **1.18**:Cercles de Mohr de poussée et butée pour un sol cohérent et frottant.

Pour la poussée

D'après le cercle de Mohr , on a :

$$\sin\varphi' = \frac{R}{c'\cot\varphi' + \frac{\sigma'_v + \sigma'_{ha}}{2}} = \frac{\frac{\sigma'_v - \sigma'_{ha}}{2}}{\frac{1}{2}(\sigma'_v + \sigma'_{ha} + 2c'\cot\varphi')}$$

$$\sigma'_v - \sigma'_{ha} = \left(\sigma'_v + \sigma'_{ha}{}' + 2c'\text{ctan}\varphi'\right)\sin\varphi'$$

$$\sigma'ha = \sigma'_v \frac{1-sin\varphi'}{1+sin\varphi'} - 2c'\sqrt{\frac{1+sin\varphi'}{1-sin\varphi'}}$$

Donc :

$\sigma'_{ha} = \sigma'_v K_a - 2c' \sqrt{Ka}$

La force de poussée est :

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2c'H\sqrt{K_a}$$

Pour la butée

De la même façon que la poussée

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p}$$

La force de butée est :

$$F_p = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + 2c'H\sqrt{K_p}$$

Le tableau 1.2 ci-dessous donne un récapitulatif des contraintes et forces de poussée et de butée selon le type de sol considéré.

Types de sols	Poussée		Butée	
	Contrainte	Force	Contrainte	Force
Sol frottant ($\varphi' \neq 0$, $c' = 0$)	$\sigma'_{ha} = K_a\sigma'_v$	$F_a = \frac{1}{2}(\gamma k_a)H^2$	$\sigma'_{hp} = K_p\sigma'_v$	$F_p = \frac{1}{2}(\gamma K_p)H^2$
Sol purement cohérent ($\varphi_u = 0$, $c_u \neq 0$)	$\sigma_{ha} = \sigma_v - 2c_u$		$\sigma_{ha} = \sigma_v + 2c_u$	
Sol frottant et cohérent ($\varphi' \neq 0$, $c' \neq 0$)	$\sigma'_{ha} = K_a\sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a}$	$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2c'H\sqrt{K_a}$	$\sigma'_{hp} = K_p\sigma'_v + 2c' \sqrt{K_P}$	$F_p = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + 2c'H\sqrt{K_p}$

Tableau **1.2**:Formules de répartition des contraintes et des forces.

9 Stabilité d'un ouvrage de soutènement

La stabilité d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime. Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux.

Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité externe par glissement (Figure 1.19a), renversement (Figure 1.19b), poinçonnement du sol de fondation (Figure

1.19c), grand glissement de l'ensemble (Figure 1.19d) et la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures (Figure 1.19e) [4].

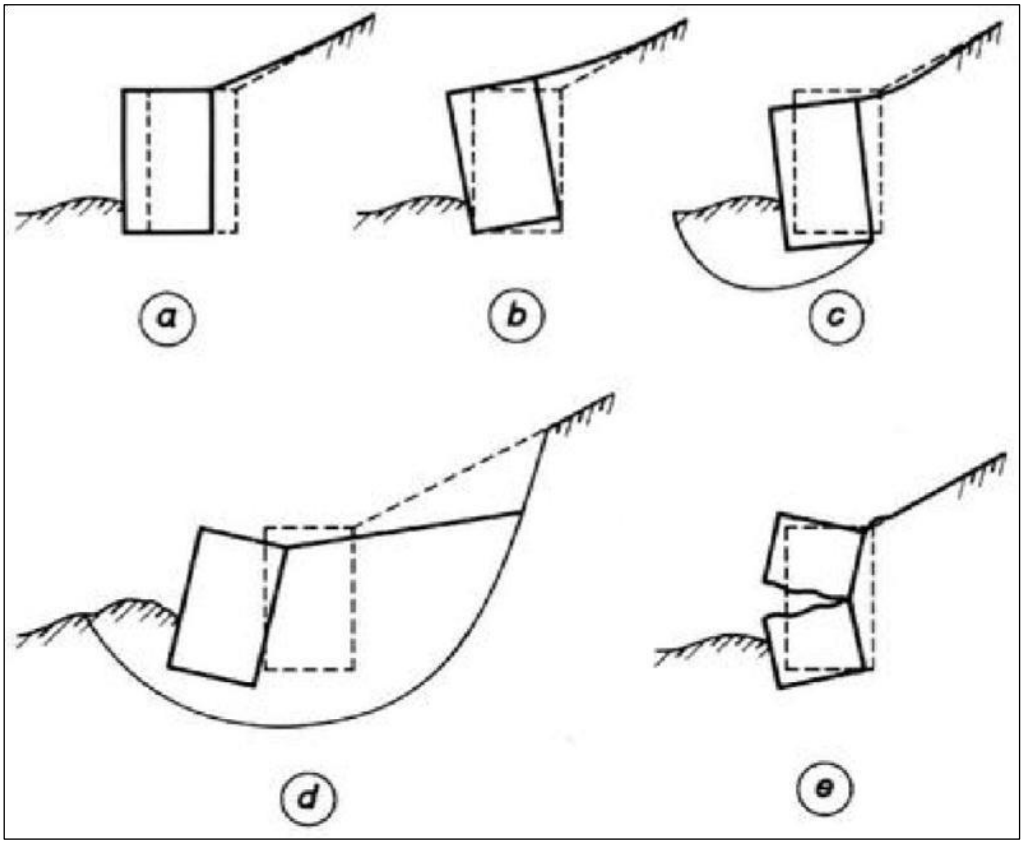


Figure **1.19**:Modes de rupture d'un ouvrage de soutènement

9.1 Stabilité interne

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure (Figure 1.20).

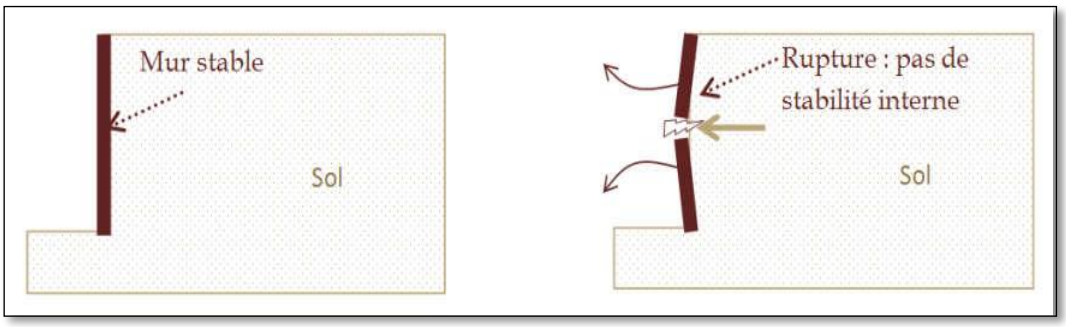


Figure **1.20**:Rupture interne d'un mur de soutènement

9.2 Stabilité externe

L'étude de la stabilité externe d'un mur de soutènement consiste à effectuer successivement les vérifications des stabilités suivantes (Figure 1.21).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- La stabilité au renversement par rotation au sommet du mur.
- La stabilité au glissement ou translation de l'ouvrage.
- La stabilité au poinçonnement du sol de fondation.
- La stabilité au tassement.
- La stabilité au grand glissement ou bien l'instabilité globale.

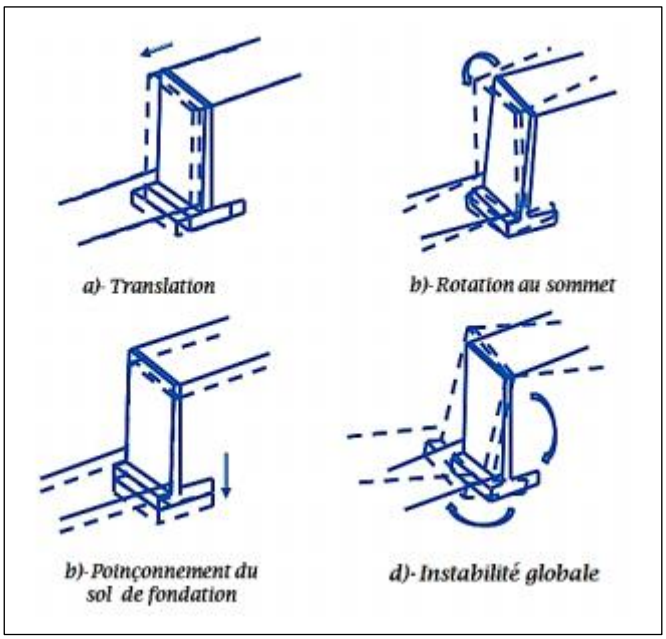


Figure **1.21**:Stabilité externe d'un mur de soutènement

9.2.1 Stabilité au renversement

Un ouvrage de soutènement est soumis à des moments qui sont de nature à le faire tourner par rapport à sa base et le faire renverser (Figure 1.22). La conception du soutènement doit tenir compte de la valeur du moment moteur produit par les poussées des terres et des surcharges pour l'équilibrer à l'aide d'un moment résistant apporté par le poids du soutènement et celui des terres qu'il déplacerait dès qu'il se met à tourner.

Le coefficient de sécurité au renversement (F_r) pourra être calculé par l'estimation du rapport des moments de forces participant à la stabilisation du mur et la somme des moments de forces motrices qui tendent à renverser le mur tel qu'il est décrit par l'expression suivante :

$$Fr = \frac{\sum \text{Moments des forces résistantes}}{\sum \text{Moments des forces motrices}}$$

Le rapport de ces moments est le coefficient de stabilité au renversement qui ne doit pas descendre en dessous de 1,5.

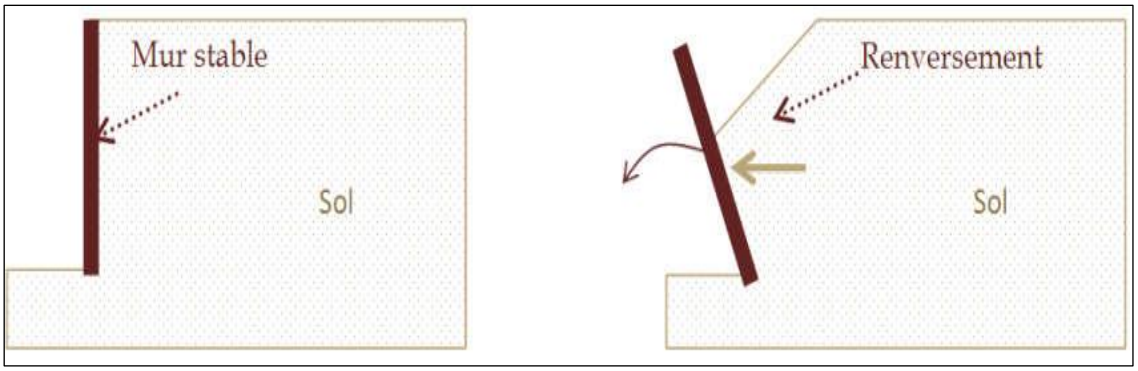


Figure **1.22**:Instabilité externe d'un mur par renversement

9.2.2 Stabilité au glissement

Un ouvrage de soutènement peut glisser sur sa base (Figure 1.23). La poussée des terres et celles des surcharges doit être reprise par le frottement mobilisé à la sous-face de la semelle du mur. À défaut, la semelle est munie d'une bêche permettant d'améliorer la résistance au glissement.

Le coefficient de sécurité au glissement est calculé par l'estimation du rapport de la somme des forces résistantes participant à la stabilisation de l'ouvrage et la somme des forces motrices faisant glisser l'ouvrage comme il décrit par l'expression suivante :

$$Fg = \frac{\sum \text{Forces Horizontales Résistantes}}{\sum \text{Forces Horizontales Motrices}}$$

Ce coefficient doit être au moins égal à 1,5 si on néglige la butée pour les murs poids ; mais si on le tient compte pour le cas des murs cantilevers, il faut être plus sévère et exiger un coefficient au moins égal à 2.

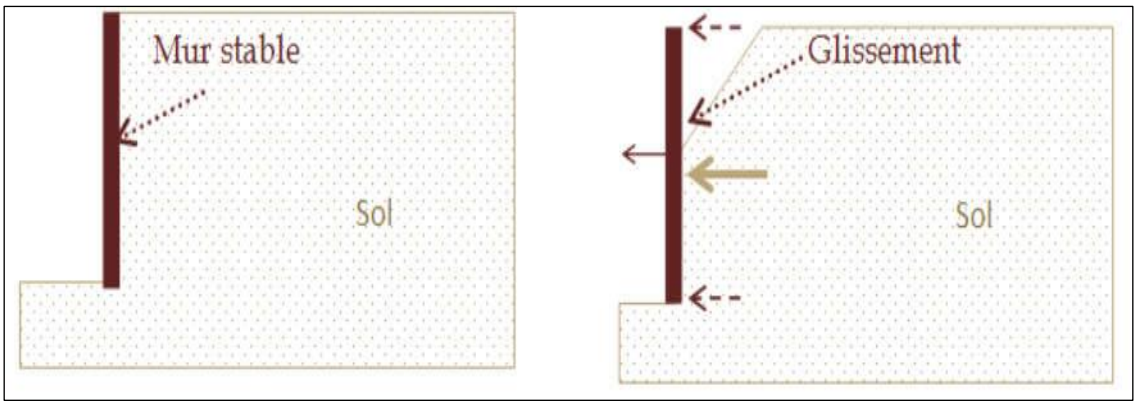


Figure **1.23**:Instabilité externe d'un mur par glissement

9.2.3 Stabilité au poinçonnement du sol de fondation

Un ouvrage de soutènement peut poinçonner par un excès de charges verticales. La conception de la semelle du mur doit tenir compte de ce risque d'instabilité (Figure 1.24).

Pour vérifier la stabilité vis-à-vis de ce type d'instabilité, on utilise les formules utilisées pour le calcul des fondations superficielles, où il faudra vérifier la capacité portante du sol sous la fondation du mur en considérant celle-ci comme une semelle continue de largeur réduite B' transmettant une force dont la composante verticale est N soit :

$$\frac{N}{B'} \leq q_{adm}$$

q_{adm} : La contrainte admissible se calcule selon les méthodes de la capacité portante des fondations superficielle [5].

$$q_{adm} = \frac{q_l - q_0}{F_s} + q_0$$

Avec :

$$ql = 0.5S'_\gamma I_\gamma B'\gamma N_\gamma + S'_q I_q (q + \gamma D) N_q + S'_c I_q C N_c$$

Et

$$q_0 = (\gamma \times D) + q$$

q : la surcharge au dessus du sol de fondation au niveau de l'ancrage.

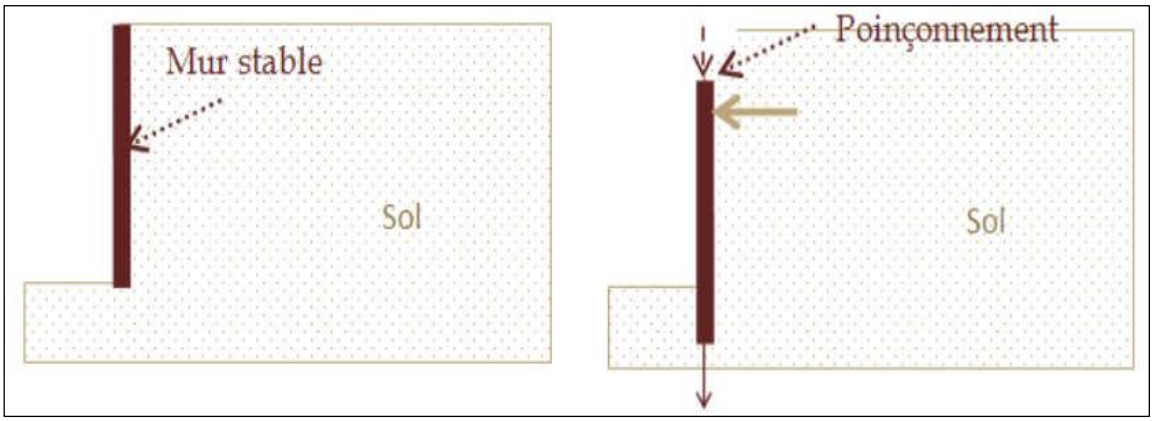


Figure **1.24**:Instabilité externe d'un mur par poinçonnement du sol de fondation

9.2.4 La stabilité au tassement

Il est classique de distinguer trois étapes dans l'étude de la déformation du sol de fondation d'un ouvrage :

1. Le tassement instantané [Si] :

L'application instantanée ou quasi-instantanée de la charge à la surface du sol entraîne des déformations immédiates c'est-à-dire sans expulsion d'eau interstitielle. On peut donc estimer que le sol se comporte comme un milieu pseudo-élastique.

La détermination de ce type de tassement en un point quelconque d'une semelle reposant à la surface d'un milieu élastique homogène s'exprime selon la méthode de Boussinesq par :

$$S_i = q\,B\,\frac{1-\upsilon^2}{E'}\,f$$

f : le coefficient d'influence qui dépend de la forme de la semelle, de sa rigidité et de la position du point de calcul (Tableau 1.3).

Formes de la semelle	Dimensions	Coefficient d'influence		
		Centre	Coin	Moyenne
Carrée	-	1,12	0,56	0,95
Rectangulaire	L/B = 2	1,53	0,77	1,3
	L/B = 3	1,78	0,89	1,52
	L/B = 5	2,10	1,05	1,83
	L/B = 10	2,58	1,29	2,25
Circulaire	-	1,0	0,64	0,85

Tableau **1.3:**Coefficient d'influence par rapport la forme de la semelle.

2. Le tassement primaire [Sp] :

L'expulsion d'une partie de l'eau interstitielle s'accompagne de déformations dites de consolidation (ou de consolidation primaire). L'eau se met en mouvement conformément à la loi de Darcy et dans la transmission des charges, les grains se substituent progressivement à l'eau qui s'écoule à une vitesse fonction de la perméabilité du milieu.

Ainsi, selon l'état de consolidation du sol, on a (Figure 1.25) :

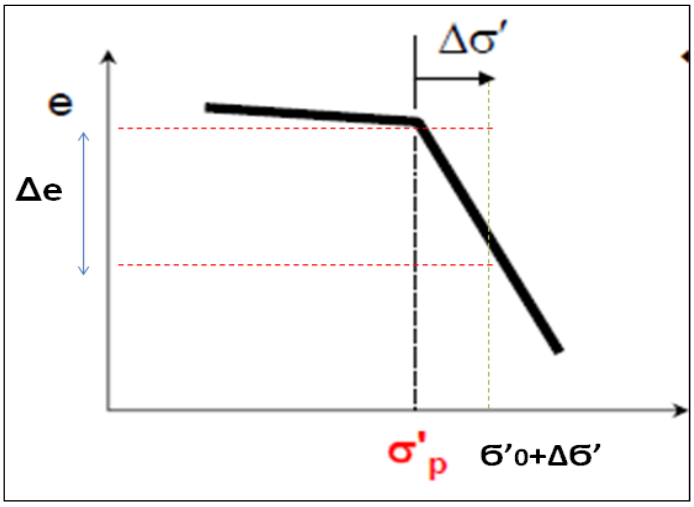


Figure **1.25**:Courbe de compréssibilité idéalisée

✓ <u>Pour un sol normalement consolidé</u> : $\sigma'_1 \approx \sigma'_p$ avec $\sigma'_1 = \sigma'_0 + \Delta\sigma'$

Le tassement est calculé par la formule suivante :

$$\Delta H = C_g \frac{H_0}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_p}\right) + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_p}\right)$$

✓ <u>Pour un sol sur consolidé</u> : $\sigma'_1 < \sigma'_p$ avec $\sigma'_1 = \sigma'_0 + \Delta\sigma'$

Le tassement est calculé par la formule suivante :

$$\Delta H = C_g \frac{H_0}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_0}\right)$$

✓ <u>Pour un sol sous-consolidé</u> : $\sigma'_1 > \sigma'_p$ avec $\sigma'_1 = \sigma'_0 + \Delta\sigma'$

C'est le cas des sols en cours de consolidation sous l'effet de leur propre poids. Ce sont des sols toujours inconstructibles où ils continuent à se déformer même en absence des charges.

<u>3. Le tassement secondaire [Ss]</u> :

Il correspond à un fluage du squelette minéral solide du sol. Ce tassement suit approximativement une loi linéaire en fonction du logarithme du temps ; c'est-à-dire qu'il continue à se manifester longtemps après l'évanouissement du tassement primaire. Ce type de tassement est obtenu à partir des résultats de l'essai de compressibilité.

9.2.5 Stabilité au grand glissement

La structure du mur de soutènement forme avec son terrain d'assise et le remblai un bloc. Dans certains cas, en particulier si des couches de qualité médiocre existent sous la fondation, il risque de se produire une instabilité générale caractérisée par un glissement général de cet ensemble (Figure 1.26).

La rupture par glissement d'ensemble est observée dans les terrains en pente. Le coefficient de sécurité (Fs) correspondant est le rapport du moment des forces résistantes au moment des forces motrices mobilisables le long de la surface de rupture.

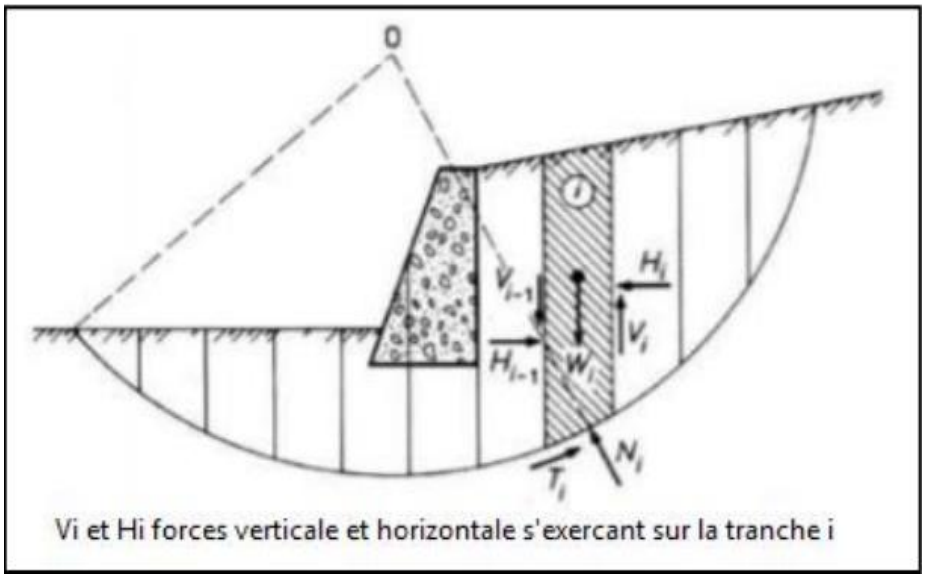


Figure **1.26**:Rupture par grand glissement

Il existe plusieurs méthodes pour calculer le coefficient de sécurité Fs, parmi ces méthodes, on a :

9.2.5.1 La méthode des tranches de Fellenius (1936)

Cette méthode est basée sur une constatation d'expérience à savoir que lorsqu'il ya un glissement général de terrain, il ya une séparation d'une masse de sol du reste du massif et glissement suivant une surface de rupture rectiligne de forme circulaire. L'analyse de la stabilité est traitée dans ce cas comme un problème d'équilibre limite.

