

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID, TLEMCEN



Faculté De Technologie
Département De Génie Civil

Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Ingénierie de structure

Thème

**Etude d'un tronçon de mur de soutènement a hauteur
variable**

Présenté par :

Mr. CHEBIRA HOUCINE
Mr. MEKKI ABDELKRIM

Devant le Jury composé de :

Mr. M. BOUKLI HACEN

President.

Mr. L. MEDJAHED

Examineur.

Mr. A. BENAMAR

Examineur.

Mr. O. MAACHOU

Encadreur.

Mr. A. BENYACOUB

Encadreur.

REMERCIEMENTS

En premier lieu on tient à exprimer notre remerciements les plus vifs et les plus sincères à :

ALLAH, le CLÉMENT et le MISÉRICORDIEUX de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

A Mr. MAACHOU OMAR

Directeur de mémoire pour nous avoir donné l'occasion de réaliser ce travail dans des excellentes condition et également pour nous avoir soutenu tout au long de ce travail .

A Mr. BENYACOUB ABDELHAKIM

Veillez trouver ici l'expression de notre respectueuses considération et notre profondes admiration pour toutes vos qualités scientifiques et humaines. Ce travail est pour nous l'occasion de vous témoigner notre profondes gratitude.

On tient à remercier Mr. BOUKLI HACEN.M.A d'avoir accepté d'être président du jury.

On remercie également Mr. MEDJAHED. L et Mr. BENAMAR. A d'avoir accepté à examiner ce travail.

J'adresse mes sincères remerciement à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles , leurs écrits , leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexion et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

Dédicace

Je dédie ce travail.

A mes chers parents, qui m'ont donné tout le courage, la tendresse

Et la patience.

A mes frères, ma chère sœur

Et surtout à tous mes chers amis ; BOUANANE Mehdi, BOUBOU Anis,

BOUTERFASS Mounia, KERMAD Faicel, KHEDIM Abdelkader,

KERZABI Ibrahim, MERAD BOUDIA Ilyes et TEFIANI Nadir

A mon ami et mon binôme MEKKI Abdelkrim

Et à ceux avec qui je partage de bons souvenirs

A toute la promo génie civil 2015/2016.

Chebira Houcine

Dédicace

Avec tout mon amour éternel et avec l'intensité de mes émotions.

Je dédie ce travail

A mon très cher Père

L'homme qui a tellement sacrifié pour moi et qui mérite toute ma reconnaissance . Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez.

A ma très chère Mère

*Je n'oublie pas ses sacrifices : l'amour qu'elle m'a donné et Pour ses encouragements.
Je te souhaite la joie et de bonne santé.*

A mes très chères Frères

Les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement ,l'amour et l'affection que je porte pour vous .

A ma très chère Sœur

Affable ,honorable ,aimable : tu présentes pour moi le symbole de la bonté par excellence.

A ma très chère Grande - Mère

Je te dédie ce travail avec tous mes vœux de santé et d'une longue vie .

A la mémoire de Grand - Père

Que j'ai l'honneur de porter son prénom « ABDELKRIM »

A la mémoire de mes Grands- Parents Maternel

AUX étudiants du Génie Civil 2015-2016

Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées , vous êtes pour moi des frères , sœurs et des amis sur qui je peux compter.

A mon chère Ami et mon Bînôme HOUCINE

Que j'ai partagé avec lui de bons souvenirs

Mekki Abdelkrim

Résumé :

Les ouvrages de soutènement ou bien les murs de soutènement, ont pour but de soutenir le terrain, autrement dit contré les glissements de terrain, pour que cet ouvrage arrive à résister à ce phénomène il doit être étudié et calculé de telle manière soit conçus en normes de sécurité, et qu'il reste apte à l'utilisation pour lequel il a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.

Notre projet consiste à étudier un tronçon de mur de soutènement en béton armé d'une forme T renversé, en utilisant les trois méthodes suivantes : un calcul statique, un calcul dynamique en 2D, un calcul dynamique tridimensionnel.

Les résultats ont montré que le calcul statique donne des dimensions plus faibles par rapport au calcul dynamique en 2D suite à la prise en compte de l'effet dynamique surtout pour des hauteurs importante qui ne sont pas tous vérifier ce qui nous a obligés d'aller vers la modélisation tridimensionnelle.

Le model en 3D simule le cas le plus réel et il nous a permis d'ajouter des éléments pour rigidifier le voile tel que les contreforts, on introduisant ces derniers les sollicitations diminue et par conséquent le ferrailage.

Mots clés : Mur de soutènement, mur cantilever, la bèche, contrefort, étude dynamique, mouvement de terrain, méthode de confortement.

Abstract:

Retaining structures or retaining walls are designed to support the bank, ie countered landslides that this book manages to resist this phenomenon should be studied and calculated in such a way is designed standards security, and that it remains suitable for use for which it was provided, given its intended life and its cost.

Our project is to study a reinforced concrete retaining wall section of an inverted T shape, using three methods: a static analysis, dynamic calculation in 2D, three-dimensional dynamic calculation.

The results showed that the static calculation gives smaller dimensions compared to the dynamic calculation in 2D after taking into account the dynamic effect especially for important heights that not all check which forced us to go to three-dimensional modeling.

The model simulates in 3D the most real cases and it allowed us to add elements to stiffen the sail as the foothills, is introducing these sollicitations decreases and consequently the reinforcement.

Keywords: Retaining wall, Cantilever wall, spade, foothills, dynamic study, landslide, reinforcement method.

ملخص

الجدران الإسنادية، تهدف إلى دعم الانهيارات الأرضية، أن هذا الحائط تمكن من مقاومة هذه الظاهرة ينبغي دراستها وبحسب ذلك أن تصمم في معايير السلامة، والتي أنها لا تزال مناسبة للاستخدام التي تم تقديمها، نظرا لحياة المقصودة وتكلفتها.

مشروعنا هو دراسة قسم الاحتفاظ الجدار الخرسانة المسلحة على شكل مقلوب وذلك باستخدام ثلاث طرق: تحليل ثابت، وحساب ديناميكية في ثنائي الأبعاد حساب الديناميكي ثلاثي الأبعاد.

وأظهرت النتائج أن حساب ثابت يعطي أبعاد أصغر مقارنة مع حساب ديناميكية في ثنائي الأبعاد بعد الأخذ في الاعتبار تأثير ديناميكي خاصة بالنسبة للارتفاعات مهمة أن ليس كل الاختيار الذي أجبرنا على الذهاب إلى النمذجة ثلاثية الأبعاد.

يحاكي نموذج ثلاثي الأبعاد الحالات الأكثر حقيقية وأنه سمح لنا لإضافة عناصر إلى تشديد الشراع كما سفوح، وتقديم هذه العطاءات، ويقلل بالتالي من التعزيز.