En se référant à la figure 1.27, la stabilité est étudiée en considérant le problème plan et en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire de la figure. En considérant un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement.

La méthode des tranches de FELLENIUS consiste à découper le volume du sol considéré (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Pour déterminer le coefficient de sécurité réel du talus, il faut rechercher le cercle critique donnant la valeur minimale de Fs. Ceci s'effectue en procédant par tatonnements en calculant le coefficient de sécurité (Fs) pour un nombre suffisant de cercles, et ceci en quadrillant les surfaces de rupture géométriquement compatibles avec la topographie des lieux. Il est ensuite possible de tracer des courbes d'isofacteur de sécurité et de définir le minimum minorium donnant la valeur recherchée du coefficient de sécurité (Fs) global.

• les efforts inter-tranches (horizontaux et verticaux) sont négligés dans cette méthode.

• La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

• L'équilibre étudié est l'équilibre des moments. [6]

Par rapport au centre O, on peut définir :

-le moment résistant comme celui du poids des terrains W.

-le moment moteur maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle T. [7]

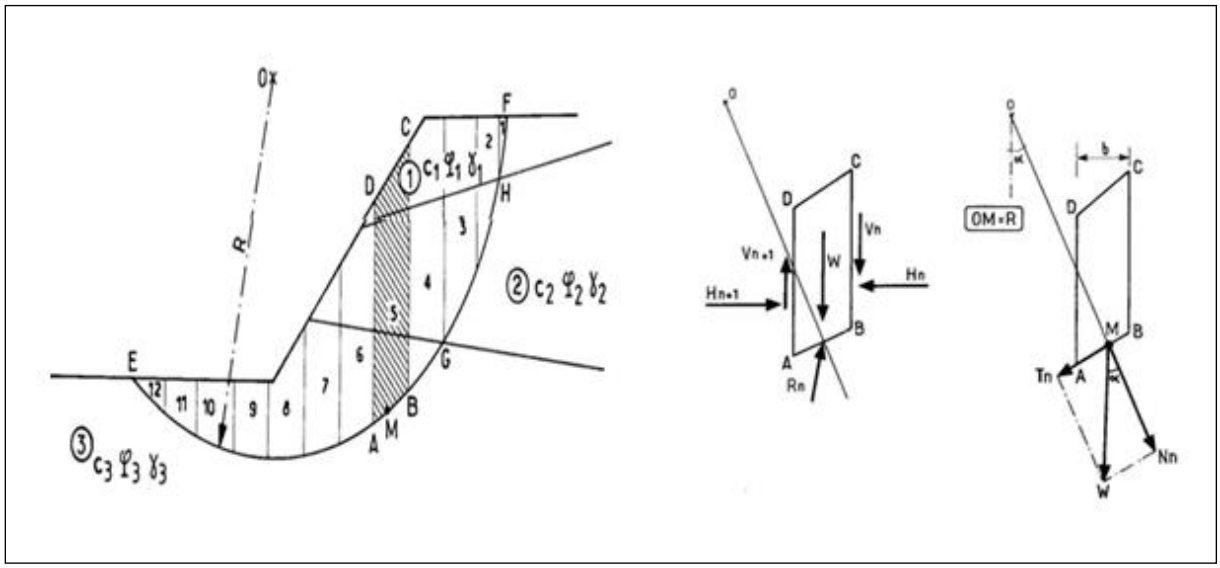


Figure **1.27**: Découpage en tranches d'un talus et représentation des forces agissant sur une tranche

$R = C_i\ AB + N.\tan\varphi$

Avec : $N = W \cos\alpha$

Donc :

$R = C_i\ AB + W \cos\alpha \tan\varphi$

Et on a:

$$AB = \frac{b}{\cos\alpha}$$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit :

$$\sum_{n=1}^{n=m} (ci \frac{b}{\cos\alpha} + W \cos\alpha \tan\varphi i)$$

Par ailleur les moment moteur du à T est : $T = W \sin\alpha$

L'expression du facteur de sécurité devient :

$$Fs = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (ci \frac{b}{\cos\alpha} + W \cos\alpha \tan\varphi i)}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin\alpha}$$

b = La largeur des tranches.

α = L'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

Cette dernière méthode est très pratique pour l'élaboration de programme de calcul.

9.2.5.2 La méthode des tranches de BISHOP simplifiée (1954)

En 1954, Bishop a publié une méthode, appelée méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité (Fs) en tenant compte des efforts inter-tranches. L'hypothèse supplémentaire est que $V_n - V_{n+1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée.

Le coefficient de sécurité est définit par l'expression suivante :

$$Fs = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin\alpha} \sum_{n=1}^{n=m} . \frac{(W - u_n .b) \tan\varphi'_i + c'.b}{\cos\alpha + \sin\alpha . \frac{\tan\varphi'_i}{Fs}}$$

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. Evidement ce type de calcule se prête bien au traitement par ordinateur [8].

10 Évaluation de stabilité d'un mur de soutènement

L'étude de la stabilité d'un mur de soutènement revient donc à suivre les différentes étapes qui sont désignées sur l'organigramme suivant (Figure 1.28) :

Rapport-Gratuit.com

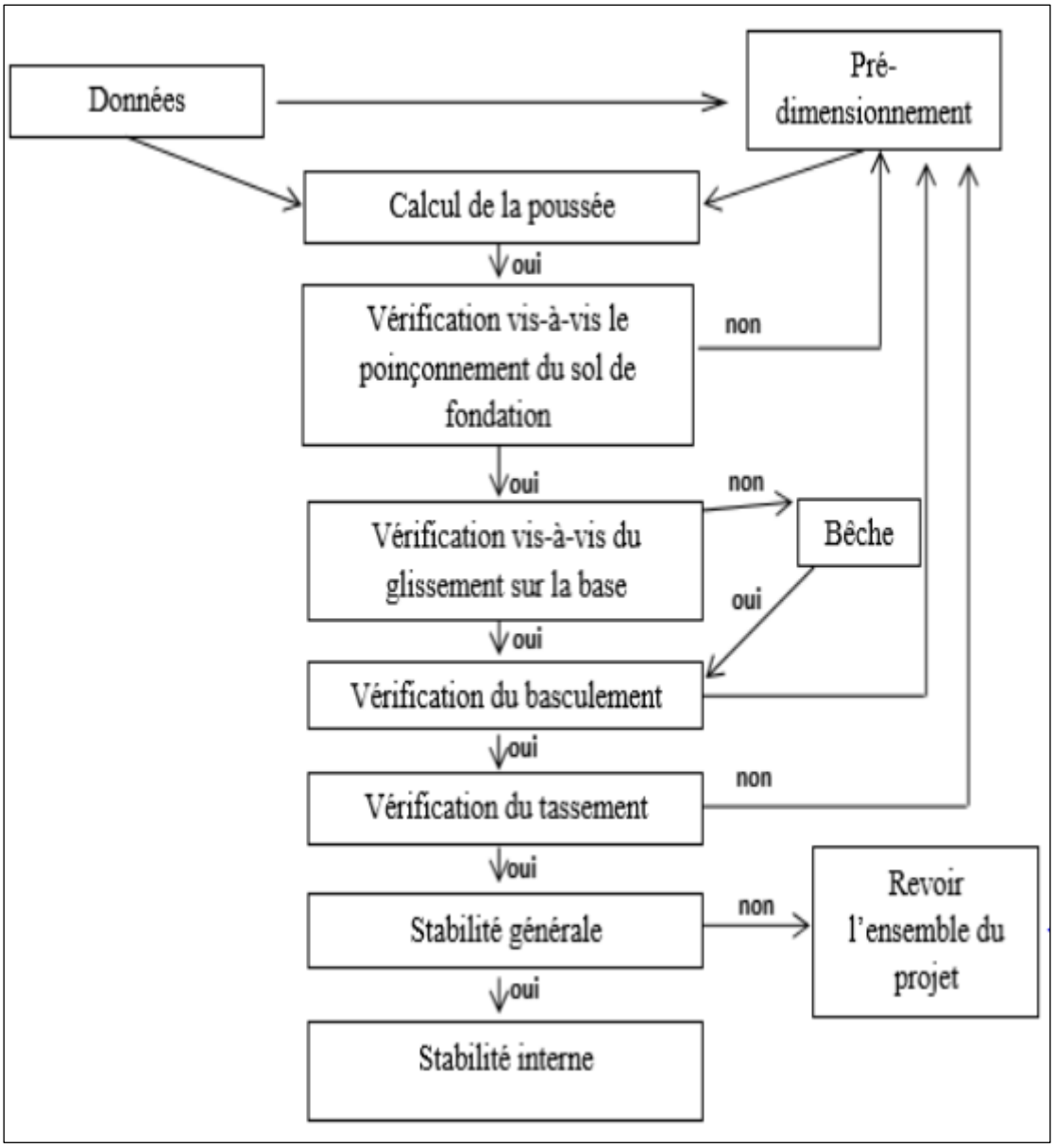


Figure **1.28**:Démarche suivie pour l'étude de la stabilité d'un mur de soutènement [11].

11 Conclusion

À l'issue de l'étude bibliographique effectuée dans ce chapitre, on constate que les murs de soutènement sont des ouvrages essentiels et pratiques vue aux différentes formes qu'on peut les construire, et leur adaptation facile sur les différents sites de réalisation.

On aperçoit que les mouvements de terrains sont un très grands danger, leurs caractères imprévisible et violant présente un souci pour la vie humaine et leurs biens. Ces mouvements de terrains sont généralement stabilisés par des constructions d'ouvrages de soutènements spécifiques.

Ce chapitre avait pour but, de montrer les différents types d'ouvrages de soutènements qu'on peut utiliser pour éviter ces dangers et comment on vérifie leurs stabilités au courant de leur durée de vie et de fonctionnement.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Chapitre 02 :

Reconnaissance géotechnique du site d'étude

1 Introduction

Dans le cadre de la réalisation du projet de 160 logements à côté de la cité Omar à Maghnia, le LTPO de Tlemcen est intervenu sur le terrain retenu à cet effet, en vue de procéder à une étude du sol.

Le terrain réservé à ce projet occupant un espace situé sur les hauteurs de cette région de Maghnia ; jonché, par endroits, par des tas de remblais. Il est mitoyen de l'école Oussini, et présente une pente qu'il y a lieu de prendre en compte par la mise en place d'un mur de soutènement pour la stabilité de l'école.

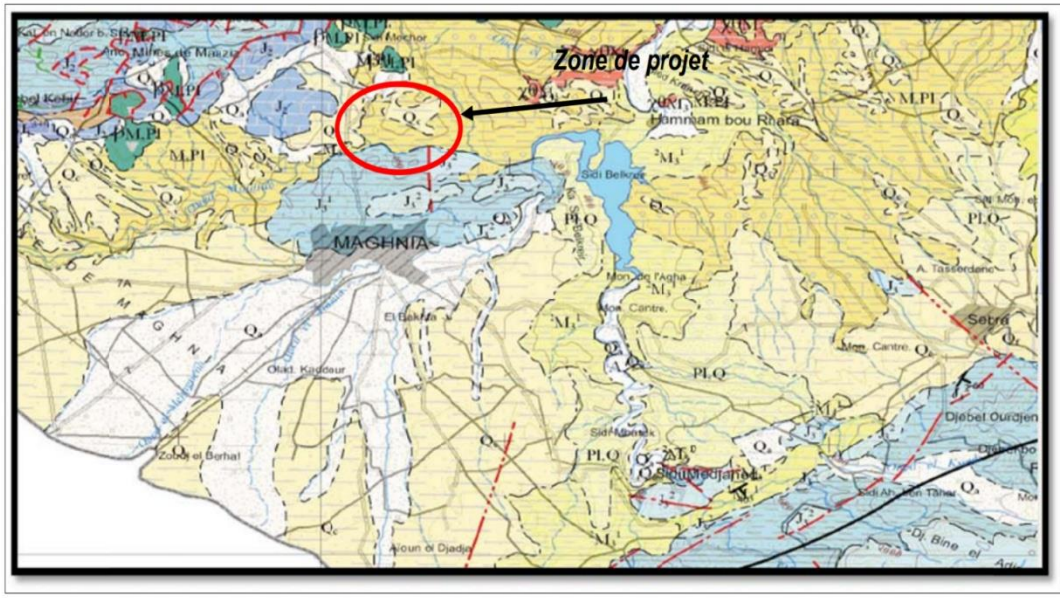
2 Présentation du site d'étude

Le terrain du site ou sera implanté le mur de soutènement se trouve à la cité Omar, commune de Maghnia (wilaya de Tlemcen). Les coordonnées GPS de ce dernier sont : [X(m) = 614252.77] EST de l'abscisse et [Y(m) = 3857458.53] NORD d'ordonnée. La figure 2.1 suivante présente la zone d'étude.

Figure **2.1** : L'emplacement du mur de soutènement prise par Google earth.

2.1 Contexte géologique

La carte géologique de la région de Maghnia (wilaya de Tlemcen) à l'échelle 1/200000e (Figure 2.2) montre que le terrain ou sera réalisé le projet du mur de soutènement appartient à la période géologique du Quaternaire : argiles, marnes, grés ; ce qui confirme et vérifie les configurations géologiques des sols rencontrés au cours de la reconnaissance.



Légende :

Argiles marnes et grés.

Figure **2.2 :** Extrait **:** Extrait de carte géologique de Tlemcen avec positionnement de la zone d'étude (Echelle 1/200 000e).

2.2. Reconnaissance des sols

Au contexte de la reconnaissance des sols, le LTPO a effectué les opérations suivantes :

- 10 sondages carottés descendus verticalement à 9 et 10 mètres de profondeur chacun, suivi de prélèvement d'échantillons pour la description géologique des sols rencontrés, et leurs analyses géotechniques au laboratoire.
- 20 essais au pénétromètre dynamique poussées jusqu'au refus.

Ces essais de reconnaissance se trouvent consignés dans le plan d'implantation schématique de la figure 2.3.

- Les essais géotechniques au laboratoire (essais physique, mécanique et chimique)

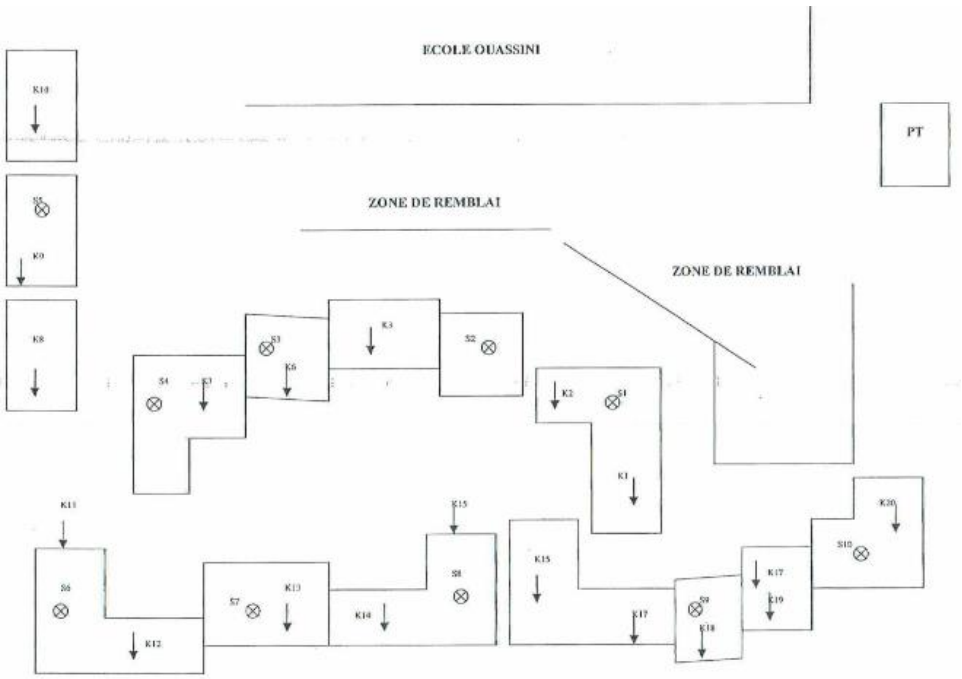


Figure **2.3**: Plan schématique du projet

Dans notre projet d'étude on s'intéressera seulement pour le sondage numéro1 (S1) et les deux premières séries de pénétrations dynamiques (K1, K2).

La description de la coupe géologique de sondage S1 de haut en bas indique une succession des couches suivantes :

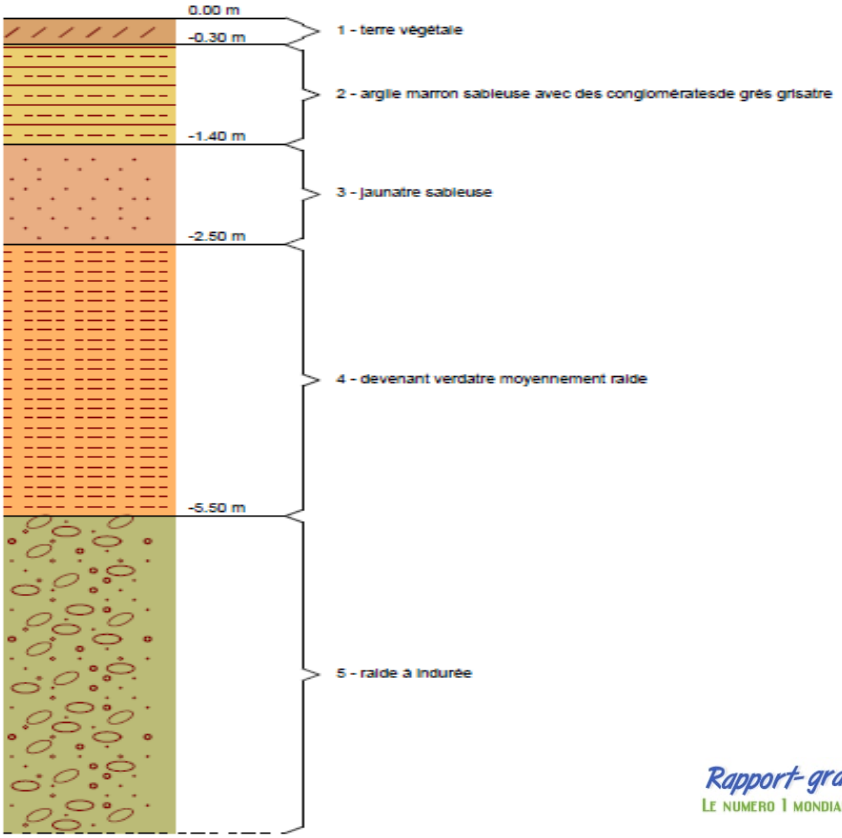
0.00---0.30 m : Terre végétale.

0.30---1.40 m : Argile marron sableuse avec des conglomérats de grés grisâtre.

2.00---2.50 m : Argile jaunâtre sableuse.

2.50---5.50 m : Argile devenant verdâtre moyennement raide.

5.50---10.00 m : Argile raide à indurée.



Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Figure **2.4**: Profil géologique du sondage S1.

3 Présentation des essais géotechniques

3.1 Définition des paramètres d'état

Les paramètres d'états utilisés dans nos déférents essais mécanique, physique et chimique sont :

- Le poids volumique total (ou humide) du sol (γ_h) :

$$\gamma_h = \frac{W}{V}$$

Avec :

W = Le poids total de l'échantillon de sol

V = Le volume total de l'échantillon de sol

Ce poids volumique total est déterminé selon deux méthodes expérimentales (immersion dans l'eau ou la trousse coupante)

- Le poids volumique sec (γ_d) :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

Avec :0

W_S = Le poids des particules solides

V = Le volume total de l'échantillon de sol

- La teneur en eau (w) qui est la quantité d'eau contenue dans un échantillon :

$$w = \frac{W_W}{W_S}$$

Avec :

W_W = Le poids de l'eau

W_S = Le poids des particules solides

Elle est déterminée expérimentalement par des pesées d'échantillons de sols avant et après séchage à l'étude à 105°C.

- Le degré de saturation (Sr) est le rapport entre le volume d'eau et le volume des vides dans un sol.

$$Sr = \frac{V_W}{V_V}$$

Avec :

V_W = Le volume de l'eau contenu dans l'échantillon de sol

V_V = Le volume des vides

Les résultats obtenus de ces paramètres d'état pour le sol d'étude sont comme suit :

Les paramètres d'état	Valeurs obtenus
Poids volumique humide (γ_h (kN/m^3))	20,8
Poids volumique sec (γ_d (kN/m^3))	18,5
Teneur en eau naturelle (w (%))	13
Degré de saturation (S_r (%))	74

Tableau **2.1**: Les résultats des paramètres d'états du site étudié.

3.2 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution relative des diamètres des grains dans les sols. Les résultats obtenus de cette distribution granulométrique constituent les premiers paramètres à utiliser pour la classification des échantillons de sols étudiés.

Les analyses granulométriques effectuées dans cette étude ont été réalisées par tamisage par voie humide selon la norme XP P94-041 et par sédimentométrie selon la norme NF P94-057 (Figure 2.5).

a. Essai de tamisage humide b. Essai de sédimentométrie

Figure **2.5** : Essais de l'analyse granulométrique.

L'analyse granulométrique par voie humide (Figure 2.5a) est utilisée pour la fraction granulaire supérieure à 80 µm. L'opération consiste à laisser détremper l'échantillon de sol pendant un certain temps dans un bac d'eau pour désagréger les mottes et les agglomérats de terre, ensuite effectuer un tamisage par voie humide en faisant passer l'échantillon à travers une série de tamis standards classés par ordre décroisant. Le poids du sol séché retenu dans chaque tamis est déterminé et le pourcentage cumulé passant les tamis est calculé.

L'analyse granulométrique par sédimentométrie (Figure 2.5b) est utilisée pour la fraction granulaire inférieure à 80 µm. Cette analyse consiste à disperser une suspension formée par les particules du sol et à analyser leurs décantations en fonction du temps. Par utilisation de la loi de Stockes, on détermine la vitesse de décantation de la particule en fonction de son diamètre qui nous conduira par la suite à déterminer le pourcentage des particules fines. La courbe granulométrique obtenue pour l'échantillon étudié est représentée sur la figure 2.6. Ainsi l'analyse granulométrique réalisée sur le sol d'étude a montré (Tableau 2.2) que ce sol est majoritairement sableux-limoneux. La fraction argileuse représentative de la fraction fine du matériau est bien présente. Le pourcentage en poids des particules de dimensions inférieures à 80 µm nous indique bien la présence remarquable de particules fines dans ce sol.

	% des classes granulaires
% < 2 µm (Argile)	20
2 µm < % < 20 µm (Limon)	30
20 µm < % < 2 mm (Sable)	45
2 mm < % < 20 mm (Gravier)	5
d_{50} (µm)	21

Tableau **2.2** : Distribution granulométrique du sol d'étude.

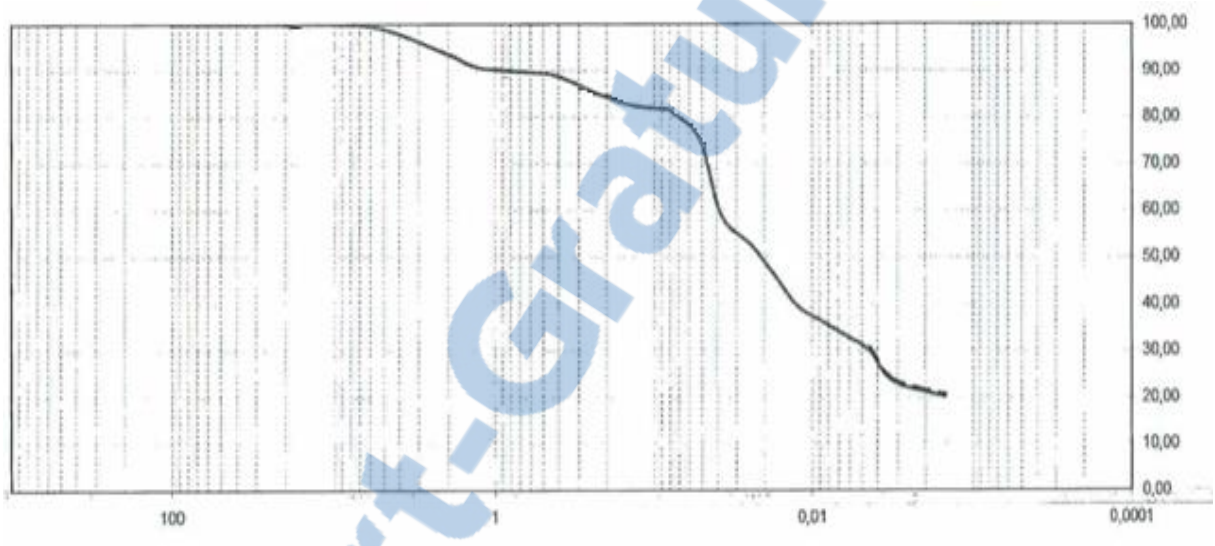


Figure **2.6**: Analyse granulométrique du sol étudié.

3.3 Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont les teneurs en eau de référence qui correspondent aux changements d'état des sols. Lorsque la teneur en eau augmente, le sol passe graduellement d'un état solide à un état plastique, puis à un liquide visqueux, ce qui influence le comportement mécanique du sol. Ainsi, les limites d'Atterberg correspondent à la limite de liquidité (w_L), la limite de plasticité (wp) et la limite de retrait (wr) ; déterminées selon la norme NF P94-051 et XP P94-060-1 (Figure 2.7).

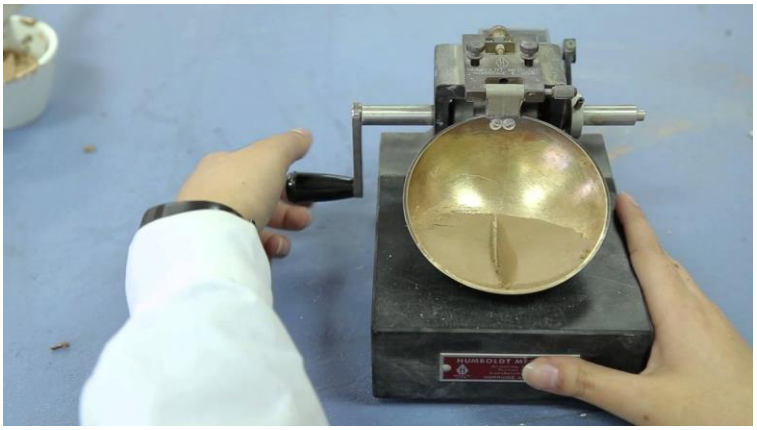
1. La limite de liquidité (w_L) représentant la teneur en eau du passage de l'état plastique à l'état liquide est déterminée sur la frange de sol passant à travers le tamis de 400 µm par la méthode de Casagrande (Figure 2.7a). Cette méthode consiste à placer la pâte de sol dans une coupelle spéciale et à creuser un sillon avec une lame appropriée. L'ensemble subira ensuite des chutes répétées sur un socle en bois. La rainure va se refermer sous le coup des chocs. On compte le nombre de coups nécessaire pour que les deux lèvres de la rainure se touchent sur

Rapport-Gratuit.com

environ 1 cm. La limite de liquidité (w_L) est définie comme étant la teneur en eau qui correspond à la fermeture de la rainure au bout de 25 coups.

2. La limite de plasticité (wp), mesurée par la méthode au rouleau (Figure 2.7b), représentant la teneur en eau du passage de l'état solide à l'état plastique. Cette limite de plasticité se détermine en confectionnant des rouleaux de sol, ou elle est définie comme étant la teneur en eau à partir de laquelle les batonnets de sol d'environ 3 mm de diamètre et 10 mm de longueur se cassent en morceaux.

3. La limite de retrait (wr), représentant la teneur en eau du passage de l'état solide avec retrait à l'état solide sans retrait. Cette limite est définie comme la teneur en eau à partir de laquelle le volume de l'échantillon humide cesse de diminuer lorsque sa teneur en eau décroit (Figure 2.7c).



a. Essai de limite de liquidité par la méthode de Casagrande

b. Essai de limite de plasticité par la méthode au rouleau

c. Essai de limite de retrait

Figure **2.7**: Essais aux limites d'Atterberg.

L'intervalle de teneur en eau à laquelle le sol est dit en état plastique est défini comme étant l'indice de plasticité (I_P) :

$$I_P = W_L - W_P$$

Cet indice est d'une grande utilité pour la classification des sols (Tableau 2.3).

Indice de plasticité I_p	Etat du sol
0 – 5	Non plastique
5 – 15	Peu plastique
15 – 40	Plastique
> 40	Très plastique

Tableau **2.3**: Classification d'un sol fin selon son indice de plasticité.

L'analyse des résultats obtenus pour l'échantillon de sol étudié a montré que les limites de liquidité (w_L) et de plasticité (wp) sont respectivement de 29% et 16%. Ce qui nous conduira à un sol d'indice de plasticité Ip de 13%. Ceci est en accord avec l'analyse granulométrique indiquant que le sol d'étude est peu plastique.

Ainsi l'utilisation de la classification LCPC (Figure 2.8) permet de classifier le sol d'étude en une argile peu plastique (Ap).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Définitions			Symboles	Conditions	Désignation géotechnique
GRAVES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Gb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ (*) et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	GL	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A (fig. 2)	grave limoneuse
			GA	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Sb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			Sm	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	SL	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A	sable limoneux
			SA	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	sable argileux

Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % —▷ on utilise un double symbole.

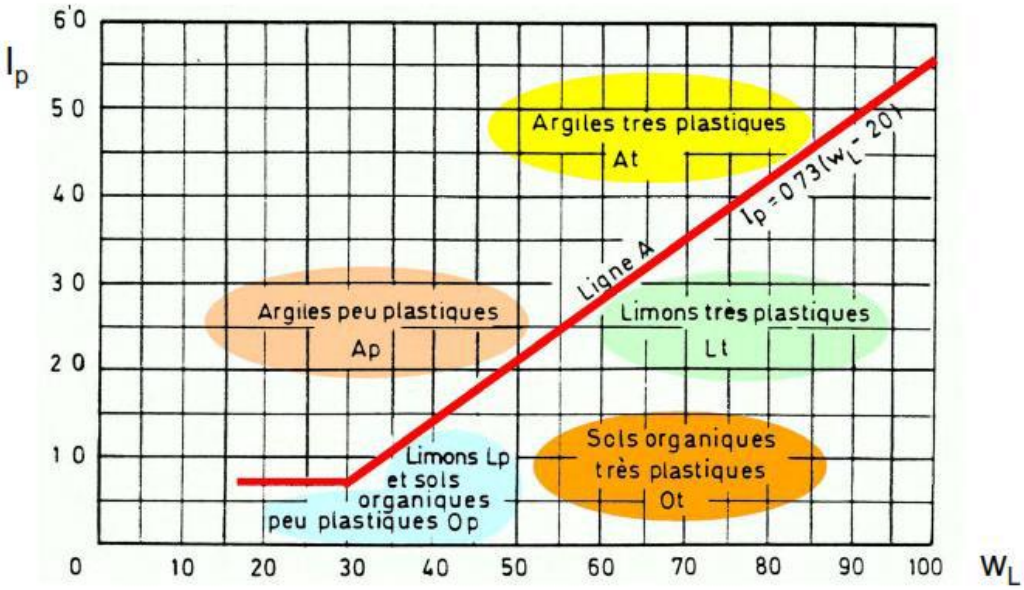


Figure **2.8**: Classification LCPC des sols.

3.4 Tenure en carbonates ($CaCO_3$)

Cet essai chimique consiste à déterminer le teneur en calcaire ($CaCO_3$) dans un sol par la méthode du calcimètre selon la norme NF P 94-048 (Figure 2.9). Il consiste à déterminer le volume de dioxyde de carbone dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès pour un échantillon. On pourra ainsi exprimer par cet essai le pourcentage de la fraction carbonatée contenue dans le sol.

Figure **2.9** : Essai du calcimètre pour la teneur en carbonates.

Son protocole expérimental consiste qu'après séchage, broyage et tamisage de l'échantillon à un tamis d'ouverture de maille inférieure à 400µm,–placé cet échantillon tamisé dans un flacon. Une burette graduée sera placée à la suite de ce flacon et servira de témoin de mesure du volume de dioxyde de carbone dégagé lorsque l'échantillon sera en contact avec l'acide chlorhydrique. Les conditions de "la prise d'essai" seront mesurées par le thermomètre et le baromètre.

La mesure de la teneur en calcaire pour le sol d'étude nous a conduits à la valeur de 29% du $CaCO_3$, signifiant que notre sol est classifié en tant que limon marneux selon le tableau 2.4.

Teneur en calcaire ($CaCO_3$ %)	Classification
0 – 10	Argile ou limon
10 – 30	Argile marneuse ou limon marneux
30 – 70	Marne
70 – 90	Calcaire marneux
90 – 100	Calcaire (ou craie)

Tableau **2.4**: Classification des sols selon la teneur en calcaire **CaCO3**.

4 Présentation des essais mécaniques

4.1 Essai de compressibilité (odomètre)

L'essai de compressibilité à l'oedomètre est un essai fondamental pour l'étude de la compressibilité d'un sol. Il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution. Les cycles de chargement/déchargement à la cellule oedométrique par paliers progressifs permet d'établir pour l'échantillon la courbe de compressibilité.

Selon la norme NF P94-090-1, l'essai consiste à placer un échantillon de sol saturé dans un moule cylindrique indéformable et de le charger verticalement (charge constante) jusqu'à dissipation des surpressions interstitielles, tout en mesurant les tassements (Figure 2.10).

En appliquant un chargement discontinu par paliers et en déterminant la contrainte effective σ' et l'indice des vides « e » pour chaque palier de chargement, on peut tracer la courbe e = f (log σ') appelée courbe de compressibilité.

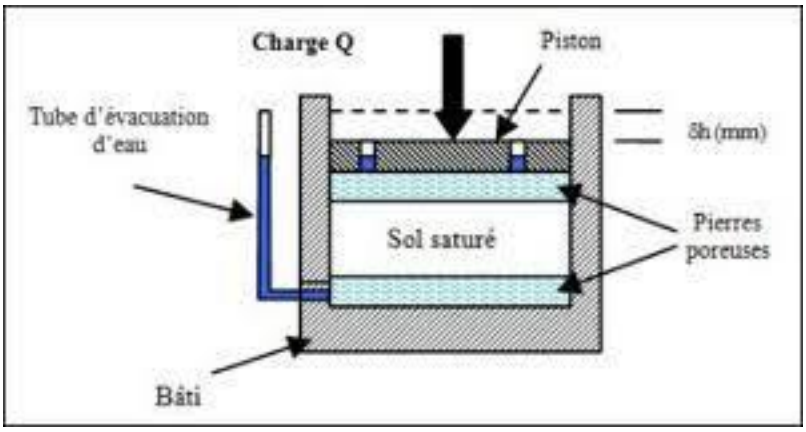


Figure **2.10**: Essai de compressibilité à l'oedomètre.

La courbe oedométrique déterminée pour le sol d'étude est représentée à la figure 2.11 où les paramètres mécaniques obtenus de cette courbe de compressibilité sont les suivants :

Pression de consolidation Pc = 1.8 bar

Coefficient de compression Cc = 0.13

Coefficient de gonflement Cg = 0.04

En se référant ainsi au coefficient de compression obtenu, on pourra admettre que le sol d'étude est un sol moyennement compressible (Tableau 2.5). D'autre part, le coefficient Cg est inférieur à 5% signifiant que le sol sous fondation est non gonflant.

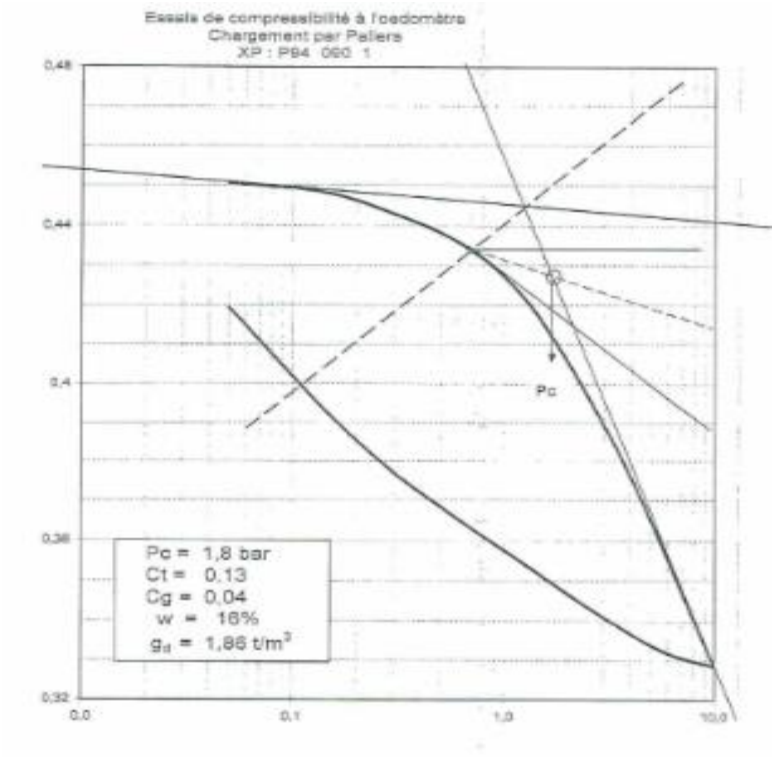


Figure **2.11** : Courbe de compressibilité à l'oedomètre du sol étudié.

Cc < 0,02	Sol incompressible
0,02 < Cc < 0,05	Sol très peu compressible
0,05 < Cc < 0,1	Sol peu compressible
0,1 < Cc < 0,2	Sol moyennement compressible
0,2 < Cc < 0,3	Sol assez fortement compressible
0,3 < Cc < 0,5	Sol très compressible
Cc > 0,5	Sol extrêmement compressible

Tableau **2.5**: Classification des sols selon leurs compressibilités.

4.2 Cisaillement direct

Afin d'estimer les valeurs des caractéristiques mécaniques du sol, des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande non consolidé non drainé (UU) ont été réalisés.

Il s'agit de déterminer expérimentalement la courbe intrinsèque du sol en vue d'en déduire les caractéristiques mécanique du sol à savoir sa cohésion (C) et son angle de frottement interne (φ).

L'essai s'effectue selon la norme NF P94-071-1 sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. La séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette (Figure 2.12).

L'appareil comporte un dispositif permettant d'appliquer sur l'échantillon une charge verticale par l'intermédiaire d'un piston. L'essai consiste à tirer horizontalement sur la demi-boîte inférieure à une vitesse constante de façon à cisailler le sol. L'effort horizontal est mesuré sur la demi-boîte supérieure ainsi que les déplacements horizontaux relatifs correspondants. La variation d'épaisseur de l'échantillon est également mesurée. Cette variation peut correspondre à un tassement (le sol est dit contractant) ou à un gonflement (le sol est alors du type dilatant).

Si l'essai est réalisé sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes, la courbe intrinsèque du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme de Coulomb (σ, τ) les points correspondant aux contraintes maximales mesurées.

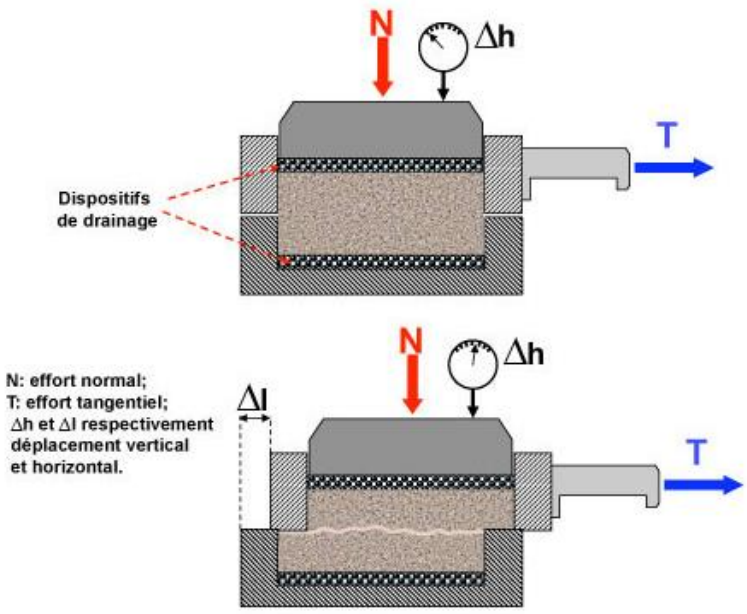


Figure **2.12**: Cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande.

L'analyse des résultats obtenus par cet essai de cisaillement pour le sol d'étude est représentée sur la figure 2.13 suivante :

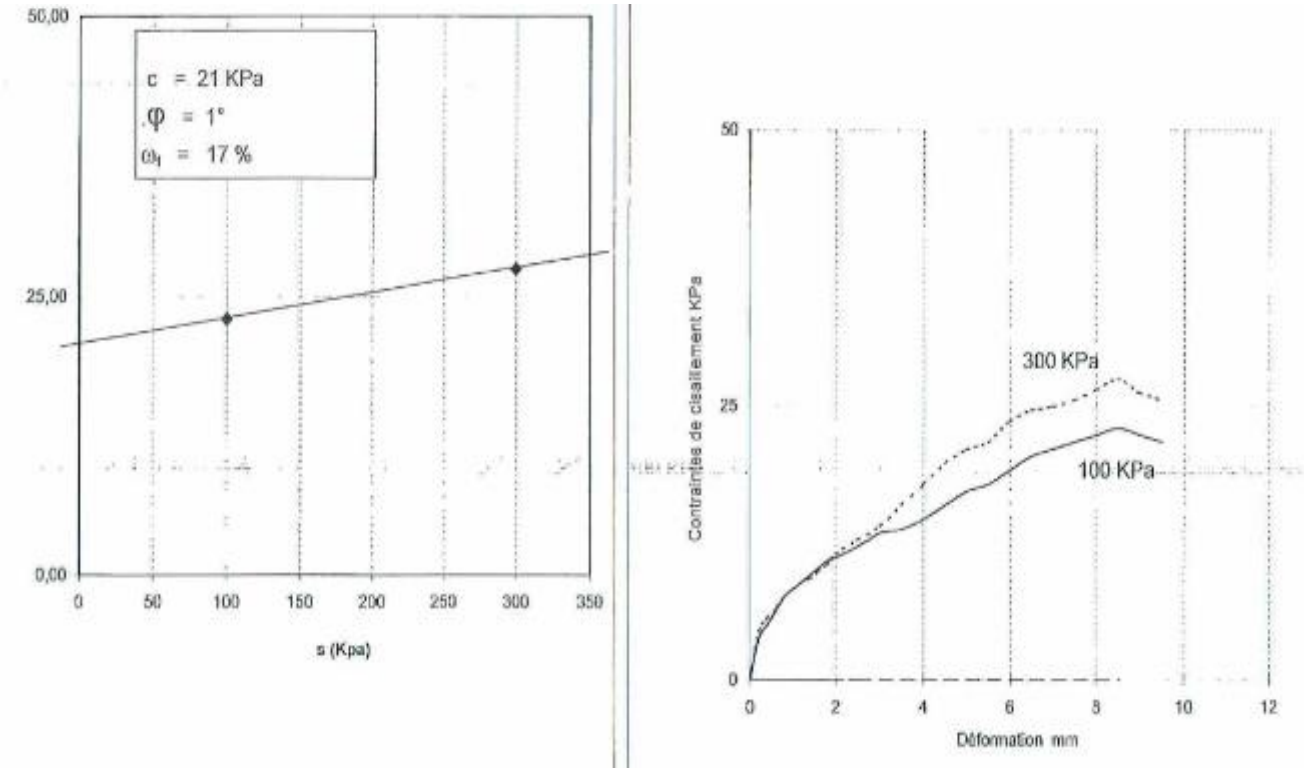


Figure **2.13**: Courbes de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande pour le sol étudié.

Les paramètres mécaniques obtenus de la courbe intrinsèque sont les suivants :

Cohésion (C) = 21 kPa Angle de frottement interne (φ) = 1°

5 Présentation des essais in-situ

5.1 Essai de pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique (Figure 2.14) , consiste à enfoncer dans le sol, par battage et de manière quasi-continue, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe débordante. Le nombre de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné est noté au fur et à mesure de la pénétration de la pointe dans le sol. Cet essai fournit la résistance dynamique de pointe (Rp) exprimée en bar et donnée par la formule suivante :

Figure **2.14** : Essai de pénétration dynamique.

$$Rp = \frac{M^2\ H\ N}{E\ (M+T)\ S}$$

Avec :

T = Poids du train de tige + enclume (en kg)

E = Enfoncement moyen sous un coup (en cm)

N = Nombre de coups

M = Poids du mouton

H = Hauteur de chute

S = Section droite de la pointe

Les résultats de cet essai pour le site étudié sont présentés sur la figure 2.15 et le tableau 2.6, la profondeur est positionnée à l'ordonnée en fonction de Rp :

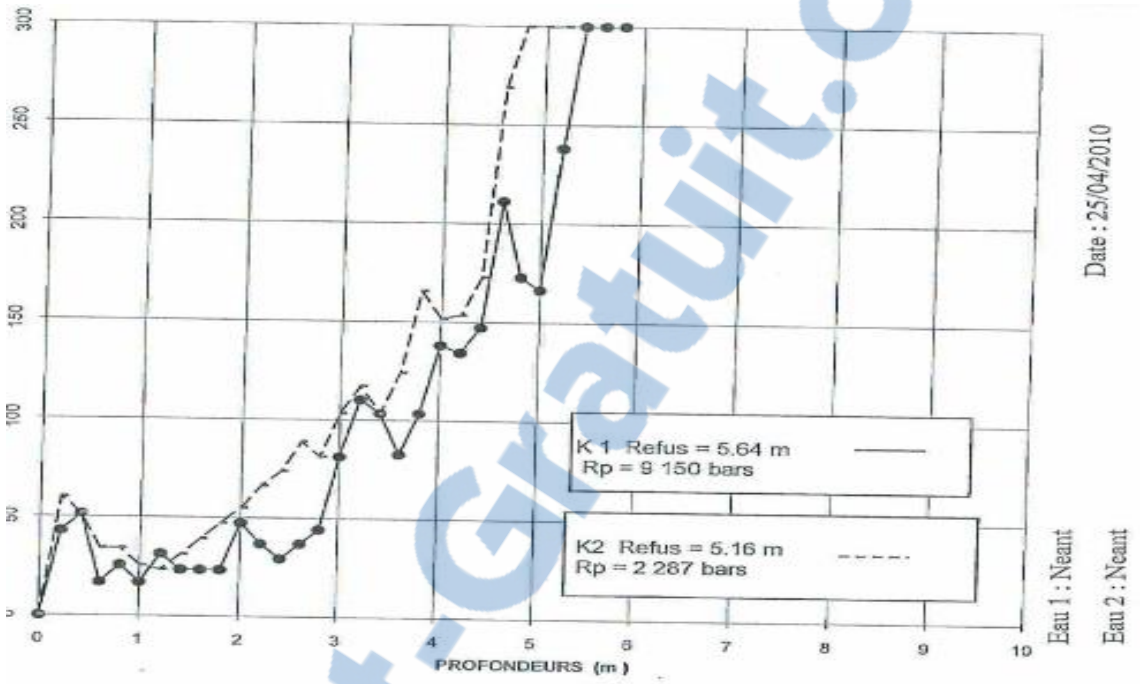


Figure **2.15**: Courbes de l'essai de pénétration dynamique pour le site étudié.