كلمات مفتاحية جدر الساند اهتزازات الأرضية دراسة ديناميكية حائط الداعم كعب أساليب السلامة

Sommaire

INTRODUCTION GENERAL.....	1
---------------------------	---

CHAPITRE I : GENERALITES

I. 1 INTRODUCTION.....	2
I. 2 LE PHENOMENE DE GLISSEMENT.....	3
I.3 TECHNIQUE DE PREVENTION.....	4
I. 4 GENERALITES SUR LES MURS DE SOUTENEMENT.....	13

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II. 1 INTRODUCTION.....	15
II. 2 OBJECTIF.....	15
II. 3 PRESENTATION DU PROJET.....	15
II. 4 IMPLANTATION DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT.....	17
CONCLUSION.....	21

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES MURS

III. 1 INTRODUCTION.....	22
III. 2 OBJECTIF.....	22
III. 3 CONCEPTION.....	23
III. 4 LE PRE-DIMENSIONNEMENT.....	23
III. 5 PRINCIPE DE VERIFICATION.....	26
III. 6 CALCUL STATIQUE.....	29
III. 7 CALCUL DYNAMIQUE.....	42
CONCLUSION.....	51

CHAPITRE IV : DISCUSSION DES RESULTATS

IV.1 INTRODUCTION.....	52
IV.2 OBJECTIF.....	52
IV.4 LE COFFRAGE.....	53
IV.5 LES COEFFICIENTS DE SECURITE.....	57
IV.6 LE FERRAILLAGE.....	59
CONCLUSION.....	62
CONCLUSION GENERALE.....	63

Liste des figures

CHAPITRE I :

Figure I.1 - Type de mouvement de terrain.....	2
Figure I.2 - Type de soutènement par ouvrage (1).....	8
Figure I.3 - Type de soutènement par ouvrage (2).....	9
Figure I.4 - Type de soutènement par l'ancrage.....	10
Figure I.5 - Technique de renforcement par clous et micropieux.....	11
Figure I.6 - Technique de renforcement par pieux et barrettes.....	11
Figure I.7 - Tirant d'ancrage.....	12
Figure I.8 - Prototype de Mur de soutènement.....	12

CHAPITRE II :

Figure II.1 - Plan schématique de position de sondage.....	16
Figure II.2 - Plan topographique avant terrassement.....	18
Figure II.3 - Plan topographique et voiries après terrassement.....	19
Figure II.4 - Vue en plan du terrain après terrassement prise de GOOGLE MAP le 25/09/2014.....	19
Figure II.5 - L'emplacement des murs de soutènement dans le projet, fait par AUTOCAD.....	20
Figure II.6 - Le tronçon choisis pour l'étudier.....	20

CHAPITRE III :

Figure III.1 - Présentation des murs de soutènement par AUTOCAD.....	23
Figure III.2 - Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé.....	24
Figure III.3 - La géométrie des murs.....	25

Figure III.4 - Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation.....	28
Figure III.5 - Le schéma de mur de 4 mètre de hauteur.....	29
Figure III.6 - Diagramme des contraintes.....	30
Figure III.7 - Représentation des forces.....	31
Figure III.8 - Présentation des diagrammes des contraintes : σ_{h1} , σ_{h2} , σ_{h3}	33
Figure III.9 - Répartition des forces de poussées F1, F2, F3, F4.....	34
Figure III.10 - Fenêtre de programme 'MUR'.....	40
Figure III.11 - Géométrie du mur final de 4 mètre de hauteur.....	41
Figure III.12 - Ferrailage de mur 4 mètre.....	41
Figure III.13 - Fenêtre du logiciel 'PROKON'.....	44
Figure III.14 - Géométrie du mur.....	45
Figure III.15 - Représentation de diagramme de contraintes et les coefficients de sécurité.....	45
Figure III.16 - La géométrie et la disposition du ferrailage pour les murs 4, 5,6 et 7 mètre.....	46
Figure III.17 - Mur cantilever avec contrefort arrière, vue en plan avant.....	47
Figure III.18 - Mur cantilever avec contrefort.....	47
Figure III.19 - Fenêtre de l'espace de travail de SAP 2000.....	48
Figure III.20 - Model en 3D.....	49

CHAPITRE IV :

Figure IV.1 - Les dimensions du calcul manuel.....	53
Figure IV.2 - Les dimensions des murs par programme 'Mur'.....	54
Figure IV.3 - Les dimensions des murs 4, 5, 6 et 7 mètre par PROKON.....	55
Figure IV.4 - Les dimensions des murs 8, 9, 10 et 11 mètre par SAP 2000.....	56
Figure IV.5 : Réaliser le drain de mur de soutènement.....	61

Liste des tableaux

CHAPITRE I :

Tableau I.1 - Facteurs provoquant le glissement.....	3
Tableau I.2 - Type de reconnaissance.....	4

CHAPITRE III :

Tableau III.1 - Pré-dimensionnement des murs.....	24
Tableau III.2 - Résultats des calculs manuels.....	32
Tableau III.3 - Représente des résultats de la vérification à la stabilité.....	36
Tableau III.4 - Ferrailage des murs.....	39
Tableau III.5 - La géométrie et le ferrailage des murs.....	42
Tableau III.6 - Résultats de la force dynamique.....	43
Tableau III.7 - Les géométries et les moments et les efforts donnés par SAP 2000.....	49
Tableau III.8 - Ferrailage après les données de SAP 2000.....	51

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1 - Coefficients de sécurité par la méthode manuel.....	57
Tableau IV.2 - les coefficients de sécurité données par le programme 'MUR'.....	58
Tableau IV.3 - Coefficients de sécurité donnée par PROKON.....	58
Tableau IV.4 - Ferrailage des murs.....	59
Tableau IV.5 - Ferrailage donnée par le programme 'MUR'.....	59
Tableau IV.6 - Ferrailage et l'espacement donné par PROKON.....	60
Tableau IV.7 - Ferrailage du voile et le contrefort par SAP 2000.....	60

NOTATION

P_{ad}	Appliquée horizontalement à $H/2$ au-dessus de la base de la semelle du mur.
K_{ad}	Coefficient de poussée dynamique.
γ	Poids volumique du sol de remblai.
\emptyset	Angle de frottement interne du remblai.
H	Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad} .
β	Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.
$\sum R_v$	Le poids du mur avec le poids du remblai sur la semelle et une partie de la surcharge.
$\sum R_h$	La poussée des terres.
$\text{Tang } \omega$	Coefficient de frottement entre le sol de fondation et la base de mur.
F_s	Coefficient de sécurité.
M_r	Moment renversant.
M_s	Moment stabilisant.
e_0	Excentricité de la force par rapport au point O.
e_c	Excentricité de la force par rapport au centre de la semelle.
B	Section de la semelle.
M_0	Moment résultant.
q_{ref}	Contrainte référentiel.
q_{adm}	Contrainte admissible.
σ_{max}	Contrainte maximale
σ_{min}	La contrainte minimale
W_T	Le poids total du mur.
W_1	Le poids du voile.
W_2	Le poids de la semelle.
K_a	Coefficient de poussée.
π	3.14
φ	Angle de frottement.
σ_v	Contrainte vertical.
h	Hauteur du voile.
q	La surcharge.

F_1	La force de poussée.
S	La surcharge sur le talon.
R	La charge du remblai sur le talon.
μ_r	Moment réduit.
A	Longueur du patin.
C	Épaisseur du voile.
D	La longueur de la console.
d	Le bras de levier.
M	Moment.
A_s	Section de ferrailage.
A_{\min}	Section de ferrailage minimal.
f_{t28}	Résistance à la traction a 28 jours.
X_1	Points d'application par rapport à la base.
F_e	Résistance élastique de l'acier.
A1	Section du ferrailage du voile.
A3	Section du ferrailage du talon.
A1s	Section du ferrailage du talon.
At	Epaisseur du voile en tête.
Ab	Epaisseur du voile en pied.
f_{c28}	Résistance à la compression a 28 jours.
σ_{h1}	Contrainte horizontale.