N° PD	K1	K2
Rp (bars)	9150	2287
Refus (m)	5.64	5.16

Tableau **2.6**: Résultats de l'essai de pénétration dynamique pour le site étudié.

6 Conclusion

Le terrain retenu pour recevoir le mur de soutènement près des 160 logements à Maghnia implantés à la cité Omar se compose d'une seule formation géologique alluvionnaire représentée par des argiles marrons sableuse avec des conglomérats de grès grisâtre de consistance raide a indurée (en profondeur).

La couverture est représentée par une terre végétale de 30 à 40 cm d'épaisseur.

Les teneurs en carbonates indiquent qu'il s'agit d'argile marneuse.

Ce sol se caractérise par une plasticité réduite (peu plastique) et un potentiel de gonflement jugé moyen voir non gonflant.

Rapport-Gratuit.com

En partant de toutes ces données et considérations, on recommande le mode d'infrastructures suivant :

- Mettre un système de fondations ~~en~~ superficielles sur semelles filantes
- Les descendre à une profondeur d'ancrage de 1.50m.
- Tenir ~~en~~ compte des recommandations du RPA 99, version 2003, qui montre que la région de Maghnia, Wilaya de Tlemcen se trouve dans la zone 1 en sismicité.

Chapitre 03 :

Dimensionnement et Stabilité du mur

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

1 Introduction

Le dimensionnement d'un mur de soutènement est un travail très laborieux il demande une succession de calculs continues et longs.

Il faut déterminer les éléments géométriques pour que l'ouvrage soit stable sous l'action des poussées de terre qu'il retient et il est important de pré-dimensionner de la manière la plus correcte les caractéristiques géométriques du mur.

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture de mur avec la prise en compte de coefficient de sécurité.

2 Caractéristiques des matériaux

Il est nécessaire de bien connaître les différents composants des matériaux constituant notre structure ainsi que leurs comportements. Cela nous permettra de prévenir contre de potentiel risques de rupture, de fissurations ou de dégradations. Le matériau le plus couramment utilisé pour ce type de construction c'est le béton armé.

2.1 Le béton

C'est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable , graviers) et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle » et éventuellement d'adjuvants et d'autres ingrédients pour en modifier ses propriétés. Il est défini par :

- Son poids volumique qui est de 25 kN/m^3

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- **La résistance à la compression**

f_{c28} = La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours.

f_{c28} = 25 MPa (avec un dosage en ciment = 350 kg/m^3).

- **La résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée f_{t28} est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement définit par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6+0{,}06\, f_{cj}$$

Pour f_{c28} égal à 25 MPa $\longrightarrow$ $f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times 25 = 2{,}1$ MPa

- **Module de déformation longitudinal « E »:**

C'est en fonction de la durée d'application des charges, on définit deux modules de déformation pour le béton donné comme suit :

- ✓ Sous charges d'une courte durée < 24 heures :

Le module de déformation longitudinale instantané

$E_{tj} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} MPa \Rightarrow$ Pour f_{c28}=25 : E_{ij} = 32 164,2 MPa.

- ✓ Sous charges d'une longue durée > 24 heures :

Le module de déformation longitudinale différé

$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} MPa \Rightarrow$ Pour f_{c28}=25 : E_{vj} = 10 818,86 MPa.

- ❖ **Déformation transversale G:**

Elle est exprimée par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$$

Où:

E: représente le module d'élastique longitudinal

υ: est le coefficient de poisson

- υ = 0,20 *pour un béton non fissuré*
- υ = 0 *pour un béton fissuré*

- ❖ **Les contraintes à l'état limite**

À l'état limite ultime (ELU) :

La contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton (f_{bu}) est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

Le coefficient γ_b :
- 1,5 en situation durable ou transitoire (SDT).
- 1,15 en situation accidentelle (SA).

Le coefficient θ est donné en fonction de la durée d'application des combinaisons d'action,

θ = 1 pour une durée > 24 heures

θ = 0,9 pour une durée entre 1 et 24 heures

θ = 0,85 pour une durée < 24 heures.

Pour $f_{c28} = 25MPa$ $\begin{cases} f_{bu} = 14,16 \text{ MPa en situation durable ou transitoire} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPa en situation accidentelle} \end{cases}$

À l'état limite de service (ELS) :

La contrainte de compression à l'ELS est donnée par :

$\sigma_{bc} = 0,5\ f_{c28}$ en service

$\sigma_{bc} = 0,6\ f_{c28}$ en construction

Diagramme contraintes-déformations du béton

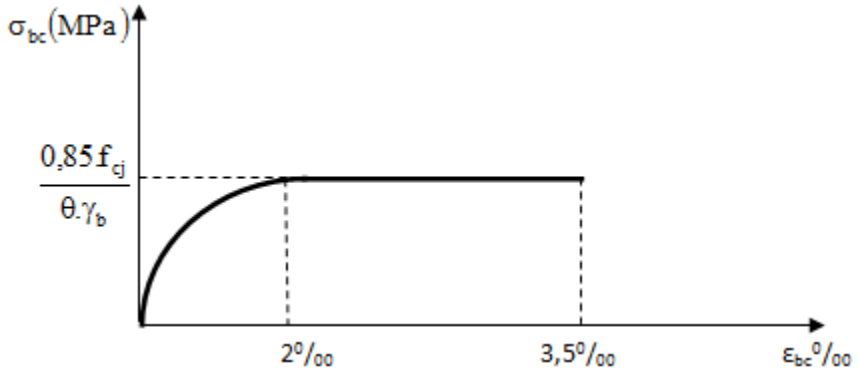


Figure **3.1**: Diagramme (σ-ε) du béton.

La contrainte de cisaillement est en fonction de la nature des fissurations. Ainsi :

- Lorsque la fissuration est peu nuisible, la contrainte ultime de cisaillement vaut :

$$\tau_u = \min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;5\ \text{MPa}\right) = 3,33\ \text{MPa}$$

- Lorsque la fissuration est préjudiciable où très préjudiciable, la contrainte ultime de cisaillement vaut :

$$\tau_u = \min\left(0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;4\ \text{MPa}\right) = 2,5\ \text{MPa}$$

2.2 L'acier

L'acier est le deuxième matériau qui constitue le béton armé. C'est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage. Son rôle principal est la reprise des efforts de traction et les efforts de cisaillement ainsi que l'effort tranchant car le béton a une faible résistance à la traction. L'acier sera donc placé dans les zones tendues de la structure où on supposera inexistant le béton. Avec sa bonne adhérence au béton, il constitue un matériau homogène.

Remarque

Le béton et l'acier une fois mis en place se comporteront comme un seul matériau c'est à dire qu'il n'y aura pas de glissement entre les deux matériaux.

❖ **Résistance de l'acier**

On utilisera :

Acier à haute adhérence: de la classe **FeE400** et de la limite d'élasticité, fe = 400 MPa Pour les armatures longitudinales.

Les ronds lisse (acier doux): la classe **FeE235** et de la limite d'élasticité fe = 235 MPa pour les armatures transversales.

Les treillis soudés : Pour la dalle de compression fe = 520 MPa.

Chaque propriété mécanique des aciers doit être connue avec précision pour que les constructions en béton armé résistent sans aucun risque de rupture ou détérioration. Les caractéristiques mécaniques utilisées sont présentées dans le tableau 3.1 suivant :

Nuance de l'acier	Les limites élastiques fe (MPa)	La contrainte de rupture (MPa)	L'allongement de rupture (%)
FeE235 [Rond lisse]	235	410 à 490	25
FeE400 [Haute adhérence]	400	480	14

Tableau **3.1**: Les caractéristiques mécaniques des aciers

❖ **Module d'élasticité longitudinale**

Le Module d'élasticité longitudinale est de $E_s = 2.10^5$MPa.

❖ **Les contraintes limites**

- **à l'ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle $\Rightarrow \sigma_s = 400$ MPa

$\gamma_s = 1,15$ en situation durable ou transitoire. $\Rightarrow \sigma_s = 347,83$ MPa

- **à l'ELS**

La contrainte à l'état limite de service varie selon le type de fissuration :

✓ Fissuration peu nuisible (FPN) :

La contrainte de traction des aciers n'a pas de limites (celle de l'ELU).

$$\frac{f_e}{\gamma_s}$$

- ✓ Fissuration préjudiciable (FP) :

$$\overline{\sigma st} = \min\left(\frac{2}{3}fe; 110\sqrt{\eta.ft28}\right) = 201{,}63\ MPa$$

- ✓ Fissuration très préjudiciable (FTP) :

$$\overline{\sigma st} = \min\left(\frac{2}{3}fe; 90\sqrt{\eta.ft28}\right) = 164{,}97\ MPa$$

Avec

η = 1 pour les aciers rond lisse (RL) et les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

η = 1,6 pour les aciers a haut adhérence (HA).

Diagramme contraintes-déformations

Pour les aciers, le diagramme contraintes-déformation se compose de deux parties :

- De 0 à ε_1 , une droite oblique d'équation : $\sigma_s = E_s \times \varepsilon$ ($E_s = 2^5$ MPa)

- Et de ε_1 à 10‰, une droite horizontale d'équation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

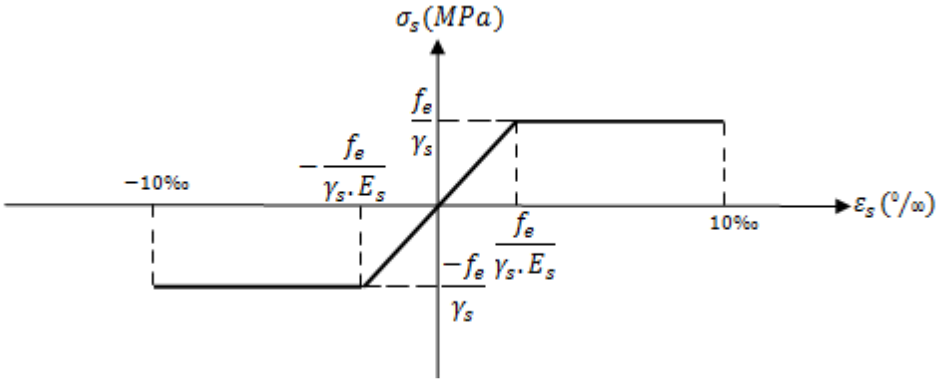


Figure 3.**2**: Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

3 Capacité portante de sol de fondation

La capacité portante est donnée par l'expression suivante :

$$\mathbf{ql = 0.5\ S'_\gamma\ I_\gamma\ B'\ \gamma\ N_\gamma + S'_q\ I_q\ (q + \gamma D)\ N_q + S'_c\ Ic\ C\ N_c}$$

Les facteurs de capacité portante sont donnés par :

$$I_\gamma = (1-\frac{\delta}{\varphi})^2 \qquad I_c = I_q = (1-\frac{2\delta}{\pi})^2$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q+1\right)\tan\varphi \qquad N_q = \tan^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})\ e^{\pi\tan\varphi} \qquad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\varphi}$$

La semelle étant filante. Donc les coefficients de forme :

$S'_\gamma = S'_q = S'_c = 1$

Les données du sol de fondation sont comme suit :

$\gamma = 20,6$ kN/m^3 ; C = 62 kN/m^2 ; D = 1,5 m ; $\delta = 0$; q = 0 ; $\varphi = 12°$

δ : l'inclinaison de la charge par rapport de la verticale

Donc les résultats sont :

$N_\gamma = 1,67$; $N_q = 2,93$; $N_c = 9,03$; $I_\gamma = I_q = I_c = 1$

B' = B – 2e = 4,9 – 0,14 = 4,76m

Donc

$q_l = [0,5 \times 4,76 \times 20,6 \times 1,67] + [(20,6 \times 1,5) \times 2,93] + [62 \times 9,03] = 732,27$ Kpa

Calcul de la contrainte admissible q_{adm} :

$$q_{adm} = \frac{q_l - q_0}{F_s} + q_0$$

Avec ;

F_s : coefficient de sécurité de fondation qui est pris égal à 3

$q_0 = (\gamma \times D) + q$

$q_0 = (20,6 \times 1,5) = 30,9$ KPa

$$q_{adm} = \frac{732,27 - 30,9}{3} + 30,9 = 264,69 \text{ KPa}$$

4 Le pré-dimensionnement

Il faut pré-dimensionner les caractéristiques géométriques du mur de soutènement de la façon la plus juste possible pour avoir des résultats très rapidement. Pour cela on va suivre les étapes de la figure 3.3 ci-dessous.

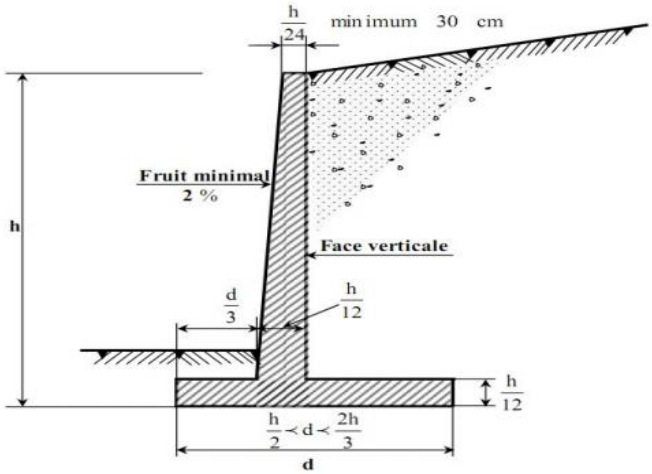


Figure **3.3**: Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé.

Le tableau 3.2 ainsi que la figure 3.4 suivant résument les différentes dimensions du mur prises pour notre cas d'étude :

Hauteur(m)	**H/24 (m)**	**H/12(m)**	**d(m)**		**d/3(m)**
7,5	0,313	0,625	**h/2(m)**	**2h/3(m)**	1,63
			3,75	5	
Dimensionnement choisie					
7,5	0,4	0,8	4,9		1,65

Tableau **3.2:** Pré-dimensionnement du mur

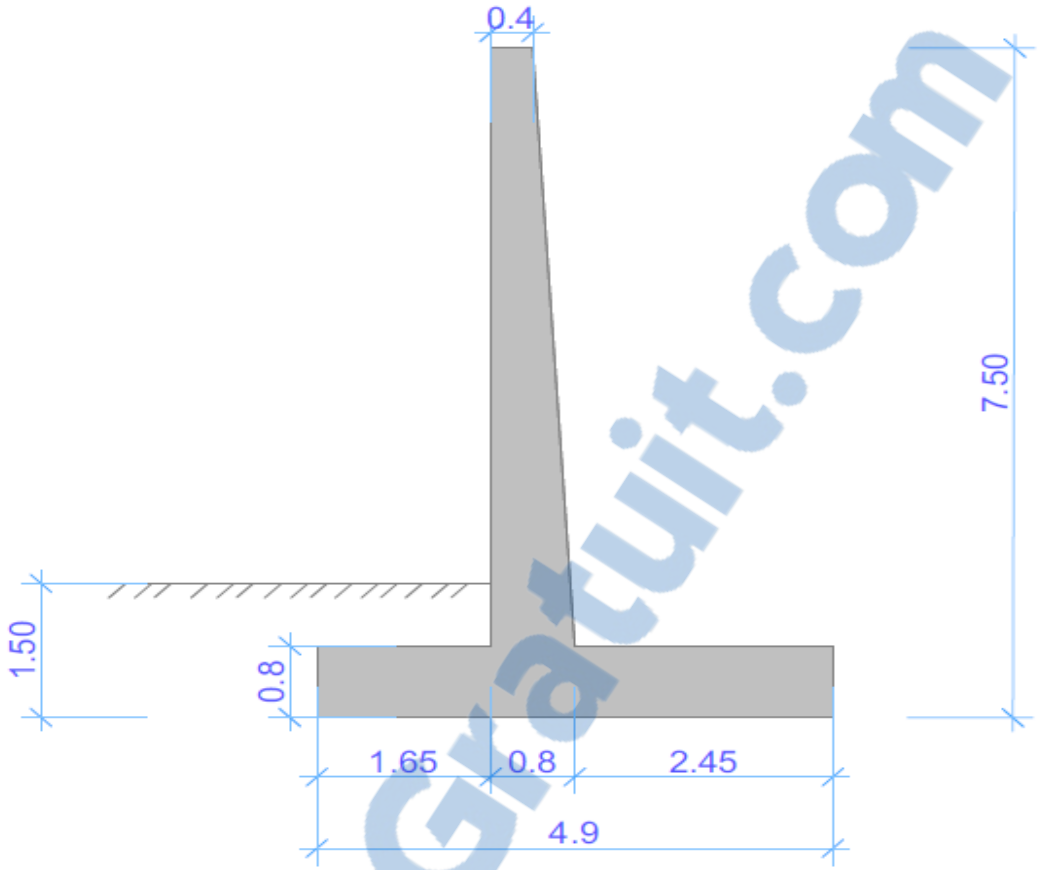


Figure **3.4**:Pré-dimensionnement du mur de soutènement étudié.

5 Détermination des pressions des terres sur le mur

Les caractéristiques mécaniques du sol et du mur prises pour la détermination des forces s'exerçant sur le mur sont les suivantes :

Pour le béton : $\gamma_{béton}$ = 25 kN/m^3

Pour le remblai : γ_h= 20,6 kN/m^3 C = 62 kPa φ= 12 °

- ✓ Calcul des coefficients de poussée et de butée :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} \times \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{12}{2}\right) = 0{,}656$$

$$K_{ac} = 2\sqrt{K_a} = 2\sqrt{0{,}656} = 1{,}62$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \frac{1}{0{,}656} = 1{,}524$$

$$K_{pc} = 2\sqrt{K_p} = 2\sqrt{1{,}524} = 2{,}47$$

- ✓ Les forces verticaux et leurs points d'applications

Elles sont représentées par les poids des éléments (voile, semelle et la terre) et aussi la surcharge si elle existe.

- Pour le voile W_v:

$$\begin{cases} W_{v1} = 0{,}4 \times 6{,}7 \times 1 \times 25 = 67 \text{ kN/ml} \\ XW_{v1} = \frac{0{,}4}{2} + 1{,}65 = 1{,}85 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} W_{v2} = ½\ (0{,}8 - 0{,}4)\ 6{,}7 \times 1 \times 25 = 33{,}5 \text{ kN/ml} \\ XW_{v2} = \frac{(0{,}8-0{,}4)}{3} + 0{,}4 + 1{,}65 = 2{,}183 \text{ m} \end{cases}$$

- Pour la semelle W_s:

$$\begin{cases} W_s = 4{,}9 \times 0{,}8 \times 1 \times 25 = 98 \text{ kN/ml} \\ XW_s = \frac{4{,}9}{2} = 2{,}45 \text{ m} \end{cases}$$

- Pour la terre W_t :

Arrière du mur

$$\begin{cases} W_{t1} = 2{,}45 \times 6{,}7 \times 1 \times 20{,}6 = 338{,}15 \text{ kN/ml} \\ XW_{t1} = \frac{2{,}45}{2} + 0{,}8 + 1{,}65 = 3{,}675 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} W_{t2} = ½\ (0{,}8 - 0{,}4) \times 6{,}7 \times 1 \times 20{,}6 = 27{,}6 \text{ kN/ml} \\ XW_{t2} = = \frac{2\times(0{,}8-0{,}4)}{3} + 0{,}4 + 1{,}65 = 2{,}316 \text{ m} \end{cases}$$

Coté avant de mur

$$\begin{cases} W_{t3} = 1{,}65 \times 0{,}7 \times 1 \times 20{,}6 = 23{,}79 \text{ kN/ml} \\ XW_{t3} = \frac{1{,}65}{2} = 0{,}825 \text{ m} \end{cases}$$

- ✓ Calcul des contraintes :

Calcul des contraintes verticales:

$\sigma'_{v1} = \gamma_h \times h_1 = 20,6 \times 7,5 = 154,5$ kPa

$\sigma'_{v2} = \gamma_h \times h_2 = 20,6 \times 1,5 = 30,9$ kPa

Calcul des contraintes de poussée :

$\sigma'_{h1} = (\gamma_h \times h_0) \times K_a - C \times K_{ac} = 0 \times 0,656 - 62 \times 1,62 = -100,44$ kPa

Le calcul de la contrainte de poussée à la surface du sol nous a conduits à une valeur négative signifiant une contrainte de traction. Comme le sol présente une résistance faible à la traction, ce qui pourra conduire à l'apparition de fissures en tête du massif de sol.

Pour cela, on admettra qu'à la limite, la contrainte de poussée à la surface du sol soit nulle ; ce qui nous conduira à :

$\sigma'_{h1} = (\gamma_h \times h_0) \times K_a + q \times K_{aq} - C \times K_{ac} = 0$

Avec ; $K_a = K_{aq} = 0,656$

$0 = 0 \times 0,656 + q \times 0,656 - 62 \times 1,62$

$q = \underline{153,11 \text{ kPa}}$

q : la surcharge (charge verticale)

On prend q= 155 kPa donc,

$W_q = q \times 2,85$

$$\begin{cases} W_q = 155 \times 2,85 = \underline{441,75 \text{ kN/ml}} \\ XW_q = \frac{2,85}{2} + 0,4 + 1,65 = \underline{3,28 \text{ m}} \end{cases}$$

Les contraintes de poussées devenues :

$\sigma'_{ha1} = (\gamma_d \times h_0) \times K_a + q \times K_{ac} - C \times K_{ac} = 0 \times 0,656 + 155 \times 0,656 - 62 \times 1,62 = 1,24$ kPa

$\sigma'_{ha2} = \sigma'_{h1} + (\sigma'_{v1} \times K_a)$

$\sigma'_{ha2} = 1,24 + (154,5 \times 0,656) = 102,59$ kPa

Les contraintes de butées :

$\sigma'_{hp1} = (\gamma_h \times h_0) \times K_p + C \times K_{pc} = 0 \times 1,524 + 62 \times 2,47 = 153,14$ kPa:

$\sigma'_{hp2} = \sigma'_{hp1} + (\sigma'_{v2} \times K_p)$

$\sigma'_{hp2} = 153,14 + (30,9 \times 1,524) = 200,23$ kPa

- ✓ Calcul des forces horizontaux et leurs points d'application :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

$$\begin{cases} F_{a1} = \sigma'_{ha1} \times H = 1{,}24 \times 7{,}5 = 9{,}3 \text{ kN} \\ XF_{a1} = \frac{H}{2} = \frac{7{,}5}{2} = 3{,}75 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{a2} = \frac{(\sigma'_{ha2} - \sigma'_{ha1}) \times H}{2} = \frac{(102{,}59 - 1{,}24) \times 7{,}5}{2} = 380{,}06 \text{ kN} \\ XF_2 = \frac{H}{3} = \frac{7{,}5}{3} = 2{,}5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{p1} = \sigma'_{hp1} \times h_2 = 153{,}14 \times 1{,}5 = 229{,}71 \text{ kN} \\ XF_{p1} = \frac{h_2}{2} = \frac{1{,}5}{2} = 0{,}75 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{p2} = \frac{(\sigma'_{hp2} - \sigma'_{hp1}) \times h_2}{2} = \frac{(200{,}23 - 153{,}14) \times 1{,}5}{2} = 35{,}32 \text{ kN} \\ XF_{p2} = \frac{h_2}{3} = \frac{1{,}5}{3} = 0{,}5 \text{ m} \end{cases}$$

Les forces	Forces verticales F_V (kN)	Forces horizontales F_H (kN)	Points d'application des forces (m)	Moment stabilisateurs (kN.m)	Moment renversants (kN.m)
F_{a1}		9,3	3,75		34,88
F_{a2}		380,06	2,5		950,15
F_{p1}		229,71	0,75	172,28	
F_{p2}		35,32	0,5	17,66	
W_{v1}	67		1,85	123,95	
W_{v2}	33,5		2,183	73,13	
W_s	98		2,45	240,1	
W_{t1}	338,15		3,675	1242,70	
W_{t2}	27,6		2,316	63,92	
W_{t3}	23,79		0,825	19,63	
W_q	441,75		3,28	1448,94	
$\sum =$	**1029,79**	**654,39**		**3366,31**	**985,03**

Tableau **3.3**: Récapitulatif des forces et moments agissant sur le mur cantilever étudié.

6 Stabilité du mur

La stabilité du mur de soutènement doit être vérifiée en suivant les conditions suivantes :

- Vérification pour le glissement
- Vérification pour le renversement
- Vérification pour le poinçonnement du sol de fondation

6.1 Vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement

$$Fgl = \frac{\sum FH_{stab}}{\sum FH_{renv}} = \frac{S + Fp1 + Fp2}{Fa1 + Fa2}$$

Avec :

$S = a \times B + \Sigma F_v \times \tan\delta$

$a = C \times \frac{\tan\delta}{\tan\varphi}$

a : adhérence sol-mur

B : la base du mur

C : la cohésion du sol sous le mur

δ: angle de frottement entre la base du mur et le sol

$\sum F_{H\,stab} = 265{,}03$ kN

$\sum F_{H\,renv} = 389{,}36$ kN

$\sum F_V = 1029{,}79$ kN

$\delta = \varphi \qquad \tan\delta = \tan\varphi = \tan 12 = 0{,}213$

a = 62 kPa

$Fgl = \frac{(62\times4{,}9) + (1029{,}79 \times 0{,}213) + 265{,}03}{389{,}36} = 2{,}02 > 2 \rightarrow$ La stabilité du mur vis-à-vis du risque de glissement est assurée.

6.2 Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement

$Fre = \frac{\sum M_{STA}}{\sum M_{REN}} = \frac{3366{,}31}{985{,}03} = 3{,}42 > 1{,}5 \rightarrow$ La stabilité du mur vis-à-vis du risque de renversement est assurée.

6.3 Vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement du sol de fondation

$\Sigma Résul = \Sigma M\ (stabilisant) - \Sigma M\ (renversant) = |Mo|$

Calcul de Mo: $|Mo|$=3366,31 – 985,03 = 2381,28 kN.m

Calcul de x: $\frac{|Mo|}{\sum F_v} = x = \frac{2381,28}{1029,79} = 2,31\ m$

Calcul de e: $e = \frac{B}{2} - x$

$$e = \frac{4,9}{2} - 2,31 = 0,14\ m$$

0 < e = 0,14 m < B/6 = 0,82 m → la répartition des contraintes sous la base du mur est trapézoïdale.

$$q_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq q_{adm}$$

Avec :

$\sigma_{max} = \frac{\sum Fv}{B} \times (1 + \frac{6 \times e}{B})$ $\sigma_{max} = \frac{1029,79}{4,9} \times (1 + \frac{6 \times 0,14}{4,9}) = 246,19\ kN/m^2$

$\sigma_{min} = \frac{\sum Fv}{B} \times (1 - \frac{6 \times e}{B})$ $\sigma_{min} = \frac{1029,79}{4,9} \times (1 - \frac{6 \times 0,14}{4,9}) = 173,13\ kN/m^2$

$q_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq q_{adm}$ $q_{ref} =$

$\frac{3 \times 246,19 + 173,13}{4} = 227,93 < 264,69\ kN/m^2$

La stabilité du mur vis-à-vis du risque de poinçonnement du sol de fondation est assurée.

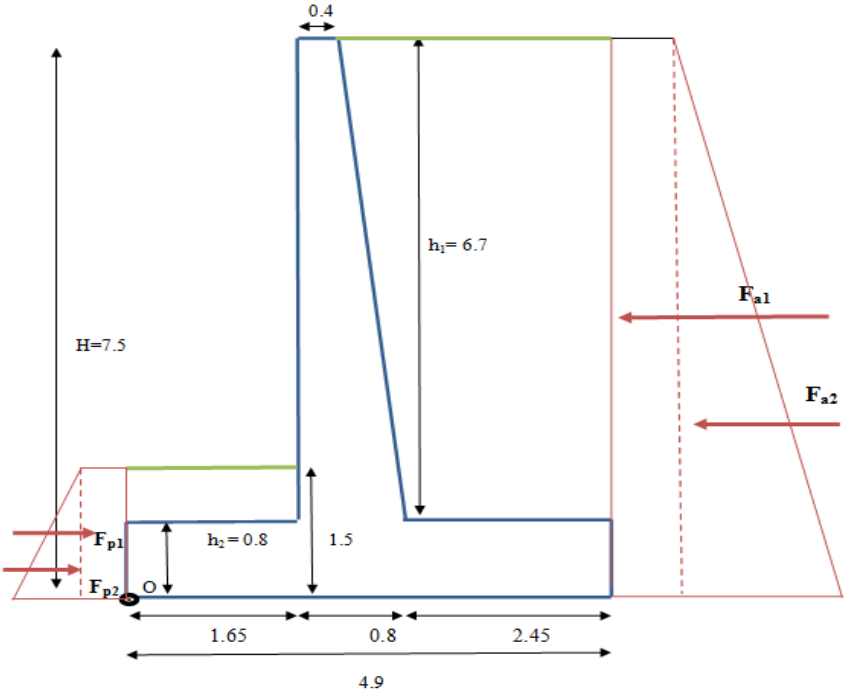


Figure **3.5**:Répartition des forces horizontales agissant sur le mur de soutènement..

Les résultats d'étude de stabilité pour les différentes hauteurs du mur sont résumés sur le tableau 3.4 suivant :

La hauteur (m)	Pré-dimensionnement des murs choisis (m)						Vérification de Stabilité			
	H/24	H/12	H/2	2H/3	D	d/3	au glissement > 2	au renversement > 1,5	au poinçonnement < 264,69 kPa	Condition de stabilité
5	0,3	0,45	2,5	3,33	2,6	0,9	2,95	3,16	200,05	Vérifiée
5,3	0,3	0,5	2,65	3,53	2,8	1	2,75	3,04	191,9	Vérifiée
5,5	0,3	0,5	2,75	3,66	2,9	1	2,61	2,96	184,71	Vérifiée
6	0,3	0,55	3	4	3,1	1,1	2,3	2,64	191,95	Vérifiée
6,1	0,3	0,55	3,05	4,06	3,2	1,1	2,27	2,7	198,14	Vérifiée
6,3	0,3	0,55	3,15	4,2	3,2	1,1	2,14	2,49	215,3	Vérifiée
6,6	0,3	0,55	3,3	4,4	3,5	1,2	2,07	2,63	224,12	Vérifiée
6,8	0,3	0,6	3,4	4,53	3,8	1,3	2,06	2,81	220,26	Vérifiée
7,1	0,3	0,7	3,55	4,7	4,4	1,5	2,09	3,32	210,48	Vérifiée

Tableau **3.4**: Pré-dimensionnement et vérification de la stabilité du mur pour des hauteurs variables.

7 Ferraillage

Le ferraillage du mur de soutènement est déterminé en deux parties :

7.1 Ferraillage de la semelle

Le ferraillage de la semelle se fait par la méthode des consoles

- La longueur de la console D :

$$D = A + \frac{C}{2} = 2{,}45 + \frac{0{,}8}{2} = 2{,}85\ m$$

A : patin de la semelle

C : surface de liaison entre la semelle et le voile

$$\sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})\ D}{B} = 246{,}19 - \frac{(246{,}19 - 173{,}13)\ \times\ 2{,}85}{4{,}9} = 203{,}70\ kPA$$

$$R = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_{\mathrm{d}})\ D}{2} = \frac{(246{,}19 + 203{,}7)\ \times\ 2{,}85}{2} = 641{,}09\ kN$$

- Le bras de levier d :

$$d = \frac{(\sigma_d + 2\sigma_{max})\ D}{3(\sigma_d + \sigma_{max})} = \frac{(203{,}7 + 2 \times 246{,}19)\ \times 2{,}85}{3 \times (203{,}7 + 246{,}19)} = 1{,}47\ m$$

- Le moment M :

$$M = R \times d = 641{,}09 \times 1{,}47 = 942{,}40\ KN.m$$

- Section d'encastrement du talon :

$$d = 0{,}9 \times h_2 = 0{,}9 \times 0{,}8 = 0{,}72\ m$$

$$\mu_u = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0{,}942}{1\ \times (0{,}72)^2 \times\ 14{,}16} = 0{,}128$$

$$\mu_u = 0{,}128 < \mu_R = 0{,}379$$

Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimé ($A_{sc} = 0$)

$$\alpha\ =\ 1{,}25\ (1\ - \sqrt{1\ -\ 2\mu_u})\ =\ 1{,}25\ \times (1\ - \sqrt{1 - 2\ \times\ (0{,}128)}\ =\ 0{,}172$$

$$Z = d\,(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}72 \times [1 - (0{,}4 \times 0{,}172)] = 0{,}670\ m$$

$$A_{st} = \frac{M}{Z.\sigma_{st}} = \frac{0{,}942}{0{,}67 \times 347{,}83} = 40{,}42\ cm^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 1 \times 0{,}72 \times 2{,}1}{400} = 8{,}69 cm^2$$

$A_{st} > A_{min} \Longrightarrow$ Donc on adopte A_{st} pour le ferraillage de la semelle.

Le choix à adopter est : 9T25 = 44,18 cm^2

- Armature de répartition :

A_{rep} = 25% A_{st}

$$A_{rep} = \frac{44{,}18}{4} = 11{,}05\ cm^2$$

Le choix à adopter est :: 10T12 = 11,31 cm^2

- Le choix des barres :

Pour la nappe inférieure : On prendra 9 T 25/ml avec un espacement de 8 cm

Pour les armatures de répartition : On prendra 10 T 12/ml avec un espacement de 8 cm

Pour la nappe supérieure : On prendra 7 T 14 avec un espacement de 12 cm (côté comprimé)

Pour les armatures de répartitions : On prendra 10 T 12 avec un espacement de 8 cm

7.2 Ferraillage du voile

A. Le côté intérieur

- Forces de poussée et leurs points d'application

F_{a1} = 9,3 kN ; F_{a2} = 380,06 kN

$XF_{a1} = \frac{h_1}{2} = \frac{6{,}7}{2} = 3{,}35\ m$; $XF_{a2} = \frac{h_1}{3} = \frac{6{,}7}{3} = 2{,}23\ m$

- Le moment M

$$M = (F_{a1} \times XF_{a1}) + (F_{a2} \times XF_{a2})$$

$$M = (9{,}3 \times 3{,}35) + (380{,}06 \times 2{,}23) = 878{,}69\ kN.m$$

- La section du voile d :

$$d = 0{,}9 \times h = 0{,}9 \times 0{,}8 = 0{,}72\ m$$

$$\mu_u = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0{,}879}{1 \times (0{,}72)^2 \times 14{,}16} = 0{,}12$$

$$\mu_u = 0{,}12 < \mu_R = 0{,}379$$

Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées ($A_{sc} = 0$)

$$\alpha = 1{,}25\,(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1{,}25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0{,}12)} = 0{,}160$$

$$Z = d\,(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}72 \times [1 - (0{,}4 \times 0{,}16)] = 0{,}674\ m$$

$$A_{st} = \frac{M}{Z.\sigma_{st}} = \frac{0{,}879}{0{,}674 \times 347{,}83} = 38{,}26\ cm^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 1 \times 0{,}72 \times 2{,}1}{400} = 8{,}69\ cm^2$$

$A_{st} > A_{min} \Longrightarrow$ Donc on adopte A_{st} pour le ferraillage du voile.

Le choix à adopter est : 8T25 = 39,27 cm^2

- Armature de répartition :

$A_{rep} = 25\%\ A_{st}$

$$A_{rep} = \frac{39{,}27}{4} = 9{,}82\ cm^2$$

Le choix à adopter est : 7T14 = 10,78 cm^2

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

B. Le côté extérieur

- Forces de butée et leurs points d'application

F_{p1} = 229,72 kN ; F_{p2} = 35,32 kN

$XF_{p1} = \frac{h_2}{2} = \frac{0,7}{2} = 0,35\ m$; $XF_{p2} = \frac{h_2}{3} = \frac{0,7}{3} = 0,233\ m$

- Le moment M

$$M = (F_{p1} \times XF_{p1}) + (F_{p2} \times XF_{p2})$$

$$M = (229,72 \times 0,35) + (35,32 \times 0,233) = 88,63\ kN.m$$

$$\mu_u = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,089}{1 \times (0,72)^2 \times 14,16} = 0,012$$

$$\mu_u = 0,012 < \mu_R = 0,379$$

Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées ($A_{sc} = 0$)

$$\alpha = 1,25\,(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,012)} = 0,015$$

$$Z = d\,(1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times [1 - (0,4 \times 0,013] = 0,716\ m$$

$$A_{st} = \frac{M}{Z.\sigma_{st}} = \frac{0,089}{0,716 \times 347,83} = 3,57\ cm^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,72 \times 2,1}{400} = 8,69\ cm^2$$

$A_{st} < A_{min} \Longrightarrow$ Donc on adopte A_{min} pour le ferraillage du voile

Le choix à adopter est : 8T12 = 9,03 cm^2

- Armature de répartition :

$A_{rep} = 25\%\ A_{st}$

$$A_{rep} = \frac{9,03}{4} = 2,26\ cm^2$$

Le choix à adopter est :: 7T12 = 7,92 cm^2

- Le choix des barres :

Pour la nappe intérieure : On prendra 8 T 12/ml avec un espacement de 10 cm

Pour les armatures de répartition : On prendra 7 T 12/ml avec un espacement de 12 cm

Pour la nappe extérieure : On prendra 8 T 25 avec un espacement de 10 cm (côté comprimé)

Pour les armatures de répartitions : On prendra 7 T 14 avec un espacement de 12 cm

Le tableau 3.5 donne un résumé du ferraillage à adopter pour les éléments constitutifs du mur de soutènement étudié.

Ferraillage			
Semelle		Voile	
Nappe supérieure	Nappe Inférieure	Nappe Intérieure	Nappe extérieure
9T14/ml	9T25/ml	8T12/ml	8T25/ml
Ferraillage de répartition			
10T12/ml	10T12/ml	7T12/ml	7T14/ml

Tableau **3.5**: Récapitulatif du ferraillage des éléments du mur de soutènement.

La disposition des armatures est aussi représentée sur la figure 3.6 suivante :

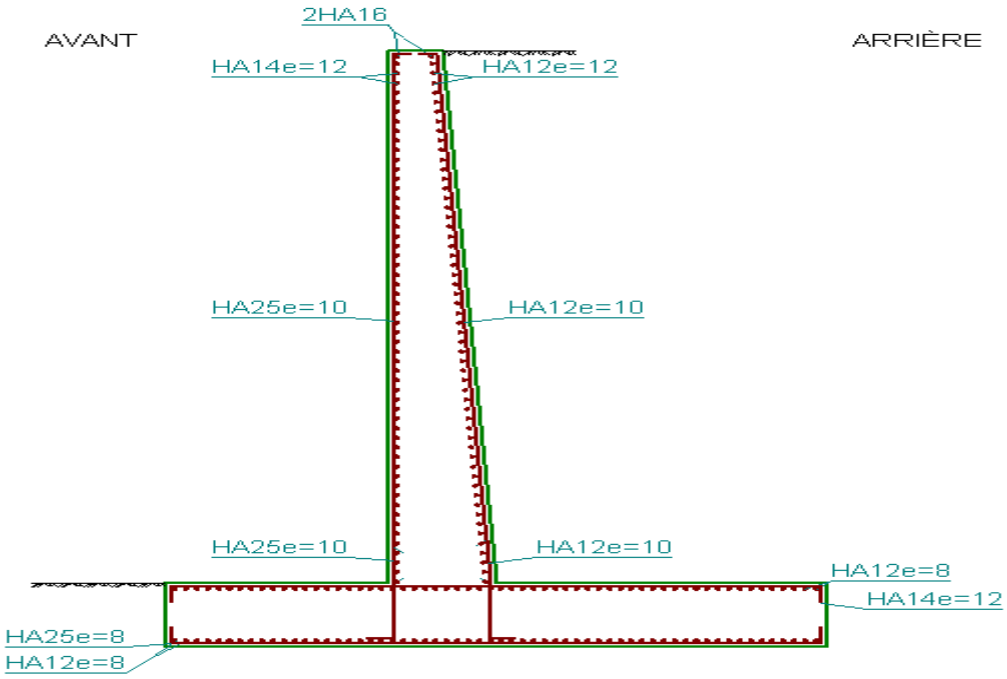


Figure **3.6**:Ferraillage du mur de soutènement

Le tableau 3.6 suivant ~~va~~ indique la répartition du ferraillage pour les autres hauteurs variables du mur de l'étude.

Hauteur (m)	Ferraillage			
	Semelle		Voile	
	Nappe supérieure	Nappe Inférieure	Nappe Intérieure	Nappe extérieure
5	6T12/ml	6T20/ml	7T14/ml	7T20/ml
5,3	5T12/ml	5T20/ml	7T14/ml	7T20/ml
5,5	6T12/ml	6T20/ml	6T14/ml	5T25/ml
6	6T12/ml	6T20/ml	6T14/ml	6T25/ml
6,1	7T12/ml	7T20/ml	6T14/ml	6T20/ml+6T16/ml
6,3	7T12/ml	7T20/ml	8T12/ml	7T25/ml
6,6	7T12/ml	7T20/ml+7T12/ml	8T12/ml	8T20/ml+8T16/ml
6,8	10T12/ml	10T20/ml	8T12/ml	8T20/ml+8T16/ml
7,1	7T14/ml	7T25/ml	8T12/ml	8T25/ml

Tableau **3.6**: Ferraillage du mur d'étude avec des hauteurs de soutènement variables.

8 Conclusion

Le calcul de stabilité externe effectuée pour notre mur cantilever, nous a conduit à conclure que le pré-dimensionnement choisi pour notre mur de soutènement a permis d'aboutir à ce que la stabilité vis-à-vis du glissement, renversement et poinçonnement du sol de fondation est assurée.

D'autre part, l'étude de la stabilité interne du mur nous a permis de choisir le ferraillage adéquat à disposer pour les différents éléments constitutifs du mur de soutènement étudié.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Chapitre 04 :

Les fondations

1 Introduction

Quel que soit un ouvrage, il s'appuie sur un sol d'assise et lui transmet donc un ensemble de charges. Entre le terrain et l'ouvrage, les fondations jouent le rôle d'interface. Elles sont adaptées au terrain et à l'ouvrage. Ainsi les fondations prennent des formes différentes pour répondre à la problématique des charges et contraintes (la recherche de l'équilibre).

Les fondations sont les parties enterrées d'un ouvrage, c'est un élément essentiel de toute construction. C'est pourquoi une attention toute particulière doit être faite lors de leur étude et de leur réalisation.

2 Définition

On appelle fondation, la partie enterrée d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol de toutes les charges permanentes et variables supportées par l'ouvrage. Les particularités naturelles et artificielles du site, la topographie, la structure, le sol, les eaux souterraines, les ouvrages voisins…, doivent orienter le choix de la fondation à mettre en place. [14]

3 Type des fondations

On peut distinguer deux grands types de fondations; les fondations superficielles et les fondations profondes (Figure 4.1) :

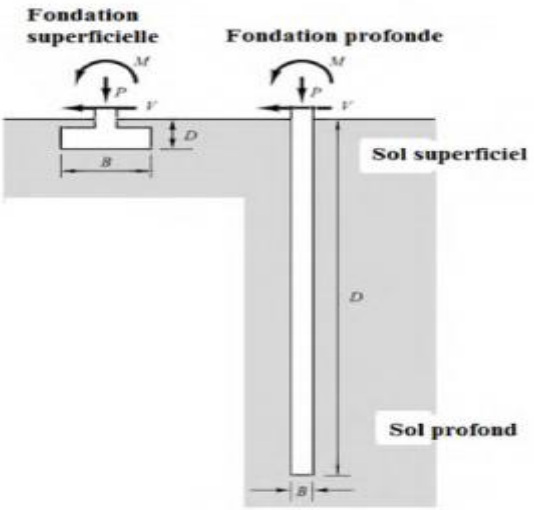


Figure **4.1**:Fondations superficielle et profonde.

3.1 Fondation superficielle

On appelle une « fondation superficielle » toute fondation dont l'encastrement D dans le sol de fondation n'excède pas quatre ou cinq fois la largeur B (ou le plus petite côté B) [15] (Figure 4.2). Donc Les fondations superficielles sont celles qui sont faiblement encastrés dans le sol.

$$\frac{D}{B} < 4$$

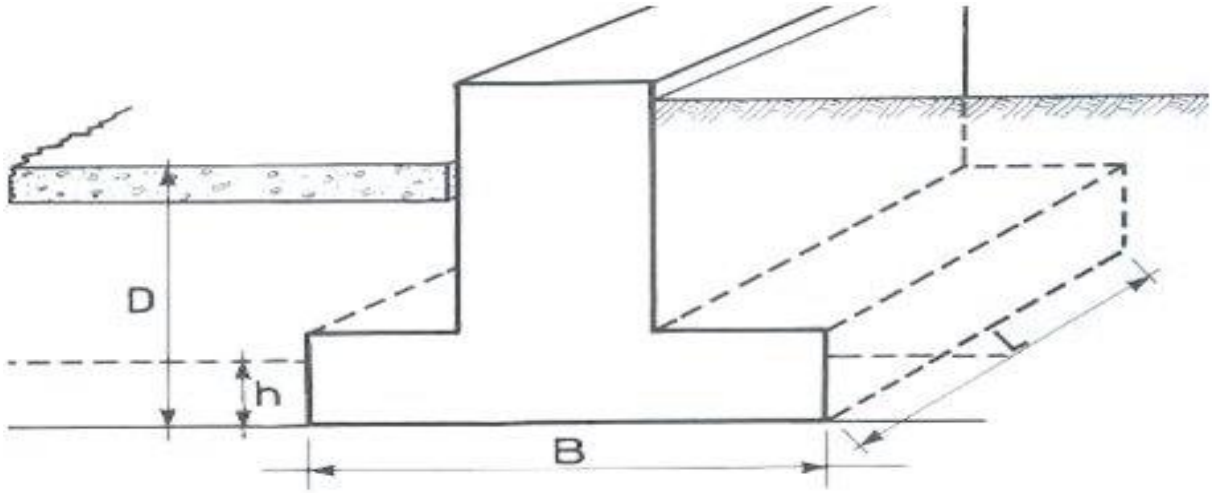


Figure **4.2**:Fondation superficielle.