Introduction générale

La science de l'ingénierie civile est une science pratiquées par l'homme, cette science a permis le développement de la vie humaine durant tout ce temps, ce qui a signifié le développement de cette dernière dans le but de satisfaire encore le besoin de l'humanité.

L'humanité à changer ces penser de vivre en d'autres méthodes plus confortable, comme construire en hauteurs, sur une montagne, en profondeur ..., ceci a donné une naissance à des gratte-ciel, tunnels, bâtiments, ouvrages de soutènement des talus..., chaque construction a son rôle bien définie. Comme par exemple les ouvrages de soutènement.

L'étude de ces ouvrages est portée sur deux côtes statique et dynamique afin d'assurer la sécurité et remplir son rôle de stabilisateur. Les méthodes les plus couramment utilisées pour la conception des structures de soutènement sont basées sur l'équilibre des forces, la prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'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 a la conception de ce mur pour résister à ces forces avec des facteurs de sécurité suffisamment élevés pour produire acceptablement des petites déformations.

Ce travail se compose, en plus de cette introduction générale, de quatre chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

-dans le premier chapitre nous allons décrire quelque généralité sur les différents types de mouvement de terrain tel que le glissement on citant les différentes techniques utilisées pour stabiliser les massifs de terres.

-dans le deuxième chapitre nous allons faire une présentation de notre projet qui a l'objet de définir toute les données nécessaire afin de pouvoir justifier la nécessité d'implanter des murs de soutènement dans les zones instables du terrain, avec un choix d'une zone d'étude.

-dans le troisième chapitre on va faire une conception de notre ouvrage qui est le tronçon de 85ml à hauteur variable avec l'utilisation de plusieurs méthodes pouvoir analyser la différence entre un calcul statique et dynamique.

-dans la quatrième et la dernière partie on va faire une étude comparative entre les différents résultats obtenus en termes de coffrage, coefficients de sécurité et ferrailage avec le choix des dimensions final du tronçon global.

Enfin, ce travail se terminera par une conclusion générale qui le synthétise.

CHAPITRE I

Généralités

I.1 INTRODUCTION :

La terre subit des déformations et un changement de caractéristiques suite à plusieurs phénomènes naturels (climatiques ou géologiques) ou bien anthropique (dus à l'action de l'homme). L'augmentation de la population a fait grimper la demande d'aménagement de terrains pour la construction de maisons, d'infrastructures et d'autres installations, En conséquence de ces pressions combinées, on a tendance à vouloir réaliser nos constructions en zones marginales, comme celles menacées par des phénomènes naturels tels que les mouvements de terrain ; d'ailleurs, ceux-ci sont classés parmi les catastrophes les plus spectaculaires et parfois les plus meurtrières, les mouvements de terrain provoquent la mort de 800 à 1000 personnes par ans dans le monde. Des milliers de mètres cubes de terre, de roches, de boues peuvent soudainement menacer un village, des habitations, à la faveur d'une pluie importante, d'un léger séisme ou de travaux entrepris par l'homme. Ce phénomène naturel se manifeste en plusieurs forme : les chutes de blocs ; écroulements de masses rocheuses, les affaissements et effondrement, fauchage, les coulées boueuses et les glissements de terrain etc...

*Une compilation des différents types de mouvements de terrain est donnée dans le tableau suivant :

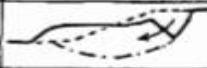


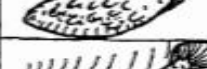




Classes	Types	Schéma	Terrains concernés	Remaniement interne	Vitesse moyenne
GLISSEMENTS DE TERRAIN <i>(sens strict)</i>	GLISSEMENT CIRCULAIRE (loupe)		roches peu cohérentes	plutôt faible	quelques cm à quelques m par jour discontinu (saisons)
	GLISSEMENT PLAN		- marnes - alluvions - moraines		
	GLISSEMENT DE NIVEAU D'ALTÉRATION		altérites	plutôt fort	quelques m par jour discontinu (saisons)
COULÉES	COULÉE DE SOLIFLUXION		roches meubles	plutôt fort	plusieurs m par seconde variable (selon fluidité)
	COULÉE DE BOUE				
ÉCROULEMENTS	ÉCROULEMENT DE SURPLOMB		roches cohérentes	variable selon le stade	déclenchement très rapide
	ÉCROULEMENT D'AVAL PENDAGE		stratifiées ou non		chute en quelques secondes
FAUCHAGE					très lent quelques cm par an

Figure I.1 : Type de mouvement de terrain.



Parmi ces types de mouvement, un seul qui est le plus fréquent « *Le Glissement* ».

I. 2 LE PHENOMENE DE GLISSEMENT :

Le glissement de terrain est considéré comme dangers naturel permanents rencontrés dans tous les pays du monde car l'importance des effets de ce dernier pouvant engendrer des dégâts humains et matériels pouvant se chiffrer en plusieurs millions de Dinars dont les gouvernements doivent prêter beaucoup d'attention afin de préservé les vies humaines et l'intérêt économique, Malheureusement le glissement de terrain se déclenche soudainement à n'importe quel moment, et ça est dus à des facteurs que ce soit naturels ou humains :

<i>FACTEUR NATUREL</i>	<i>FACTEUR D'ORIGINE HUMAINE</i>
<ul style="list-style-type: none"> - Une rupture dans le sol la cohésion. - Une diminution des résistances du sol la diminution de l'angle de frottement interne des argiles sous l'effet de l'eau. - Une augmentation de la chaleur, la terre sèche et s'effrite. - L'instabilité gravitaire est également connue sous le nom de processus de pente. 	<ul style="list-style-type: none"> - Déforestation extrême, érosion des sols. - Présence d'établissements humains dans des zones exposées aux glissements de terrain. - Présence de routes ou de voies de communication dans des zones de montagne. - Présence de conduites et canalisations enterrées; - Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage.

Tableau I.1 : Facteurs provoquant le glissement.

Les glissements de terrain se caractérisent par la translation latérale d'une certaine masse de matériaux au niveau d'une surface de rupture nettement individualisée et se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents.

Les glissements sont des mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- Glissement plan.
- Glissement rotationnels simples.
- Glissement rotationnels complexes (composés).

I. 3 TECHNIQUE DE PREVENTION :

Afin d'éviter ou bien diminuer les effets de glissement sur les ouvrages on entame des processus et des techniques de reconnaissance dans le but de contraindre ce phénomène.

I. 3.1 *Reconnaissance du sol :*

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors d'une étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres.

La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

RECONNAISSANCES	DEFINITIONS
<i>Reconnaissance géologique</i>	C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches,
<i>Reconnaissance géophysique</i>	Les méthodes de reconnaissance géophysiques permettent de déterminer la nature des couches profondes
<i>Reconnaissance géotechnique</i>	Ce sont des essais faites 'in situ' ou en laboratoire géotechnique *Essais "in situ" Le pénétromètre dynamique : Le pénétromètre statique : Essais de laboratoire : *Teneur en eau naturelle *Analyse granulométrique *Les limites d'Atterberg *Les essais de cisaillement *Les essais de compactage * L'essai œdométrique

Tableau I.2 : Type de reconnaissance.