3.1.1 Classification des fondations superficielles

Dans la classification des fondations superficielles on distingue (Figure 4.3) :

-Les semelles isolées : Elles sont de dimensions limitées et qui peuvent prendre l'aspect d'une dalle carrée, rectangulaire ou circulaire, situé sous les poteaux.

- Les semelles filantes : Ce sont des semelles dont la longueur L est très grande, supportant un mur ou une paroi, mais la largeur B reste limitée.

-Les radier ou dallage : C'est un type de fondation superficielle de grande dimension, occupant la totalité de la surface de la structure.

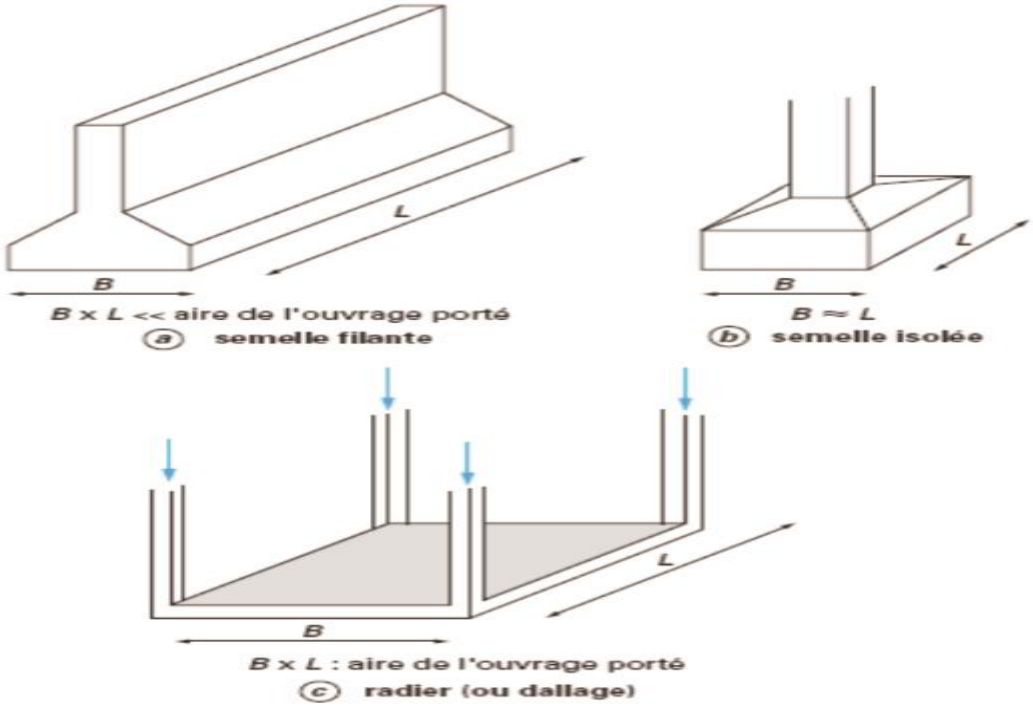


Figure **4.3**:Différents types de fondations superficielles.

3.2 Fondation profonde

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

Les fondations profondes sont souvent désignées par le terme « pieu », et la définition la plus habituelle est de considérer une fondation profonde celle dont le rapport entre l'encastrement D et la base B est supérieure à 10.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielle et profonde, on trouve les fondations semi-profondes, il s'agit des puits où : $4 < \frac{D}{B} < 10$

3.2.1 Classification des fondations profondes

En fonction de leur mode de réalisation, on distingue plusieurs types de pieux, qui sont différents également dans leur comportement : [17]

Les pieux battus ou vibro-foncés : Ce sont des pieux préfabriqués en béton armé ou en acier ; ils sont mis en place par battage avec un mouton ou par vibrofonçage, ce qui remanie profondément le sol environnant (Figures 4.4 et 4.5).

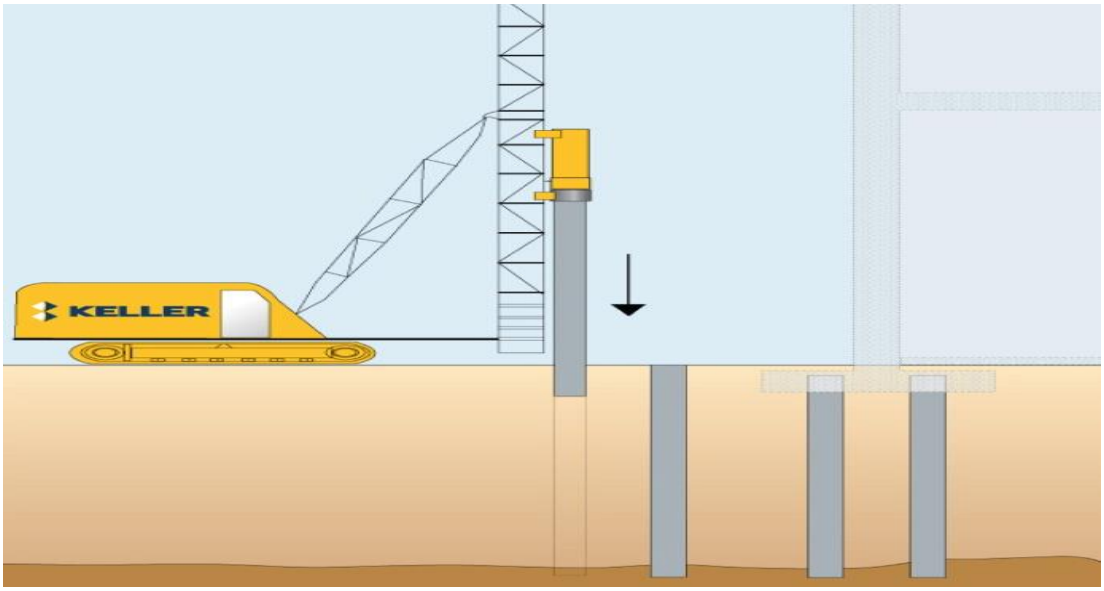


Figure **4.4**:Pieu battu.

Figure **4.5**:Pieu vibro-foncé.

Les pieux moulés : Ce sont des pieux réalisés par forage préalable d'un trou dans lequel on coule du béton ; le sol environnant est donc très peu remanié (Figure 4.6).

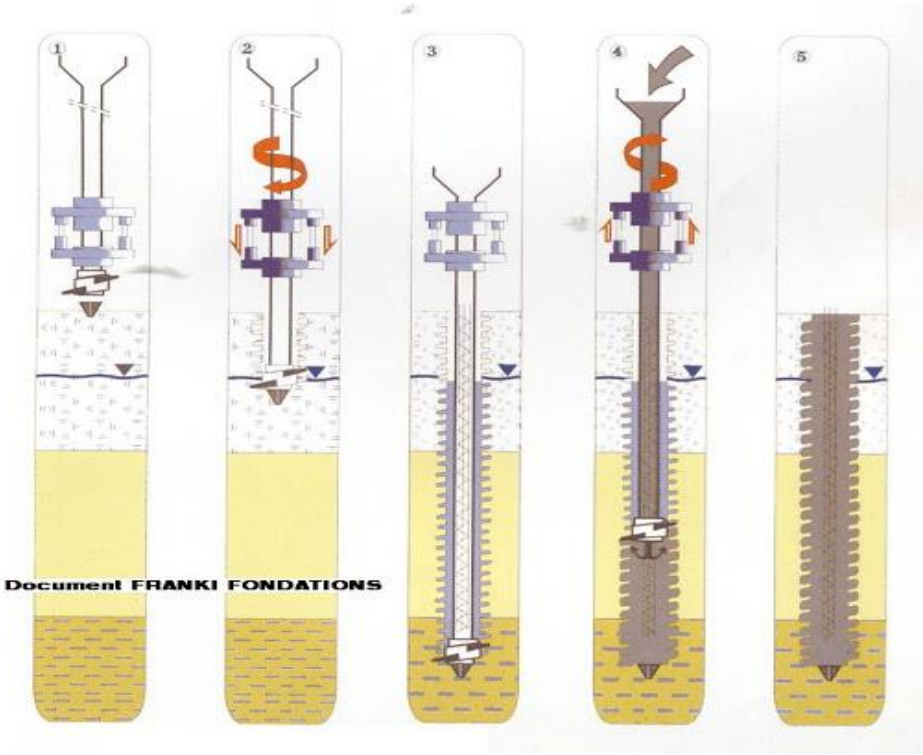


Figure **4.6**:Pieu moulé.

4 Principe et justification d'une fondation superficielle

Les contraintes réellement transmises au sol par la semelle devront d'une part être compatible avec le risque de rupture situé sous la semelle (Figure 4.7) et d'autre part n'entraîner que des tassements acceptables [8].

- ✓ Critère de rupture

La condition suivante doit être respectée :

$$q_{ref} < \frac{q_l - q_0}{F_s} + q_0$$

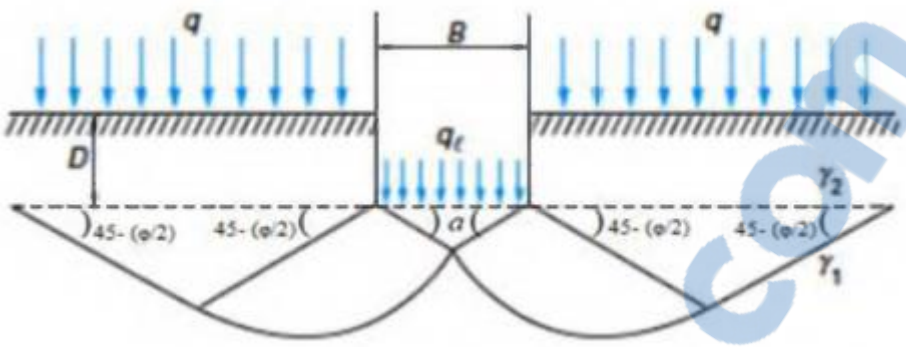


Figure **4.7**:Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle.

✓ Critère de déformabilité

Il convient de s'assurer que le tassement (S) est compatible avec le comportement de l'ouvrage. La valeur du tassement admissible dépend directement de la déformabilité plus au moins grande de l'ouvrage supporté par la fondation [8].

On peut étudier l'importance du tassement final constaté en fonction de l'intensité de la charge appliquée. Cette relation peu être représentée par une courbe de tassement (Figure 4.8).

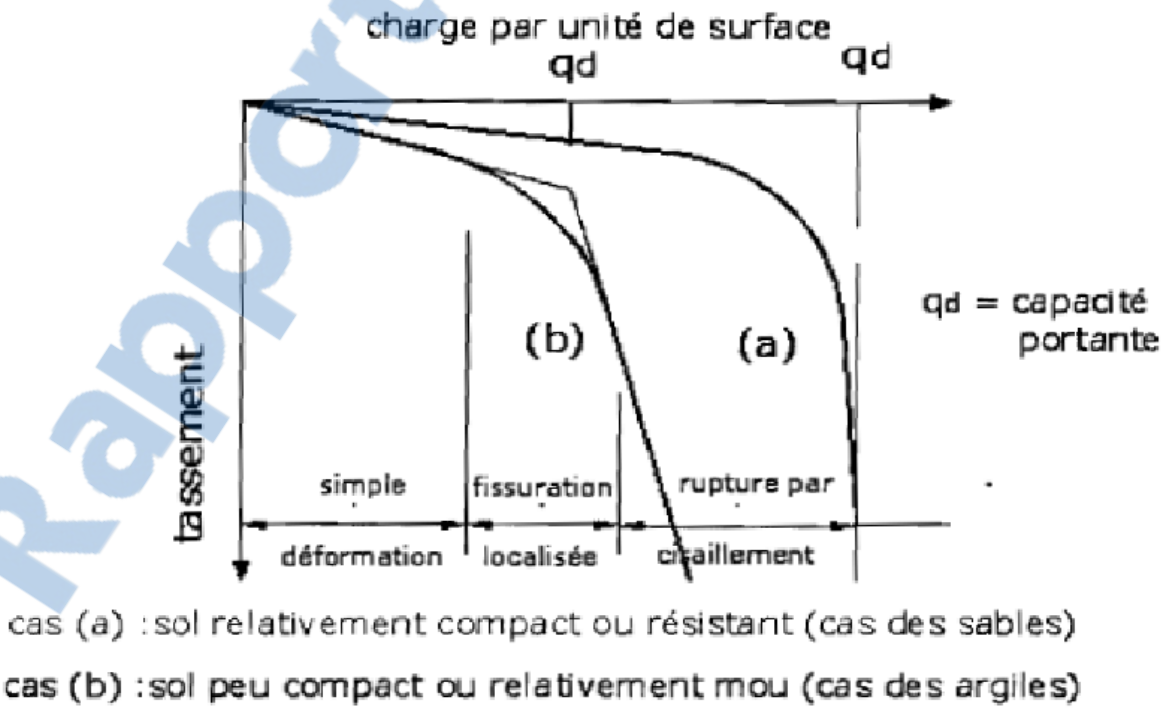


Figure **4.8**:Courbe de tassement.

5 Capacité portante des fondations superficielles

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir des caractéristiques mécaniques du sol de fondation (méthodes de la théorie de plasticité) et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite « pl » du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe « qc » du pénétromètre statique SPT.

5.1 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire

La capacité portante est déterminée par l'expression suivante :

$$\mathrm{ql} = 0.5\ \mathrm{S'_\gamma\ I_\gamma\ B'\gamma\ N_\gamma} + \mathrm{S'_q\ I_q\ (q + \gamma D)\ N_q} + \mathrm{S'_c\ Ic\ C\ N_c}$$

Les facteurs de capacité portante sont donnés par :

$$I_\gamma = (1 - \frac{\delta}{\varphi})^2 \qquad I_c = I_q = (1 - \frac{2\delta}{\pi})^2$$

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

$$N_q = tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})e^{\pi tan\varphi}$$

$$N_c = \begin{cases} \dfrac{N_q - 1}{tan\varphi} & si\ \varphi \neq 0 \\ \pi + 2 & si\ \ \varphi = 0 \end{cases}$$

Les coefficients de forme sont données par :

$S'_\gamma = S'_q = S'_c = 1$ pour les semelles filantes

$$\left.\begin{aligned} S'_\gamma &= 1 - \frac{0.2B'}{l'} \\ S'_c &= 1 + \frac{0.2B'}{l'} \\ S'_q &= 1 \end{aligned}\right\} \text{Pour les semelles quelconques}$$

$B' = B - 2e$

$L' = L - 2e'$

5.2 Calcul de la capacité portante à partir des essais in situ

Deux types de méthodes d'essais in situ sont adoptés pour déterminer la capacité portante :

5.2.1 Méthode pressiométrique

Suivant le règlement DTU-13.12, la capacité portante des semelles superficielles est déterminée par l'équation suivante :

$$ql = K_p \times P_{le}^{*} + q_0$$

- ✓ Facteur de portance K_p

K_p est le facteur de portance pressiométrique qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Le tableau 4.1 ci-dessous donne des valeurs de K_p :

Type de sol	Expression de Kp
Argile et limon A, craies A	$0.8\left[1+0.25(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}\right]$
Argile et limon B	$0.8\left[1+0.35(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}\right]$
Argile C	$0.8\left[1+0.50(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}\right]$
Sables A	$\left[1+0.35(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}\right]$
Sables et graves B	$\left[1+0.50(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}\right]$
Sables et graves C	$\left[1+0.80(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}\right]$
Craies B et C	$1.30\left[1+0.27(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}\right]$
Marne, marno-calcaire, roche altérée	$\left[1+0.27(0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}\right]$

Tableau **4.1**:Valeurs du facteur de portance Kp.

- ✓ Pression limite équivalente P_{le}^{*}

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

P_{le}^* est une moyenne arithmétique des pressions limite nettes P_l^* dans une zone épaisse de 1.5 fois la largeur B sous la fondation, dite une zone utile de capacité portante [5]. Cette pression limite équivalente Ple* est donnée par l'expression suivante :

$$P_{le}^*(z) = P_l(z) - P_0$$

P_0 est la pression horizontale des terres au repos à une profondeur donnée : $P_0 = K_0 \times \sigma_{vo}$

Lorsque les sols présentent des variations de résistance entre les profondeurs D et D+1.5B, la pression limite équivalente P_{le}^*est égale à (Figure 4.9) :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \times P_{l2}^*(\dots) \times P_{ln}^*}$$

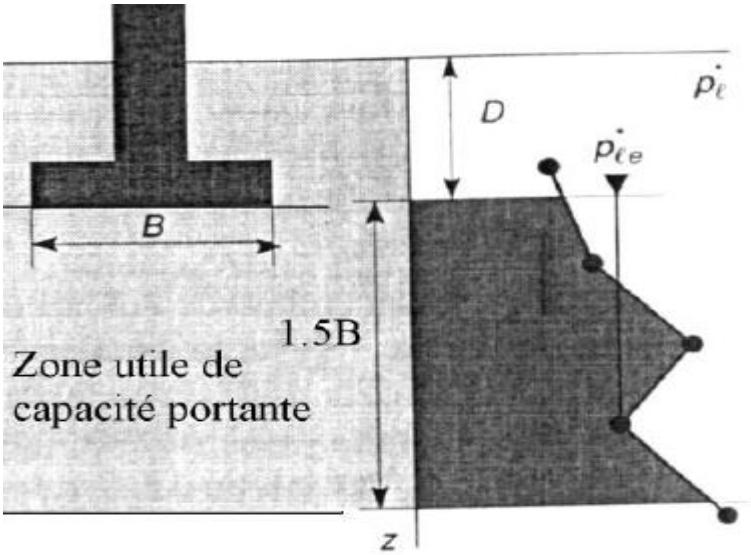


Figure **4.9**:Résistance équivalent nette de zone utile DTU-13.12.

- ✓ Hauteur d'encastrement équivalente D_e

La hauteur d'encastrement équivalent est donnée par l'expression :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z).dz$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

5.2.2 Méthode pénétrodynamique

Cette méthode d'essai in situ est inspirée du S.P.T. (Standard Pénétration Test) qui est très utilisée en Amérique. Le résultat est aléatoire et cet essai est peu utilisé en France.

Si on connaît la résistance à la pénétration dynamique unitaire Rd en bar, la contrainte admissible serait :

$$q_{adm} = \frac{R_d}{\alpha}$$

Rd se calcule par une formule de battage avec :

α = 15 à 20 pour les fondations superficielles

5.2.3 Méthode pénétrostatique

La contrainte admissible basée sur les résultats des essais de pénétration standard (SPT) est déterminée à partir de la formule empirique proposée par Meyerhof (1969) sous une semelle fichée dans le sable comme suit :

$$q_{adm} = \begin{cases} 12N_{spt}K_d & si\ B < 1.2m \\ 8N_{spt}\left[1 + \frac{0.3}{B}\right]^2 K_d & si\ \ B > 1.2m \end{cases}$$

K_d un coefficient qui tient compte de l'effet favorable de la profondeur défini par :

$$K_d = \begin{cases} 1.33 & si\ \frac{D}{B} \geq 1 \\ 1 + 0.33\frac{D}{B} & si\ \ \frac{D}{B} \geq 1 \end{cases}$$

N_{spt} est le nombre de coup moyen représentatif de la zone du sol intervenant dans la capacité portante. Cette zone entre 0.5B et 2B de la base de la fondation.

6 Tassement des fondations superficielles

Le tassement est un déplacement vertical du sol de fondation, sous l'effet des charges qui lui sont appliquées, et habituellement noté S.

Le tassement total ou global S peut être décomposé en trois termes liés chacun à un phénomène différent.

$$S = S_i + S_{p+}S_s$$

Le tassement est estimé à partir d'essai au laboratoire « essai œdométrique », par la méthode pressiométrique et aussi avec la méthode pénétrométrique.

6.1 La méthode pressiométrique

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au pressiomètre est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. le tassement de la semelle s'écrite :

$$S = S_c + S_d$$

Les deux tassements décrits dans la formule ci dessus sont (Figure 4.10) :

-tassement de consolidation S_c dans la zone situé directement sous la semelle où les contraintes normales sont élevées (domaine sphérique)

-tassement S_d dû à des déformations de cisaillement (domaine déviatorique)

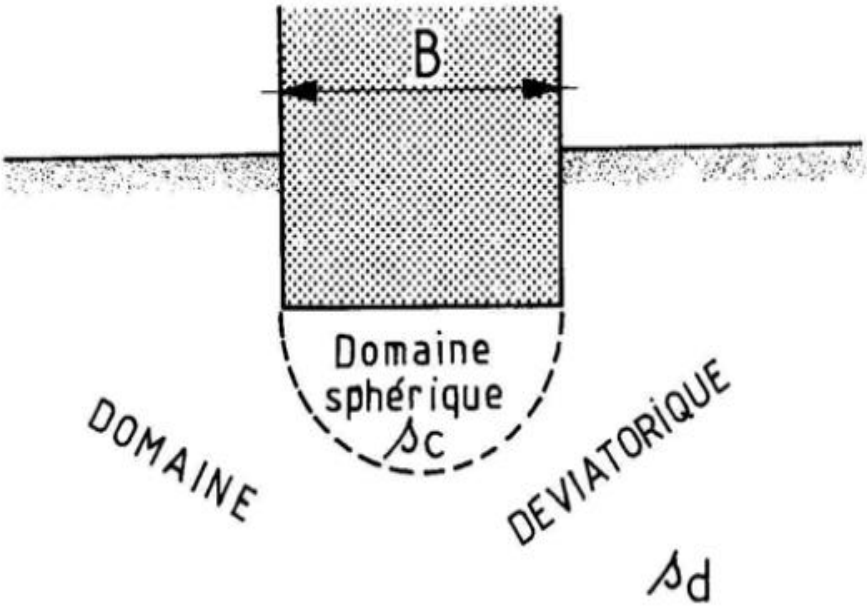


Figure **4.10**:Domaines déviatorique et sphérique.

Les deux termes du tassement S_c et S_d sont donnés par les expressions suivantes :

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \times E_c} B(q - \sigma'_{v0})\gamma_c$$

$$S_d = \frac{2}{9 \times E_d} B_0(q - \sigma'_{v0})(\gamma_d \frac{B}{B_0})^{\alpha}$$

γ_c et γ_d : coefficients de forme donnés dans le tableau 4.2 ;

α : coefficient rhéologique dépendant de l'état de consolidation du sol est donné dans le tableau 4.3.

B_0 =0.60m : dimension de référence ;

E_d et E_c : module pressiométrique moyen pondéré dans la zone déviatorique et sphérique.