I. 3. 2 *Méthodes de confortement :*

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme :

- Le type des sols.
- Les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement).
- L'accessibilité du site.
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux.
- La cinématique du glissement.
- Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux.
- Les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux.
- La pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation et les moyens en matériel et la technicité des entreprises locales.

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en trois groupes:

- ✓ Drainage.
- ✓ Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution).
- ✓ Renforcement.

I. 3. 2. 1 *Drainage :*

Comme on le sait : l'eau est l'origine de la majorité des glissements de terrain.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons:

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

❖ Types de drainage :

- ✓ Collecte et canalisation des eaux de surface : L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement.
- ✓ Massifs drainants: Les massifs drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus.
- ✓ Tranchées drainantes : Sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe.
- ✓ Drains subhorizontaux : La réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.
- ✓ Drains verticaux, puits et galeries drainantes : Les techniques de drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisées pour la stabilisation des glissements de terrain.

I. 3. 2. 2 *Modifications géométriques :*

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain. Pour cela, la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème; parmi ces méthodes on cite:

❖ Types des modifications :

- ✓ Butée de pied : Le chargement en pied (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations).
- ✓ Allègement en tête : L'allègement en tête du glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieure.
- ✓ Purge : Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste.
- ✓ Reprofilage : Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais.
- ✓ Substitution totale ou partielle : La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

I. 3. 2. 3 Renforcement :

I. 3. 2. 3. 1 Organes résistants en pied :

Cette méthode consiste à stabiliser la masse du sol par l'installation d'un organe résistant dans la partie avale du talus, prenant en compte le contour du cercle de glissement pour assurer que cet organe ne soit pas emporté par le glissement.

On trouve dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples.

A / Les Ouvrages Rigides :

Pour lesquels la surface en contact avec le terrain est indéformable. Les contraintes sont dictées par les déplacements. Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle.

- **Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement**

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids **en béton** ou **en maçonnerie**. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour-mille.

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

- Les **ouvrages cellulaires** sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en éléments préfabriqués. Dans les travaux maritimes, par exemple, on utilise pour la construction des quais de grands batardeaux cellulaires en palplanches métalliques ou de grands caissons en béton armé. Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.




Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
Mur-poids en béton ou en maçonnerie 	Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour mille.
Mur en Terre Armée 	Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction. Ouvrage souple qui supporte les tassements différentiels du sol de fondation.
Mur cellulaire, batardeau en palplanches, caisson en béton 	La cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.

Figure I.2 : Type de soutènement par ouvrage.

- **Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement** Parmi les ouvrages de ce type, on citera :
 - Le **mur cantilever en béton armé** qui, est composé d'une base élargie (semelle) et encastree à la partie supérieure du sol de fondation, fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Un mur cantilever peut d'ailleurs être considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale

qui passe par l'extrémité arrière de la semelle. Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides.

- Les murs en **parois moulées**, technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.

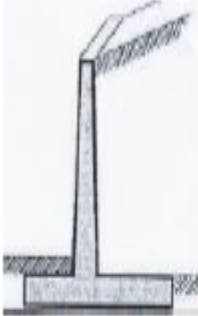


Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
<p>Mur cantilever en béton armé</p> 	<p>Ouvrage rigide doté d'une base élargie et encastrée à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai.</p>
<p>Mur en parois moulées</p> 	<p>Mur construit dans le sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Il fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.</p>
<p>Rideau de palplanches, encastré dans le sol de fondation</p> 	<p>Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure-sol retenue a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.</p>

Figure I.3 : Type de soutènement par ouvrage.

B / Les Ouvrages Souples :

Pour lesquels la surface de contact est déformable : Les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de ses déformations propres (interaction sol/structure).

L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

- **Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages**

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussée est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages. C'est le cas notamment des rideaux, des parois moulées et des parois berlinoises. À la différence d'une paroi moulée, une **paroi berlinoise** est réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place.

Au fur et à mesure de l'excavation, on vient placer entre les poteaux des éléments de soutènement soit préfabriqués (poutres, plaques), soit coulés en place, et l'on reprend la poussée des terres par des ancrages précontraints fixés sur les poteaux.

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

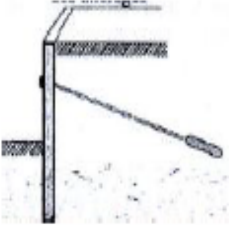
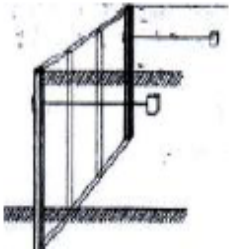
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
Paroi moulée ou rideau de palplanches avec des ancrages 	Ouvrage flexible renforcé par une série d'ancrages dans le sol. Les ancrages sont des armatures métalliques (câbles ou barres) qui sont attachées d'une part à la paroi (ou rideau) et d'autre part dans le massif de sol par un corps d'ancrage ou par un scellement avec un coulis d'injection.
Paroi berlinoise 	Paroi réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments préfabriqués (poutres, plaques), ou moulés sur place sont placés entre les poteaux. La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux.

Figure I.4 : Type de soutènement par l'ancrage.

I. 3. 2. 3. 2 Techniques de renforcement par inclusions :

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

— Les clous et micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.

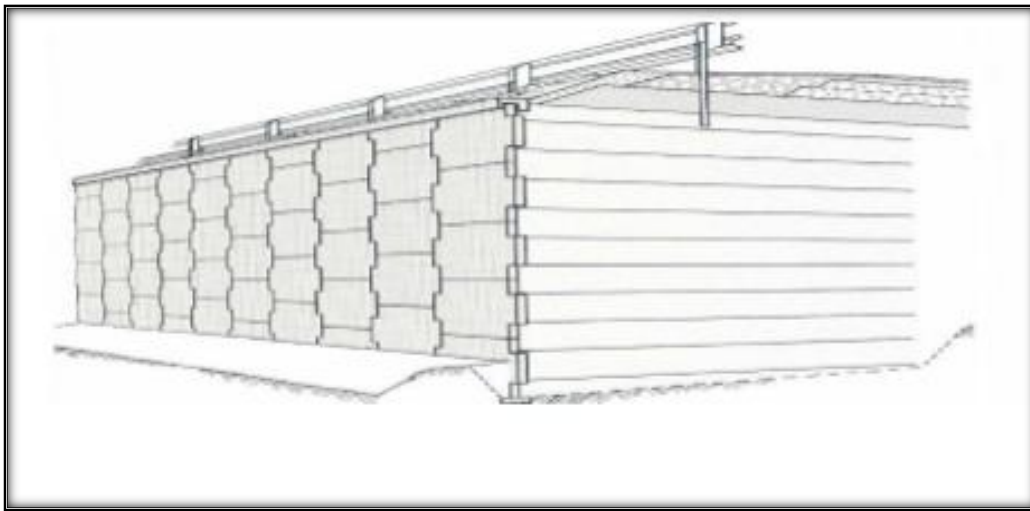


Figure I.5 : Technique de renforcement par clous et micro pieux.

— Les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

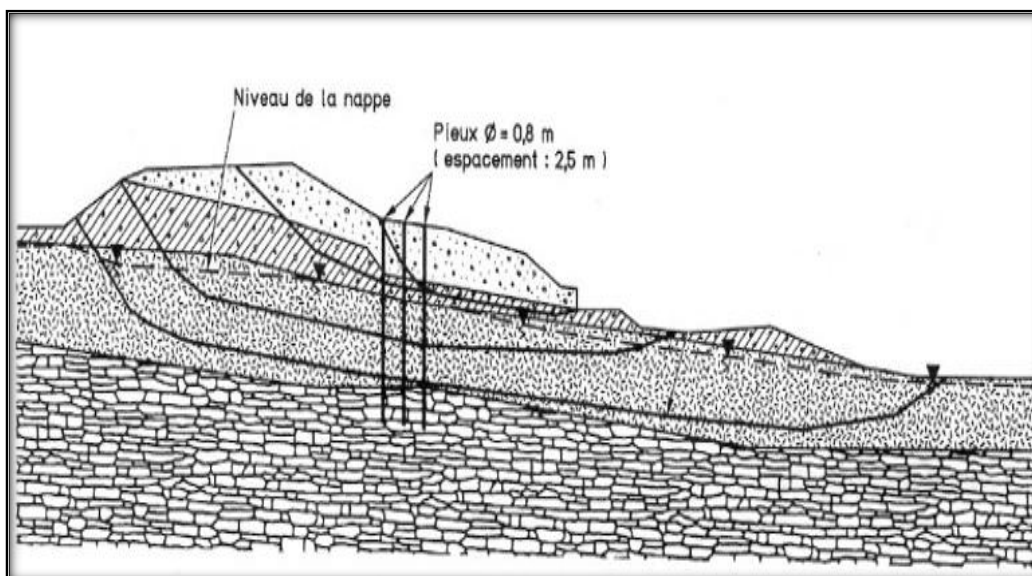


Figure I.6 : Technique de renforcement par pieux et barrettes.

I. 3. 2. 3. 3 Tirants d'ancrages :

Le principe consiste à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

Pour ce faire, on ancre des tirants dans le terrain stable situé en dehors de la surface de rupture et on applique en tête un effort tel que l'on améliore le coefficient de sécurité F vis-à-vis de la rupture d'une valeur $\Delta F/F_0$ minimale de 20%.

Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé.

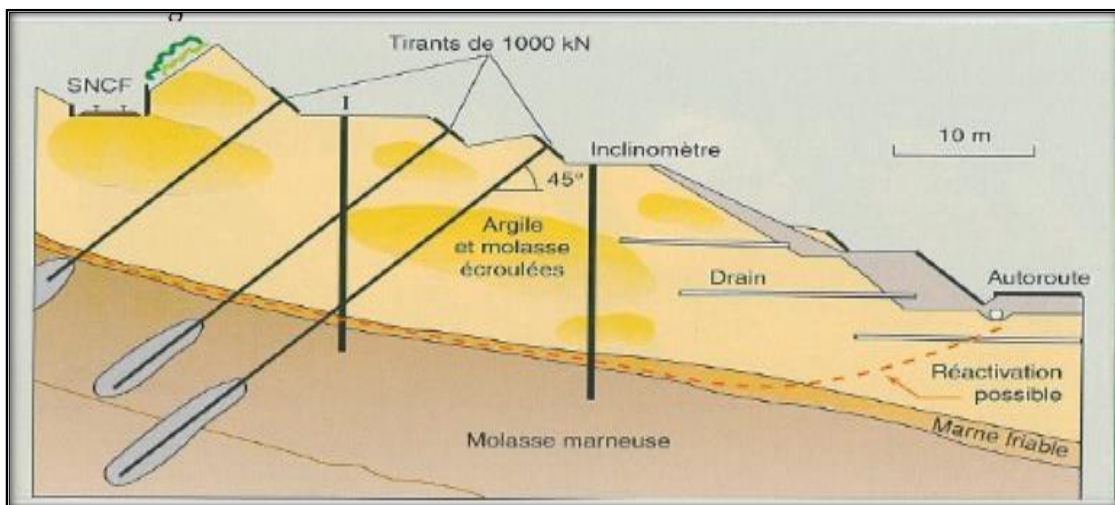


Figure I.7 : Tirant d'ancrage.

Parmi les trois méthodes de confortement : *drainage*, *modification géométrique*, *renforcement*, cites au-dessus :

Le renforcement des terres par les ouvrages de soutènement (spécialement les murs de soutènement en béton armé) est la solution la plus courante pour stabiliser les terrains susceptibles au glissement, à cause de la disponibilité des matériaux qui constitue ces ouvrages et la maîtrise de sa construction.

I. 4 GENERALITES SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT :

I. 4. 1 Historique de murs de soutènement :

Les murs de soutènement figurent dans l'histoire de la construction, dès son origine ils sont en pierre sèche, puis en maçonnerie et en fin en Béton Armé.

Dans les premiers besoins générant le mur de soutènement se trouve dans la fabrication des 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) récupérées par l'érosion des sols.

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).

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.

I. 4. 2 Définition de murs de soutènement :

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), rendre cultivables des zones pentues et limiter l'érosion par ruissellement (culture en terrasses), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur, soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.

On trouve des murs de soutènement en pierres sèches, en moellons, en pierres de taille, en briques, en béton armé, en acier, en gabions, voire en bois ou en polymère (vinyle).

I. 4. 3 Type des Murs de Soutènement :

- **Murs « DA Costa Nunes » :**

Le professeur *DA Costa Nunes, de Rio de Janeiro*, à proposer en **1963**, l'exécution de murs de soutènement en béton armé très particuliers .la réalisation de l'écran commence par la partie supérieure et sa stabilité est assuré par des ancrages précontraints.

L'exécution classique d'un mur de soutènement impose des phases de travail asses délicates quand on doit entailler le massif à soutenir. Le travail est d'autant plus difficile que les talus sont élevés, surmontés de constructions importantes et que l'on manque de place pour adoucir les pentes (comme c'est le cas dans la ville de Rio de Janeiro).

- **Murs en éléments préfabriqués :**

Aux Etats-Unis et au Canada, ont été réalisés des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'éléments surpassés.

Ce dispositif est particulièrement économique lorsqu'on dispose de la place suffisante pour le réaliser. Il offre un aspect architectural très agréable, la face visible n'est pas forcément plane et uniforme, certains des blocs étant avancés ou reculés ou même places de travers les uns par rapport aux autres.

Généralement on donne un fruit important à de tels murs.

- **Murs à Contrefort :**

Adopté comme solution quand la hauteur des terres à soutenir est importante ou lorsque le coefficient de poussé est élevé.

Très onéreux à cause des complications du calcul de ferrailage et d'exécution des travaux.

Les contreforts soulagent le voile en reliant à la semelle.

- **Murs à bêche :**

La bêche se situe à l'avant, au milieu ou à l'arrière de la semelle.

CHAPITRE II

Présentation du projet

II.1 INTRODUCTION :

La ville de **TLEMCEM**, capitale des **ZIANIDES**, une ville d'Art et d'Histoire située à l'ouest de l'ALGERIE. Cette ville a l'honneur d'être choisie parmi les villes de l'ouest dans le but de construire une résidence d'état (**VILLA D'HOTE**). Le site choisi par l'état se trouve au faubourg EL KALAA à BIRWANA, une zone résidentielle nouvelle.