L/B	Cercle	Carrée	2	3	5	20
γ_c	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
γ_d	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Tableau **4.2**:Variation des coefficients de forme avec les dimensions de la fondation.

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable gravier	
	A	E/pl	A	E/pl	A	E/pl	a	E/pl	a
Sur consolidé très élevé		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	½	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré remanié ou lâche		7-9.	½	5-8	½	5-7	1/3		

Tableau **4.3**:Variation du coefficient de α en fonction de l'état de consolidation du sol.

- ✓ la valeur de E_d

Le sol sous la semelle est découpé en tranches élémentaires fictives égales à B/2 et numéroté de 1 à 16 (Figure 4.11).

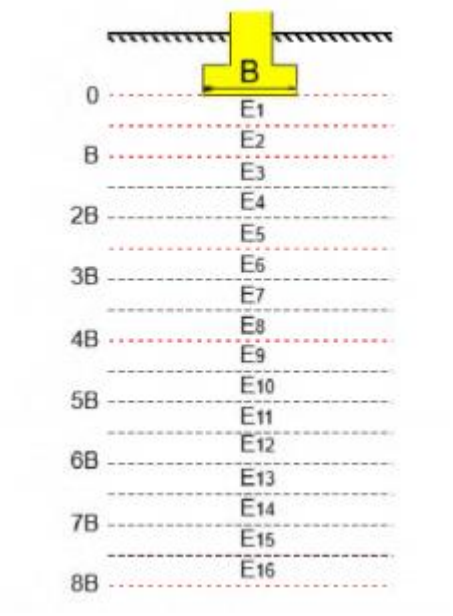


Figure **4.11**:Modules pressiométriques à considérer.

$$E_c = E_1$$

E_d est donné par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.8E_2} + \frac{1}{E_{2,5}} + \frac{1}{2.5E_{3,8}} + \frac{1}{2.5E_{9,16}}$$

Si E_9 à E_{16} ne sont pas connus, E_d est donné par :

$$\frac{3.6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.8E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}}$$

Si E_6 à E_8 ne sont pas connus, E_d est donné par :

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.8E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$

Les modules $E_{i,j}$, étant la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur.

- ✓ Application numérique

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{30} + \frac{1}{146,62} + \frac{1}{9150}$$

$$E_d = 79{,}47\ bars$$
$$E_C = E_1 = 30\ bars$$

Selon le type de sol on a pris : α = 2/3 = 0,67

D'après le tableau et l'interpolation : γ_c =0,224 et γ_d =0,22

$\sigma'_{v0} = \gamma_h \times D = 20{,}6 \times 1{,}5 = 30{,}9\ KPa$

B_0 = 0,6m

$$S_c = \frac{0{,}67}{9 \times 30} 4{,}9(0{,}227 - 0{,}031)0{,}22 = 0.52mm$$

Et

$$S_d = \frac{2}{9 \times 79{,}47} 0{,}6(0{,}227 - 0{,}031)(0{,}22\frac{4{,}9}{0{,}6})^{0{,}67} = 0{,}48mm$$

Donc

$$S_f = S_d + S_c = 0{,}52 + 0{,}48 = 1mm$$

6.2 Méthode de l'essai SPT de Burland et Burbridge (1984)

Le tassement par cette méthode est défini par l'expression suivante (Figure 4.12) :

$$S = F_s \times F_l \times F_t \times I_c \left(q - \frac{2\sigma_v}{3}\right) B^{0.7}$$

Le coefficient F_s de forme de la fondation est :

$$F_s = \left(\frac{5L}{4B}\right)^2 \frac{1}{\left(\frac{L}{B} + 0.25\right)^2}$$

Le coefficient F_l tenant compte de l'épaisseur de la couche du sol est :

$$F_l = \begin{cases} \frac{H}{Z_i}\left(2 - \frac{H}{Z_i}\right) & si\ H < Z_i \\ 1 & si\ H > Z_i \end{cases}$$

La profondeur Zi correspond à la déformation verticale égale à 25% de celle à la base de la fondation :

-Si N_{spt} augmente ou est constant avec la profondeur : $Z_i = B^{3/4}$

-Si N_{spt} diminue régulièrement avec la profondeur Z_i le plus petit des 2B et la profondeur du fond de la couche molle.

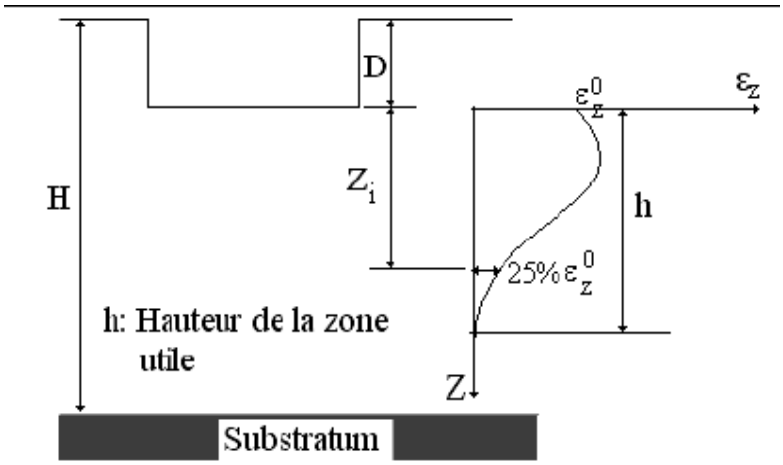


Figure **4.12**:Calcul du tassement selon la méthode de Burland-Burbridge (cas H > Zi).

Le coefficient F_t qui dépend de l'évolution du tassement dans le temps est :

$$F_t = \begin{cases} 1 & si\ t = 0 \\ 1 + R_3 + R\ log_{10}\left(\frac{t}{3}\right) & si\ t > 3ans \\ 1 + R_3 & si\ t < 3ans \end{cases}$$

R_3 est un facteur tenant compte du tassement au cours des trois premières années. Il est égale à 0.3 pour les charges statiques et 0.7 pour les charges répétées.

R est le rapport de fluage. Il est égal à 0.2 pour les charges statiques et 0.8 pour les charges répétées.

Les valeurs mesurées N_{spt}^m supérieures à 15 doivent être corrigées par :

$N_{spt} = 15 + \left(\frac{N_{spt}^m - 15}{2}\right)$ pour les sables très fins et limoneux sous la nappe

$N_{spt}=1.25N_{spt}^m$ pour les graviers et graviers sableux sous nappe.

L'indice de compressibilité I_c du sol est :

$$I_c = \frac{1.7}{(N_{spt})^{1.4}}$$

7 Tassement pour les semelles continues

7.1 Semelle soumis à un effort normal centré

Soit :

P : la charge centrée verticale transmise au sol par mètre linéaire dans le sens du mur qui comprend :

-Le poids de 1 m de mur et de semelle ;

-Les charges permanentes agissant sur 1 m de mur ;

-Les surcharges agissant sur 1 m de mur.

σ_{adm} : La contrainte limite admissible au sol

σ_{sol} : La contrainte effectivement appliquée

- ✓ Condition de portance

On doit avoir :

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

Sachant que $\sigma_{sol} = \frac{P}{B \times 1ml}$, on en déduit la largeur de la semelle B :

$$B \geq \frac{p}{\sigma_{adm}}$$

- ✓ Condition de rigidité

Pour que la semelle soit considérée rigide, sa hauteur utile d doit vérifier la condition de transmission des efforts suivant des bielles de béton, inclinées d'un angle θ tel que θ ≥ 45° (Figure 4.13) :

$$d \geq \frac{B - b}{4}$$

$$h = d + 0.05m$$

$$e \geq \max(6\Phi + 6cm\,;15cm)$$

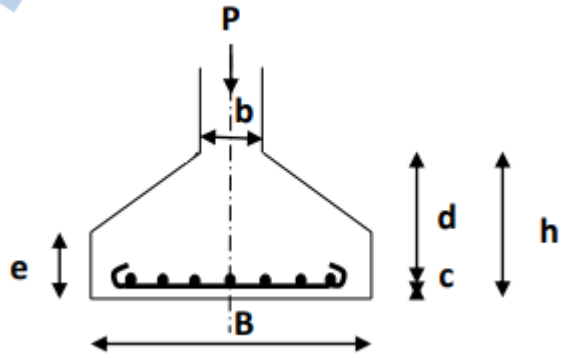


Figure **4.13**:Dimensionnement d'une semelle continue.

Rapport-Gratuit.com

Pour le calcul des armatures, on utilise la méthode des bielles. Cette méthode suppose que les efforts provenant des murs sont transmis au sol par des bielles de béton oblique symétriques par rapport à l'axe de la semelle. Ces bielles transmettant des efforts horizontaux de traction aux aciers inférieurs et des efforts verticaux de compression au sol sous la semelle [16] (Figure 4.14).

On suppose que les bielles de béton comprimées sont limitées par des droites obliques qui prennent naissance à partir d'un point O, fictif, défini par (Figure 4.13) :

$$\frac{B/2}{h_0} = \frac{(B-b)/2}{d} \text{ (triangles semblables ODC et BEC)}$$

$$\frac{B}{h_0} = \frac{B-b}{d}$$

La contrainte au sol, pour un mètre de largeur, est :

$$\sigma_{sol} = \frac{P}{B \times 1m}$$

La réaction exercée par le sol sur une tranche dx de un mètre de largeur est :

$$dR = \sigma_{sol} \times dx = \frac{P}{B} dx$$

dR se décompose en une compression de la bielle dF_c et une traction de l'armature dF

$$dF = dR\frac{x}{h_0} = \frac{P}{Bh_0} x\, dx = \frac{P}{8h_0} \text{ (triangles semblables ODO}'\text{et dR O dF)}$$

L'effet de traction au centre des armatures (x = 0) vaut :

$$F = \int_0^{B/2} dF = \int_0^{B/2} \frac{P}{Bh_0} x\, dx = \frac{P\,B}{8h_0}$$

En utilisant les propriétés des triangles semblables, on détermine l'expression de la hauteur $h0$ en fonction des dimensions de la semelle et du mur.

$$\frac{BE}{OD} = \frac{CE}{DC} \text{ (ODC et BEC sont des triangles semblables)}$$

$$\frac{d}{h_0} = \frac{(B-b)/2}{B/2} = \frac{B-b}{B} \Rightarrow \mathrm{F} = \frac{\mathrm{P(B-b)}}{8\ \mathrm{d}}$$

La section d'armatures transversales par mètre de semelle est :

$$A_s = \frac{p}{\sigma_s} = \frac{P(B-b)}{8\,d\,\sigma_s}$$

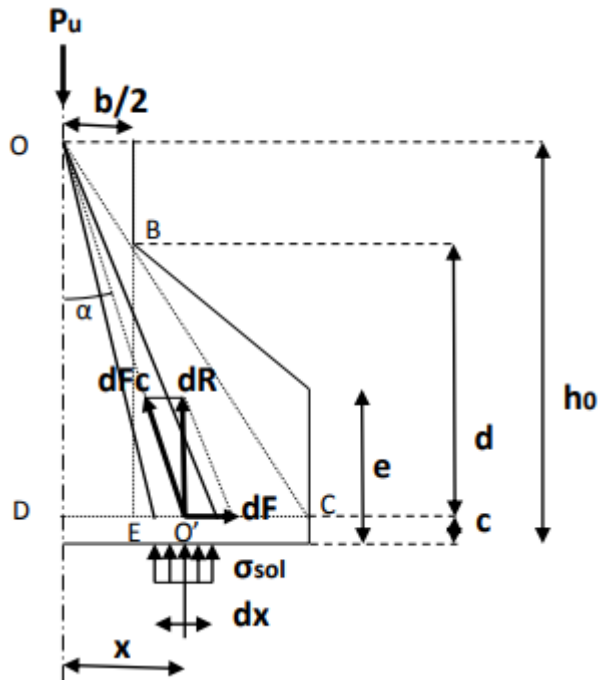


Figure **4.14**:Éléments de ferraillage d'une semelle continue.

La détermination de la longueur des barres et leur mode d'ancrage, se fait par le calcul de longueur de scellement l_s (Figure 4.15).

$$l_s = \frac{\Phi\, f_e}{4\,\tau_s} \quad avec \quad \tau_s = 0.6\Psi_s\, f_{tj}$$

Et

$$\Psi_s = \begin{cases} 1.5 \text{ Pour HA} \\ 1 \text{ pour PL} \end{cases}$$

-Si $l_s > \frac{B}{4}$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comporter des crochets.

-Si $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités, avec ou sans crochet

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

-Si $l_s < \frac{B}{8}$: les barres ne comportent pas de crochets, et on peut les arrêter une sur deux à 0,71 B ou alterner des barres de 0,86 B

Figure **4.15**:Disposition des barres.

Lorsqu'on utilise la méthode des bielles, il n'y a pas lieu de vérifier la compression du béton, ni de prévoir des armatures transversales pour équilibrer l'effort tranchant.

7.2 Semelle soumise à un effort normal et un moment fléchissant

Pour dimensionner la semelle, la largeur B est fixée et on la rectifie ultérieurement si nécessaire où on vérifie que :

- ✓ Répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle ($e_c < \frac{B}{6}$) :

On admet que l'on doit vérifier que la contrainte moyenne σ_{ref} correspondant au point situé au quart de la largeur B de la semelle(B/4), distance mesurée à partir du point d'application de la contrainte maximale σ_{max}, est inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol σ_{adm} (Figure 4.16).

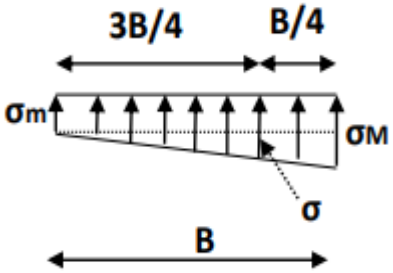


Figure **4.16**:Répartition trapézoïdale des contraintes.

$$\sigma_{ref} \leq \sigma_{adm} \text{ avec } \sigma_{ref} = \frac{3 \text{ x } \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{p}{B} \times (1 + 3\frac{e_c}{B})$$

La largeur B de la semelle doit alors vérifier la condition de portance suivante :

$$B \geq \frac{p}{\sigma_{adm}} \times (1 + 3\frac{e_c}{B})$$

- ✓ Répartition triangulaire des contraintes sous la semelle ($e_c > \frac{B}{6}$) :

On vérifie la condition de portance avec $\sigma_{min} = 0$:

$$\sigma_{ref} \leq \sigma_{adm} \text{ avec } \sigma_{ref} = \frac{3\,\sigma_{max}}{4}$$

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3d}\ avec\ d = \frac{B}{2} - e_c$$

Dans le cas d'un diagramme triangulaire de contraintes, la condition de portance devient

$$\frac{2p}{3(\frac{B}{2} - e_c)} \leq 1.33\ \sigma_{adm}$$

Celle-ci nous permet de calculer la largeur B de la semelle.

$$B \geq \frac{4P}{3.33\sigma_{adm}} + e_c$$

Condition de rigidité

$$d \geq \frac{B - b}{4}$$

Pour la détermination du ferraillage :

- ✓ Répartition trapézoïdale ($e_c < \frac{B}{6}$) :
  - $e_c < \frac{B}{24}$

Dans ce cas on applique la méthode des bielles en considérant la contrainte uniforme égale à $\sigma_{(3/4)}$ et on remplacent P par P' fictive :

$$P' = P(1 + 3\frac{e_c}{B})$$

Les armatures perpendiculaires au mur, par unité de longueur de semelle, sont :

$$A_s = \frac{P'(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

Les armatures de répartition, réparties sur la largeur B, sont :

$$A_{rep} = \frac{B}{4} A_s \quad (B\ en\ mètres)$$

- $e_c > \frac{B}{24}$

On calcule les armatures A_s pour équilibrer le moment M_1 qui s'applique dans une section située à une distance de 0.35b de l'axe du mur dans le sens du moment fléchissant.

$$A_s = \frac{M_1}{d \times \sigma_s} \ ; \ A_{rep} = \frac{B}{4} A_s$$

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)^2 \times \left(1 + \frac{4e_c}{B} + \frac{1.4e_c}{B^2} b\right) \frac{p}{2B}$$

✓ Répartition triangulaire ($e_c > \frac{B}{6}$) :

$$A_s = \frac{M_1}{d \times \sigma_s} \ ; \ A_{rep} = \frac{B}{4} A_s$$

$$M_1 = (4B + 0.35b - 9e_c) \times \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - e_c}\right)^2 \frac{p}{27}$$

8 Modélisation par le logiciel SAP2000

8.1 Présentation du logiciel SAP2000

SAP2000 (Structural Analysis Program) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de Génie-Civil, basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique, etc.

Le post-processeur graphique pour ce logiciel facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la géométrie de

la structure modélisée, le chargement appliqué, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, la déformée du système, le champ des contraintes, etc.

8.2 Modélisation du mur cantilever par le SAP2000

Les principales étapes de modélisation du mur de soutènement étudié dans ce travail sont résumées comme suit :

Etape 1 : Introduction de la géométrie du modèle

L'introduction de la géométrie pour notre mur d'étude a porté sur le choix de l'élément SHELLS (Figure 4.17). Cet élément préconisé pour la modélisation des voiles, dalles et coques.

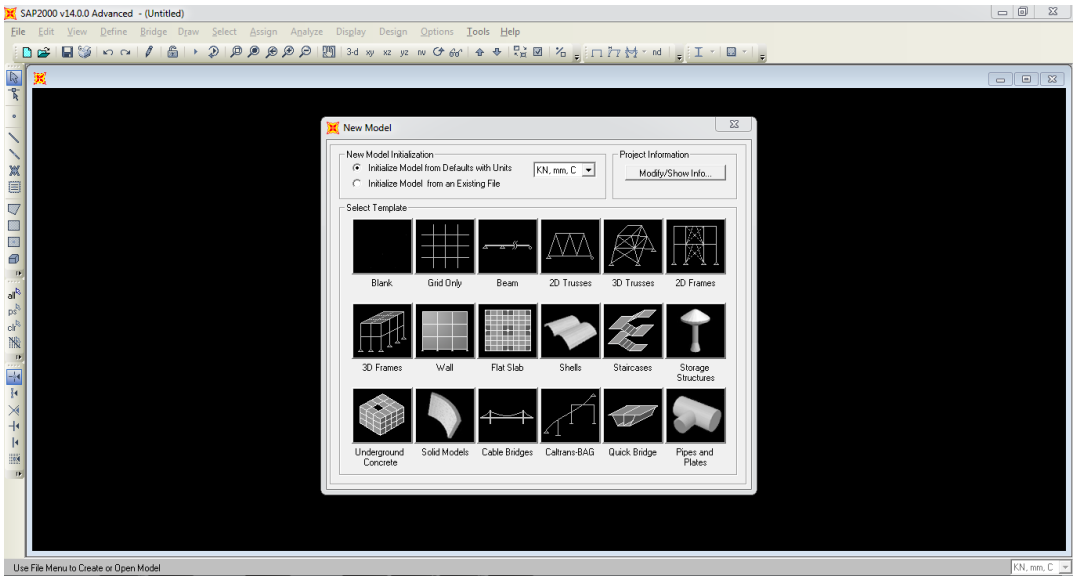


Figure **4.17**: Choix de la géométrie du modèle.

Les dimensions ainsi que le nombre des éléments doivent être spécifié selon le type de la structure à modéliser. Ces données sont saisies dans le menu du modèle choisi (Nombre d'espaces le long des axes X et Y, le nombre d'espaces en hauteur ; le nombre de segments, etc.). La modélisation de notre structure du mur cantilever étudié à partir du logiciel SAP2000, nous a donné la vue en 3D suivante (Figure 4.18) :

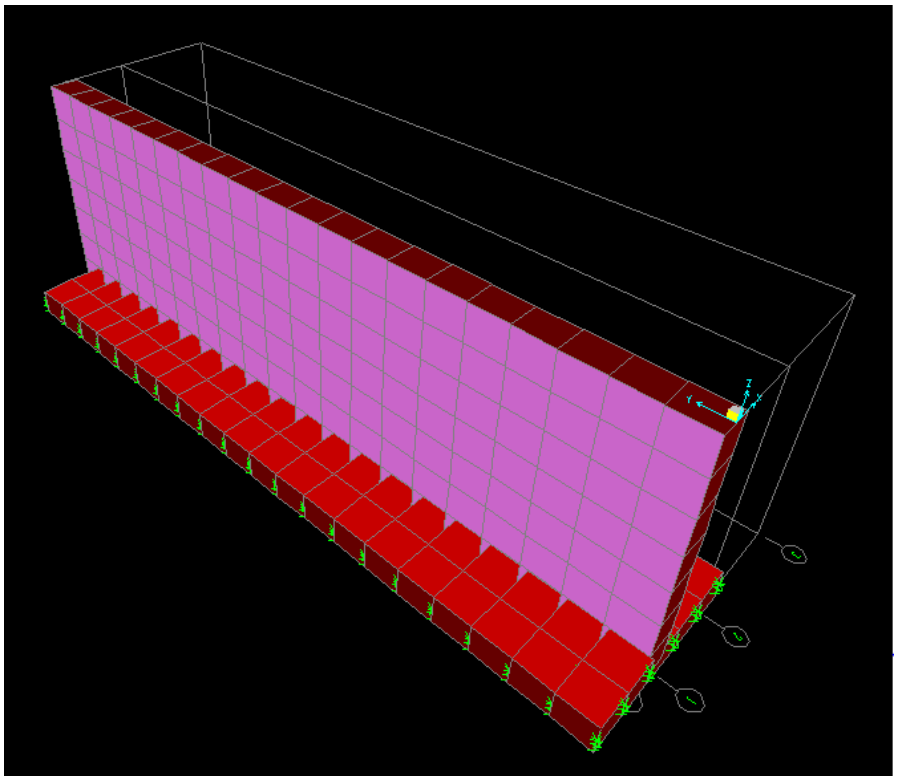


Figure **4.18**:Vue en 3D du mur cantilever modélisé par le logiciel SAP2000

Etape 2 : Définition et affectation des matériaux

Dans cette étape, les spécifications et assignements des caractéristiques mécaniques sont définies aux différents éléments de la structure du mur.