Le site a été récupéré par les autorités publiques pour le mettre à la disposition de la présidence de la république. Ce projet est dans l'intérêt de recevoir des personnalités importantes du pays (politiques et autres).

II.2 OBJECTIF :

L'objectif de ce chapitre est de présenter les données naturelles et géotechniques du projet et les ouvrages concernés pour avoir une idée globale, en question d'étude.

II.3 PRESENTATION DU PROJET :

Ce projet est réalisé dans le quartier BIRWANA, situé au sud de TLEMCEM, qui englobe une surface de **8 hectares**, construit sur une pente de la montagne de LALA SETTI.

Le site du projet a une vue sur la résidence du wali et la route de BIRWANA comme une façade principale et un accès principal, villa Rivaud comme façade latérale gauche et un deuxième accès, BIR OUANA et Mosquée Ibn Marzouk de latérale droite et un troisième accès, le centre CCP dans la façade postérieure.

Dans notre projet d'étude on va s'intéresser seulement sur les ouvrages de confortement (ouvrage de soutènement)

- Données naturelles :
 - Une résidence officielle occupant une surface de 3537.8 m².
 - Résidence d'état hôte avec une surface de 2332.16 m².
 - Villa Rivaud est construite sur une de surface de 1537.12 m²
 - Bloc d'accompagnement d' une surface de 562.75 m².
 - Les ouvrages de confortement : ouvrages de soutènement qui assure la stabilité de talus.
 - Aménagement extérieure :
 - * Terrain de sport.
 - * Espace vert.
 - * Jet d'eau.

- Données géotechniques :

La reconnaissance mené par LTPO sur le long de la partie sud de projet, a comporté la réalisation de 5 sondages carottés, descendus verticalement à 10 mètres de profondeur chacun, suivi de prélèvement d'échantillon pour la description géologique des dols rencontrés, ensuite leur analyse géotechnique en laboratoire.

Ces essais de reconnaissance se trouvent consignés dans un plan d'implantation schématique.

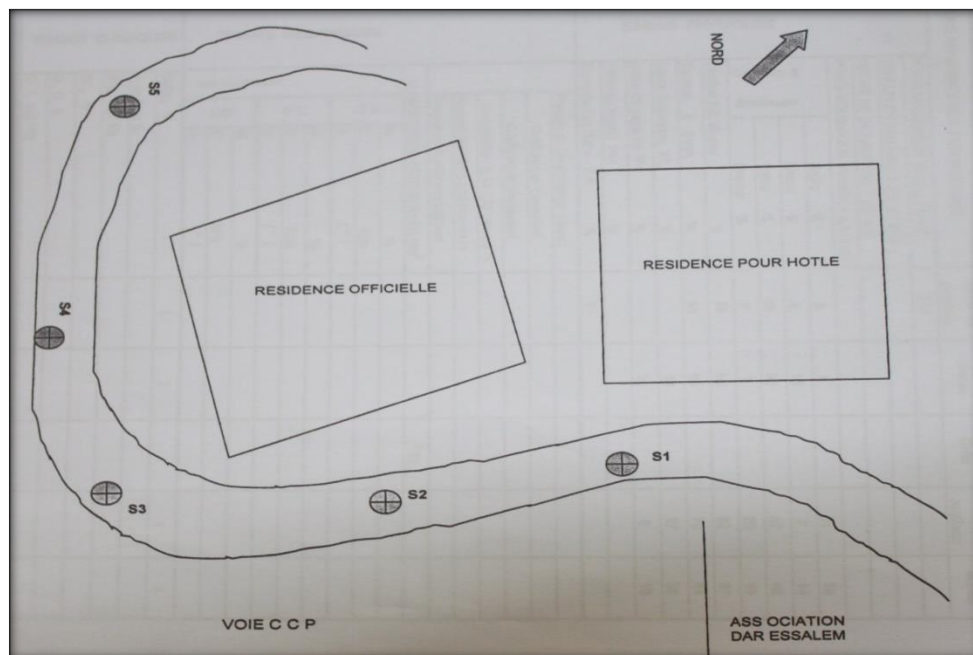


Figure II.1 : Plan schématique de position de sondage.

Parmi les 5 sondages carottés effectués on s'intéresse par le sondage numéro 3 qui a donné la description géologique suivante :

0 – 5 m : Sable fin jaunâtre avec quelques conglomérats.

5 – 5.8 m : Grés jaunâtre à aspect conglomératique.

5.8 – 6.9 m : Argile verdâtre tendre à moyennement raide.

6.9 – 9.2 : Grés jaunâtre compact très dur.

9.2 – 10 m : Argile grisâtre pâteuse à mi raide.

Sur des échantillons remaniés et intacts appartenant à la formation des marnes, des sables et des grès, les essais suivants ont été programmés :

- Essais Physique :
 - Teneur en eau et saturation.
 - Poids volumique humide et sec.
 - Poids volumique des grains solides.
 - Limites d'Atterberg.
 - Granulométrie par tamisage et par sédimentation.
 - Equivalent de sable.
- Essais Mécanique :
 - Compression simple.
 - Cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande.
 - Compressibilité à l'œdomètre.
- Essais Chimiques :
 - Teneur en carbonates.

II.4 IMPLANTATION DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT :

L'année 2005, le terrain choisi pour le projet présente des empêchements d'accès, sont dus à la présence des arbres, déformation de terrain, quartier d'habitation, des routes à proximité ce qui va rendre le déplacement des engins ainsi que la circulation des ouvriers difficiles, et sa demande des aménagements au niveau de terrain pour faciliter la tâche de la construction.

Des travaux de terrassement sont prévus pour le rendre exploitable au besoin du projet.

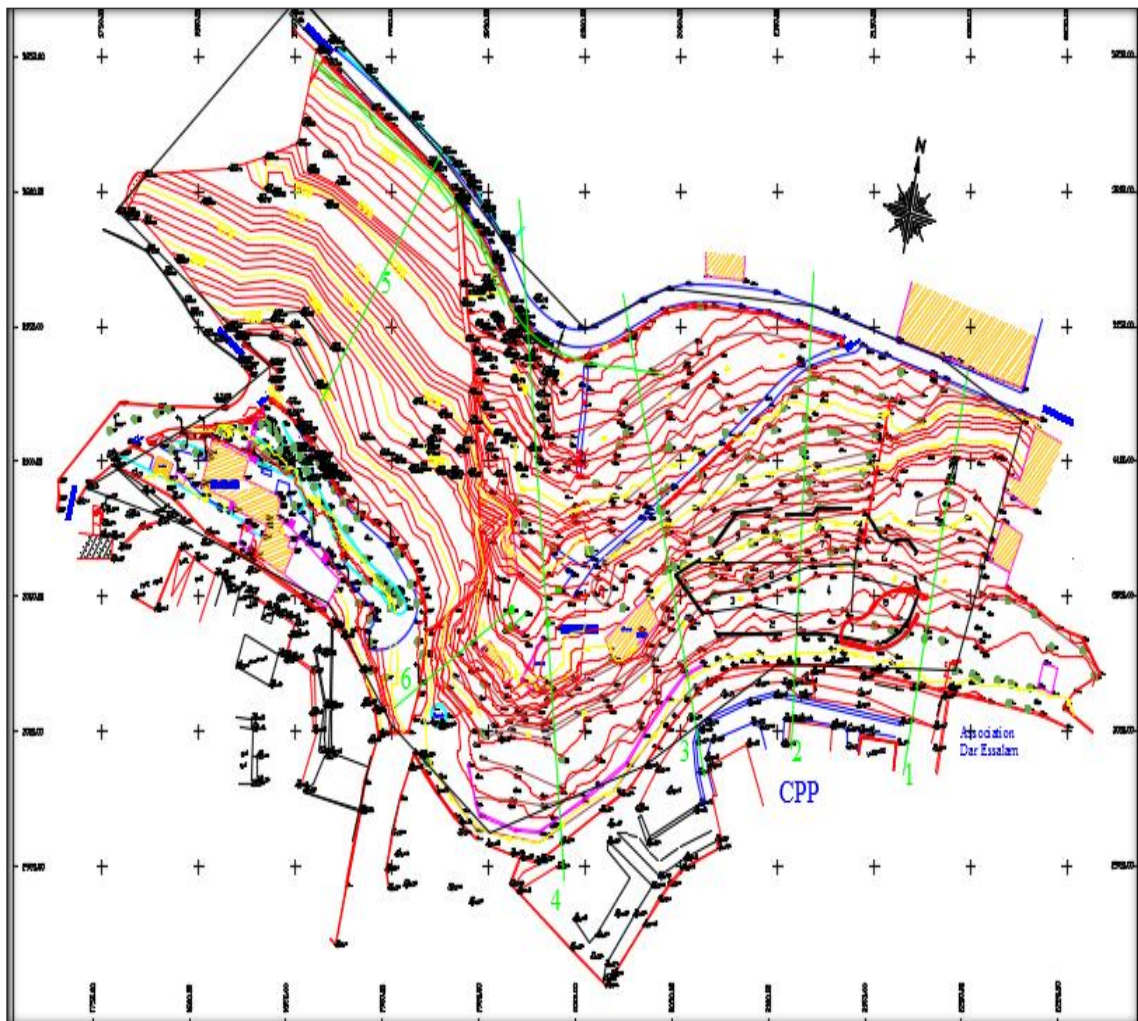


Figure II.2 : Plan topographique avant terrassement.

Vu le terrain accidenté, les travaux de terrassement sont nécessaire afin d'ouvrir les accès au site et de préparer les plateformes avant la construction, après les travaux de terrassement ils ont remarqué que la dénivelé entre le terrain projeté et celui de mitoyen est très importante et que le terrain présente une probabilité de glissement, en plus de présence d'une habitation d'intérêt historique qui date de la révolution Algérienne ; donc il faut préserver la stabilité de ce terrain.



Figure II.3 : Plan topographique et voiries après terrassement.



*Figure II.4 : Vue en plan du terrain après terrassement prise de GOOGLE MAP
le 25/09/2014.*

Pour éviter le glissement de terrain dans plusieurs zones du site, on prévoit des ouvrages de soutènement avant la construction des bâtiments.

L'emplacement des ouvrages de soutènement est prévu à chaque points de risques d'instabilité de talus, la réalisation de ces ouvrages sous forme de plusieurs types sur tout le chantier est sa dépend de l'importance de l'emplacement et aussi la nature du sol d'assise.

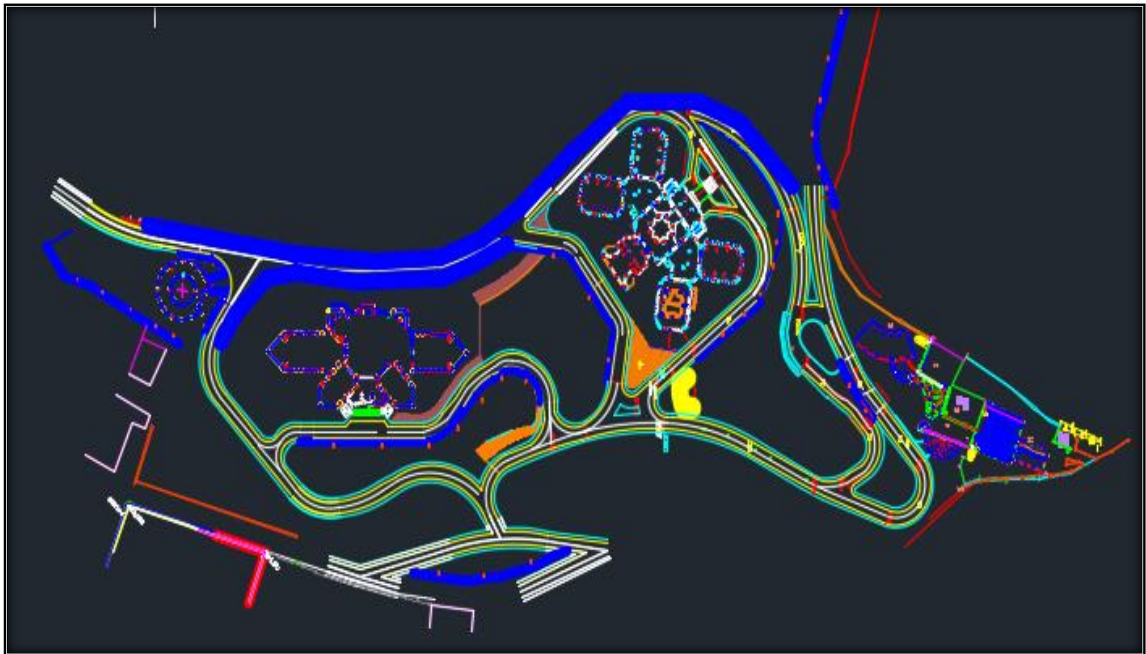


Figure II.5 : L'emplacement des murs de soutènement dans le projet, fait par AUTOCAD.

❖ **Problématique :**

Notre étude est consacrée pour un tronçon choisis situé derrière la résidence officielle avec 85 ml, ce tronçon va soutenir une route interne.



Figure II.6 : Le tronçon choisis pour l'étudier.

Après avoir définie l'emplacement de tronçon choisie, en doit passer à la phase d'étude de ce tronçon, l'étude doit être effectuée pour un mur cantilever (mur en béton armé à T renversée) qui est compose d'une semelle encastrée dans le sol et un rideau (voile).

Ces ouvrages sont couramment utilisés vue leur résistance et la maîtrise de les réaliser avec la possibilité de les rigidifier avec plusieurs techniques en ajoutant des bèches, des contreforts, même aussi des consoles au niveau des voile (mur a consoles).

Conclusion :

Dans ce chapitre on a essayé de faire une description globale du projet afin de regrouper toutes les données nécessaires pour entamer notre étude.

La présentation des paramètres du projet englobe les données naturelles et géotechniques qui ont données une idée des parties instables du site qui nécessite d'implanter les ouvrages de soutènements.

On a adopté pour ce cas un mur cantilever en béton armé comme solution pour stabiliser les talus, donc la procédure au dimensionnement et aux calculs est nécessaire afin de justifier la stabilité de ces derniers.