Les principales propriétés mécaniques du matériau utilisé (béton) introduites pour notre calcul sont (Figure 4.19) : La masse volumique, le module d'élasticité, le coefficient de Poisson et la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

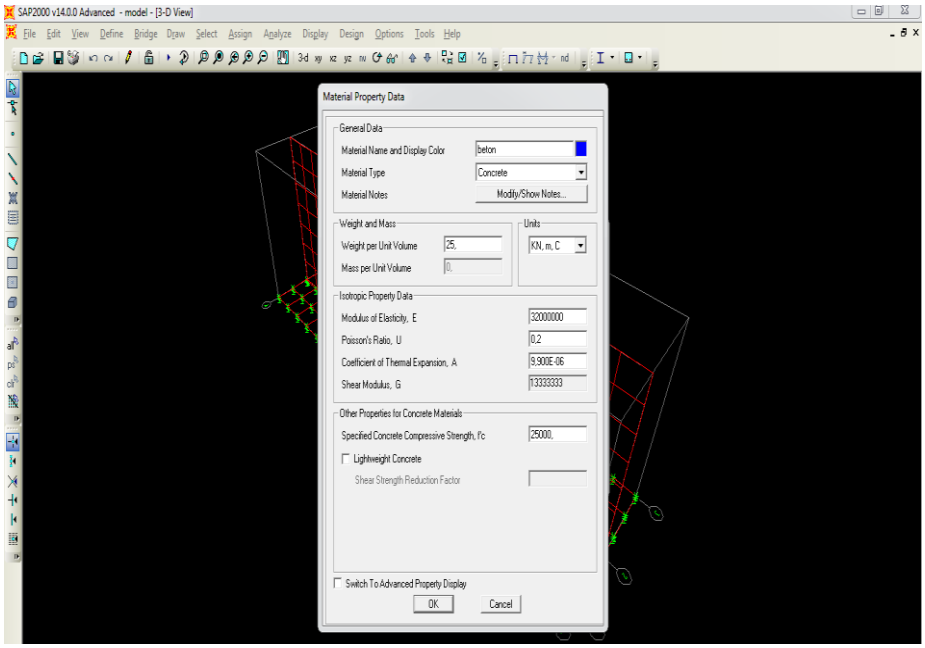
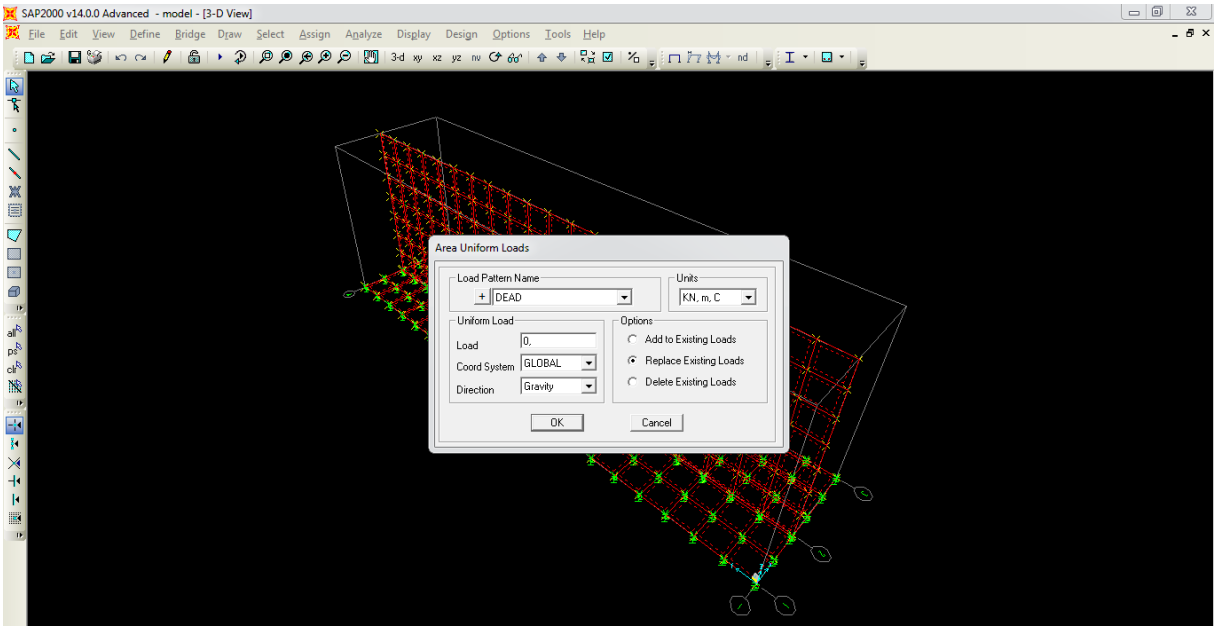


Figure **4.18**:Spécification des propriétés matérielles du mur d'étude.

Etape 3 : Définition et affectation des charges

Cette option du logiciel permet de définir plusieurs cas de charges et leurs types, tels que les charges permanentes (DEAD), d'exploitation (LIVE), sismique (QUAKE), du vent (WIND), de la neige (SNOW) et autres.

Pour notre cas, le mur de soutènement est étudié comme étant une dalle pleine dont les charges permanentes appliquées sont les poussées des terres et les surcharges qui sont réparties uniformément (Figure 4.20).



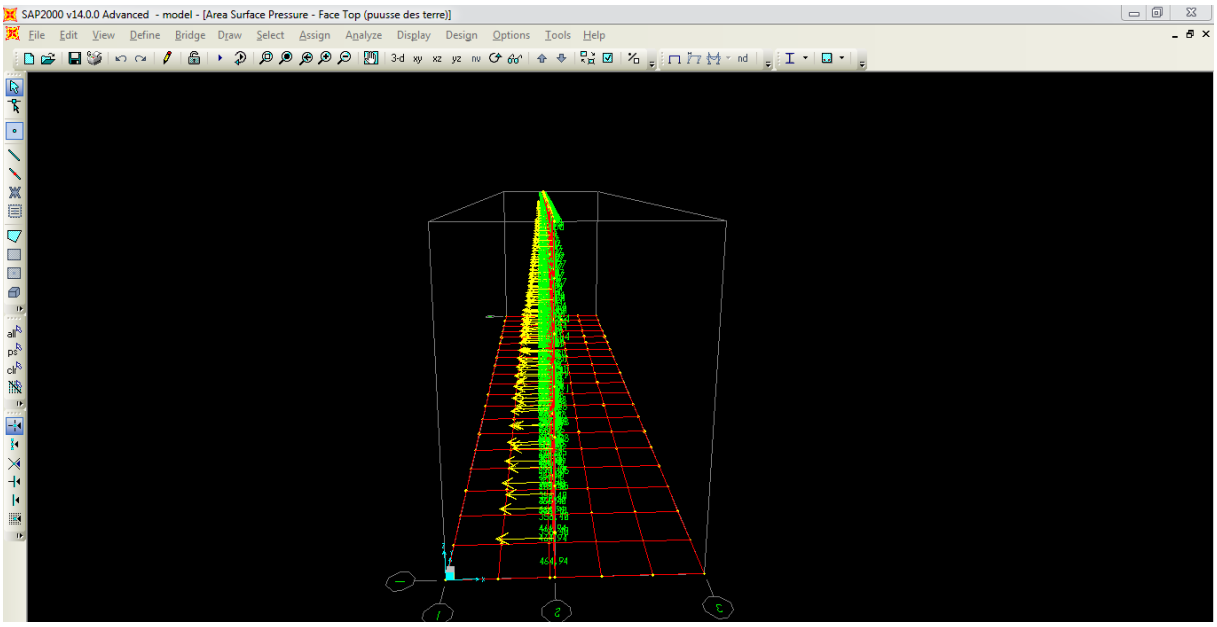


Figure **4.20**:Modélisation du chargement appliqué sur le mur d'étude.

Etape 4 : Définition des conditions aux limites

Les conditions aux limites sont les possibilités de déplacements des appuis prises pour que l'ouvrage reste stable contre les translations et les rotations.

Dans cette étape, le mur de soutènement se calcule comme un panneau écran travaillant en tant qu'une dalle pleine encastrée sur ces quatre côtés (Figure 4.21).

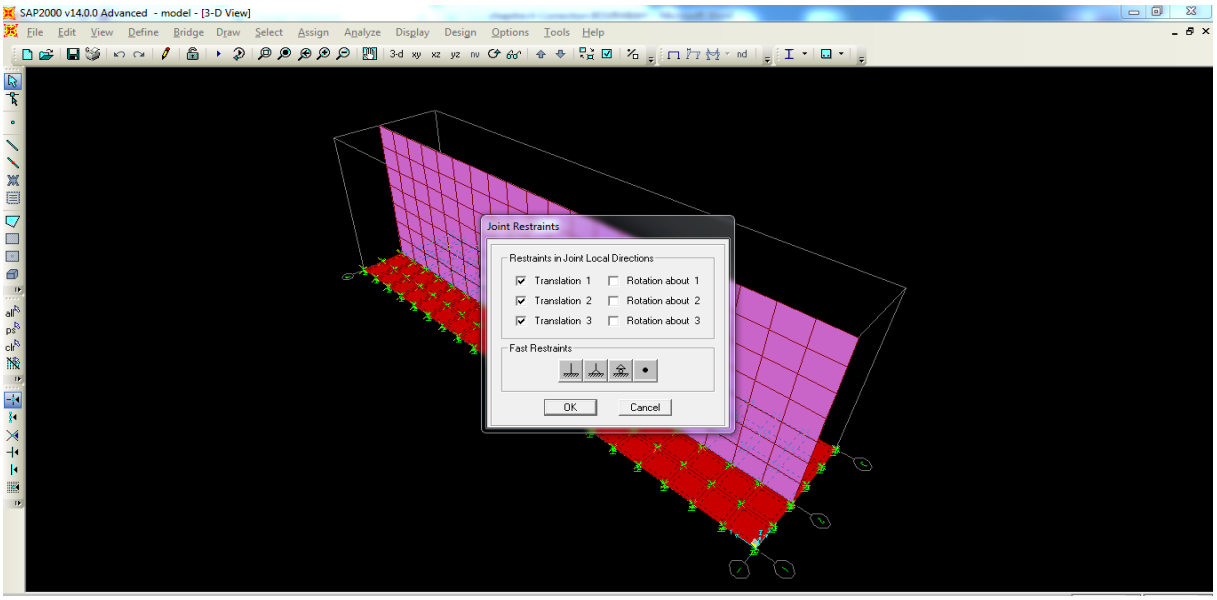


Figure **4.21**:Définition des conditions aux limites sur le mur cantilever

Etape 5 : Lancement de l'analyse du modèle choisi

Le mur cantilever étudié est donc modélisé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis, supposé uniformément chargé par la poussée des terres et surcharges et sollicité à la flexion simple.

Après exécution de ce calcul numérique, les champs de contrainte ainsi que la déformée du modèle du mur sont représentés sur le figure 4.22 suivante :

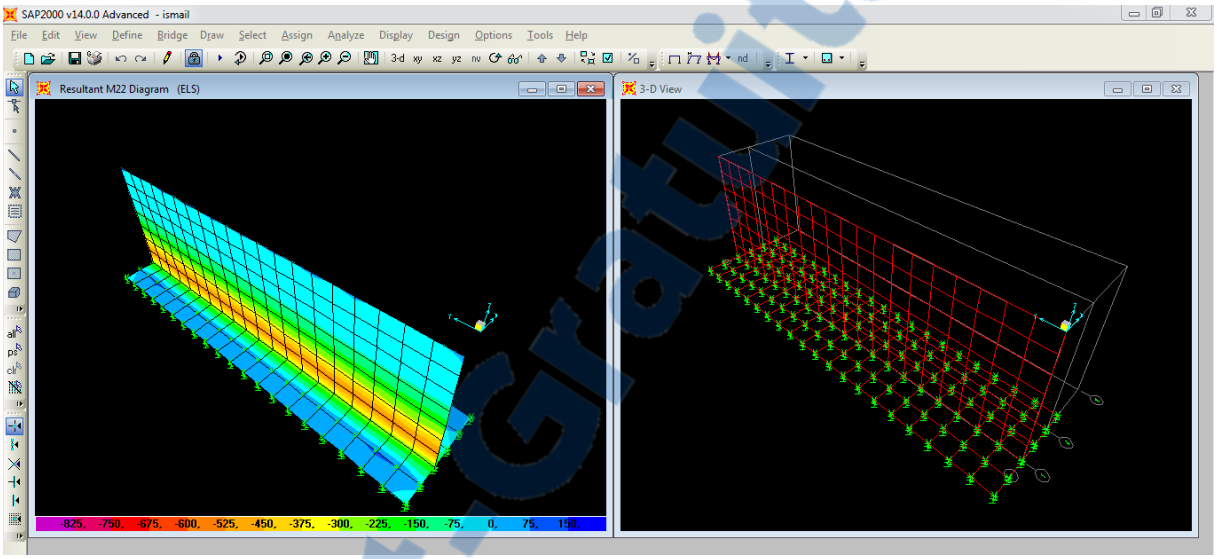


Figure **4.22**:Distribution du champ des contraintes et déformée de la structure du mur cantilever

Après exécution du modèle on a obtenu les résultats indiqués dans le tableau 4.4 ci-dessous

voile	Vertical		Horizontal		
	M_{22} (kN.m)	F_{22} (kN)	M_{11} (kN.m)	F_{11} (kN)	V (kN)
ELU	-1191,89	-792 ,18	-358.22	-237.65	430,62
ELS	-862,91	-577,01	-259,35	-173,1	313,54

Tableau **4.4**: Les résultats de modèle à l'ELU et l'ELS.

8.3 Calcul du ferraillage du voile avec flexion composé :

A l'ELU

- Ferraillage vertical

Mu = 1,191 MN.m Nu = 0,792 MN

- ✓ Calcul de e

Rapport-Gratuit.com

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,191}{0,792} = 1,51\ m$$

- ✓ Calcul de ea

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = 1,51 + \left(0,72 - \frac{0,8}{2}\right) = 1,83\ m$$

- ✓ Calcul de M_A

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 0,792 \times 1,83 = 1,449\ MN.m$$

Vérification de la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81\frac{d'}{d}\right) b\ d^2\ f_{bc}$$

$$0.792(0,72 - 0,08) - 1,449 \leq \left(0,337 - 0,81\frac{0,08}{0,72}\right) 1 \times 0,72^2 \times 14,16$$

$$-0,942 < 1,81$$

La condition est vérifiée donc la section est partiellement comprimée avec armature inférieure tendue

- ✓ Calcul de μ_u

$$\mu_u = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,449}{1 \times (0,72)^2 \times 14,16} = 0,197$$

$$\mu_u = 0,197 < \mu_R = 0,379$$

Donc on est dans une section de simple armature

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}}\left(\frac{M_A}{Z} - N_u\right)$$

$$\alpha = 1,25\ (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,197)} = 0,277$$

$$Z = d\ (1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times [1 - (0,4 \times 0,277)] = 0,640\ m$$

$$A_1 = \frac{1}{347,83}\left(\frac{1,449}{0.640} - 0.792\right) = 42,32\ cm^2$$

Le choix à adopter est : 9T25 = 44,18 cm^2

- Ferraillage horizontal

Mu = 0,358 MN.m Nu = 0,238 MN

- ✓ Calcul de e

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,358}{0,238} = 1,5\ m$$

- ✓ Calcul de ea

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = 1,5 + \left(0,72 - \frac{0,8}{2}\right) = 1,82\ m$$

- ✓ Calcul de M_A

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 0,238 \times 1,5 = 0,357\ MN.m$$

Vérification de la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81\frac{d'}{d}\right) b\ d^2\ f_{bc}$$

$$0.238(0,72 - 0,08) - 0,357 \leq \left(0,337 - 0,81\frac{0,08}{0,72}\right) 1 \times 0,72^2 \times 14,16$$

$$-0,204 < 1,81$$

La condition est vérifiée donc la section est partiellement comprimée avec armature inférieure tendue

- ✓ Calcul de μ_u

$$\mu_u = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,357}{1 \times (0,72)^2 \times 14,16} = 0,048$$

$$\mu_u = 0,048 < \mu_R = 0,379$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Donc on est dans une section de simple armature

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}}\left(\frac{M_A}{Z} - N_u\right)$$

$$\alpha = 1{,}25\,(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1{,}25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0{,}048)} = 0{,}061$$

$$Z = d\,(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}72 \times [1 - (0{,}4 \times 0{,}061)] = 0{,}702\,m$$

$$A_1 = \frac{1}{347{,}83}\left(\frac{0{,}357}{0{,}702} - 0{,}238\right) = 7{,}79\,cm^2$$

Le choix à adopter est : 8T12 = 9,03 cm^2

A l'ELS

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0{,}862}{0{,}577} = 1{,}49\,m$$

$$e > \frac{h}{6} = 0{,}133$$

- ✓ Calcul de P

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6n \times A_2}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d'\right) + \frac{6n \times A_1}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3\left(1{,}49 - \frac{0{,}8}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 0{,}004418}{1}\left(1{,}49 - \frac{0{,}8}{2} + 0{,}72\right) = -3$$

- ✓ Calcul de q

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6n \times A_2}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 - \frac{6n \times A_1}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2\left(1{,}49 - \frac{0{,}8}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 0;004418}{1}\left(1{,}49 - \frac{0{,}8}{2} + 0{,}72\right)^2 = 1{,}28$$

- ✓ Calcul de e_1

$$e_1 = \sqrt[3]{-P \times e_1 - q} \quad ou \;\; e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p}$$

On prend e_1=0 ,5

e_1=0 ,5 → e_1=0,468

e_1=0 ,468 → e_1=0,460

e_1=0 ,460 → e_1=0,459

e_1=0 ,459 → e_1=0,458

e_1=0 ,458 → e_1=0,458

- ✓ Calcul de x

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,8}{2} + 0,458 - 1,49 = -0,632m$$

- ✓ Calcul de S

$$S = \frac{b\,x^2}{2} + n\,A_2(x - d') - n\,A_1(d - x)$$

$$S = \frac{(-0,632)^2}{2} - 15\ \times 0,004418(0,72 + 0,632) = 0,11$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s\,x}{S} = \frac{0,577 \times 0,632}{0.11} = 3,31MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\ MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{n\,N_s\,x(d - x)}{S} = \frac{15 \times 0,577 \times 0,632(0,72 + 0,632)}{0.11} = 67,33MPa$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = 347,82MPa$$

Calcul des armatures transversales :

V_{max} = 0,431 MN

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b\,d} = \frac{0,431}{1 \times 0,72} = 0,599\ MPa$$

- ✓ Justification de béton

$$\tau_l = min\left[0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] si\ la\ fisuration\ non\ préjudiciable$$

$$\tau_l = min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right] si\ la\ fisuration\ préj\ ou\ trré\ préjudiciable$$

Donc

$$\tau_l = min[2{,}5; 4MPa] = 2{,}5MPa$$

$\tau_u < \tau_l$ On peut prévoir des armatures d'âme droites

- ✓ Armature transversale droite

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{l\ max}}{3}$$

$$\emptyset_t = 8.33\ mm$$

On prend $\emptyset 10$

- ✓ Espacements des armatures

Suivant la répartition de RPA :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset_{l\ min}; 30cm)$

$$S_t \leq \min(20cm; 30cm; 30cm) = 15cm$$

Dans la zone courant : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2}$

$$S_t = 25cm$$

Interprétation des résultats :

Les résultats du ferraillage obtenu manuellement avec celui du logiciel SAP2000 se rapprochent (Tableau 4.5). Ceci peut être attribué à l'introduction des combinaisons dont l'ELU et des nombreux paramètres pris en compte par le logiciel.

Ferraillage de voile			
Numérique		manuel	
Ferraillage horizontal	Ferraillage vertical	Ferraillage horizontal	Ferraillage vertical
8T12/ml	9T25/ml	7T14/ml	8T25/ml

Tableau **4.5**:Récapitulatif du calcul manuel et numérique du ferraillage pour le mur cantilever.

9 Conclusion

On s'est focalisé dans ce chapitre sur les différents types de fondations, et on s'est intéressé aux fondations superficielles. Donc on a montré les méthodes de calculs de la capacité portante. Cela nous a mené à déduire la valeur du tassement de notre ouvrage en utilisant les paramètres de l'essai in situ.

Enfin, on a modélisé notre mur de soutènement en utilisant le logiciel SAP2000 qui nous a permis avec ces résultats d'obtenir le ferraillage.

Conclusion Générale

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Conclusion générale

L'élaboration de ce projet nous a permis de rassembler différentes connaissances sur les ouvrages de soutènement spécifiquement en béton armé, leur comportement et les diverses méthodes de calculs.

À travers cette étude, nous avons appris comment se familiariser à l'utilisations de plusieurs documents techniques ainsi que de modéliser l'ouvrage et de voir son comportement réel soumis aux différents chargements et sollicitations.

Le présent travail, avait pour but d'analyser la stabilité globale d'un mur de soutènement de type cantilever en béton armé, en vue de soutenir les glissements de terrains vers les logements ainsi que le tassement de l'école présent sur les lieux, situé à la daïra de Maghnia (Wilaya de Tlemcen).

Au final de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a été bénéfique que ce soit dans l'aspect scientifique que technique, et ça reste une étape très importante qui demande des connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur. Nous avons utilisé toutes les possibilités pour présenter un travail bien détaillé et le rendre à l'abri des erreurs car toute œuvre humaine n'est jamais parfaite, nous espérons avoir fait de notre mieux et que la présente étude aura répondue aux objectifs qui lui ont été assigné au départ et quelle sera bénéfique pour tous les étudiants.

REFERENCES Bibliographie

[1].**WIKIPEDIADIA**.(2011).https://fr.wikipedia.org/wiki/Mur_de_sout%C3%A8nement#Historique. [En ligne]

[2].**ZAROUAL.F.** Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis a des sollicitation dynamique. Mémoire de magister. Université de Batna.

[3].**BAZIZ.K.(** 2011)..Effet de la variabilité des paramètres de calcul sur la stabilité des murs de soutènement . Université de Tizi Ouzou..

[4].**BIETH. E.M.(** 2009-2010) Mur de soutènement : Cours de Mécanique des sols appliqué.

[5]. **BOUAFIA.A.**(2018). Calcul des ouvrages géotechnique .

[6].**BOUAFIA.A.**(2010).Conception et calcul des ouvrages géotechnique.

[7].**CHNAFA, MZOUGHEM.** (2006) .Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif) . Mémoire de fin D'étude.Université de Sétif.

[8].**PHILIPPONNAT. G, HUBERT.B. (2003).** Fondations et ouvrages en terre. Editions EYROLLES

[9].**LUC.S.** (2017-2018).Cour Géotechnique pour le technicien.

[10].**CHOGUEUR.A.** (2019)Analyse et modélisation de l'interaction des ouvrages de soutènement ». Thèse doctorat. Université de Tlemcen.

[11].**ZERGUINE.S.** (2013). Estimation des pressions actives sur les murs de soutènement en presence d'eau sous sollicitation sismique. Mémoire de Magister.Université de Biskra.

[12].**ANNANE.A**. (2013).Mur de soutènement en zone sismique. Mémoire de Magister. Université de Batna.

[14].**BEN OUÉZDOU.M**. (2017). Cours d'ouvrages d'art Tome 1 : Conception.

[15].**Costet.J, Sanglirat.G**.Cour pratique de mécanique de sol. Edition DUNOD

[16].**CHERIFI.f.**(2018-2019).Calcul des semelles de fondation en béton armé.Cour et application.

[17].**SAADAOUI.A, SAIDIA.O**.(2018). Détermination de la capacité portante des sols par différente méthodes. Mémoire de Master. Université, Guelma.

[18].**MEFTAH .A**. (2018). Evaluation numérique des pressions active et passive sur les structures de soutènement rigide. Thèse doctorat. Université de Biskra.

AFNOR, **«** Norme française sol: reconnaissance et essais»:

XP P 94- 041: « Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide».

NF P 94- 057: « Analyse granulométrique des sols par sedimentométrie ».

NF P 94- 051: « Détermination des limites d'atterbeg la limite à la coupelle – limite de Plasticité au rouleau».

XP P 94- 060-1: « Détermination conventionnelle de la limite retrait sur le passant à 400µm d'un matériau**».**

NF P 94-048 : « Détermination de la teneur en carbonate : Méthode du calcimétre ».

NF P 94-090-1 : « Essai oedométrique - Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers».

NF P 94-071-1 : « Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 1 : cisaillement direct».

Rapport-Gratuit.com