CHAPITRE III

Dimensionnement Des Murs

III. 1 INTRODUCTION :

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

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

La conception des murs de soutènement en béton armé diffère sensiblement de celle des murs gravitaires, les terres sont retenus par un voile vertical dont l'équilibre est assuré par une semelle qui se prolonge sous le remblai, cette semelle supporte le poids des terres dont le rôle de stabilisateur est évident.

La partie la plus délicate de l'ouvrage se situe à l'encastrement du voile dans la semelle, il se développe là des moments fléchissant notables.

III. 2 OBJECTIF :

L'Objectif de ce chapitre est de faire :

- ✓ La conception des murs de soutènement pour déterminer les longueurs et les hauteurs.
- ✓ Le pré-dimensionnement.
- ✓ Le principe de vérification.
- ✓ Calcul statique : manuel et à l'aide de l'application 'MUR'.
- ✓ Calcul dynamique à l'aide du logiciel PROKON.
- ✓ Calcul tridimensionnel avec SAP 2000.

III. 3 CONCEPTION :

On se basant sur les plans topographiques (profil en long, profil en travers, plan de voiries) données par le bureau d'étude AMADEUS, on a pu dessiner la coupe transversal qui donne la dénivelée entre la voie derrière la résidence officielle et la plateforme de cette dernière, qui est de 11.43 ‰, qui va nous servir à déterminer les différentes hauteurs du tronçon de mur.

L'obtention de ces résultats nécessite l'utilisation du logiciel de dessin **AUTOCAD**.

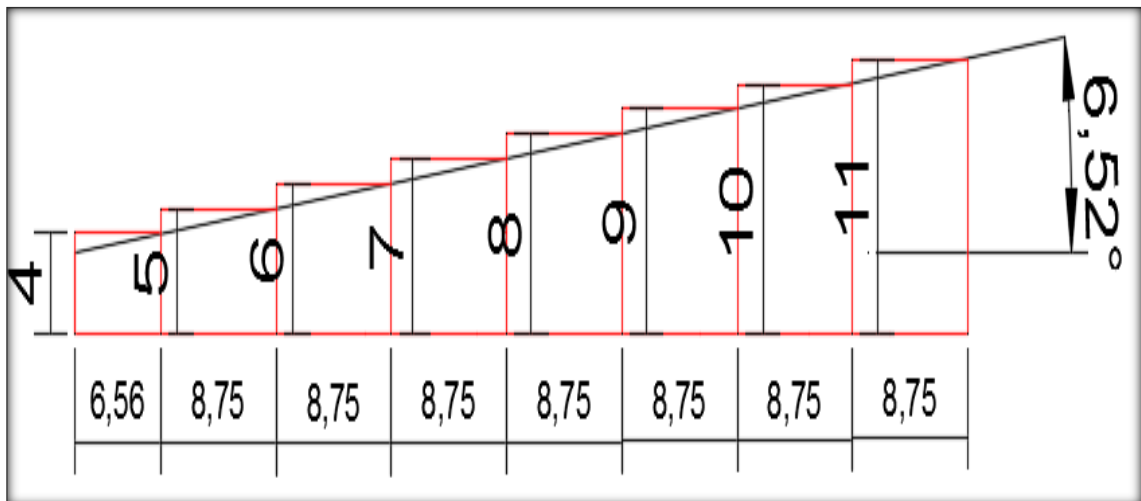


Figure III.1 : Présentation des murs de soutènement par AUTOCAD.

Cette figure nous a montré la dénivelée de la route qui à donner un tronçon de huit murs de soutènement avec une longueur variable et une différence de niveau qui fait 1 mètre.

III. 4 LE PRE-DIMENSIONNEMENT :

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs.

Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

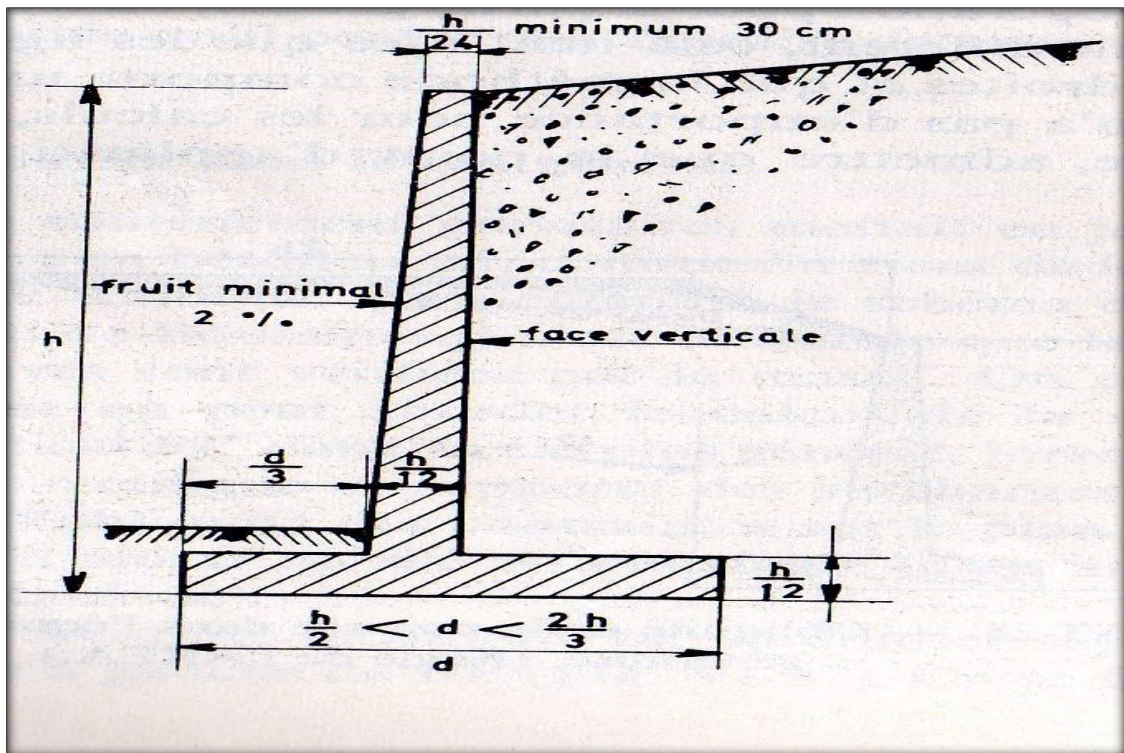


Figure III.2 : Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton armé.

Le calcul de pré-dimensionnement est dans le tableau suivant :

Hauteur (m)	H/24 (m)	H/12 (m)	h/2 (m)	2h/3 (m)	d (m)	d/3 (m)
4	0,17	0,33	2	2,67	2,33	0,78
5	0,21	0,42	2,5	3,33	2,92	0,97
6	0,25	0,50	3	4,00	3,50	1,17
7	0,29	0,58	3,5	4,67	4,08	1,36
8	0,33	0,67	4	5,33	4,67	1,56
9	0,38	0,75	4,5	6,00	5,25	1,75
10	0,42	0,83	5	6,67	5,83	1,94
11	0,46	0,92	5,5	7,33	6,42	2,14

Tableau III.1 : Pré-dimensionnement des murs.

Remarque : Le pré - dimensionnement était fait on suppose que le fruit de mur est nul (l'angle d'inclinaison de la paroi du mur est égale à zéro).

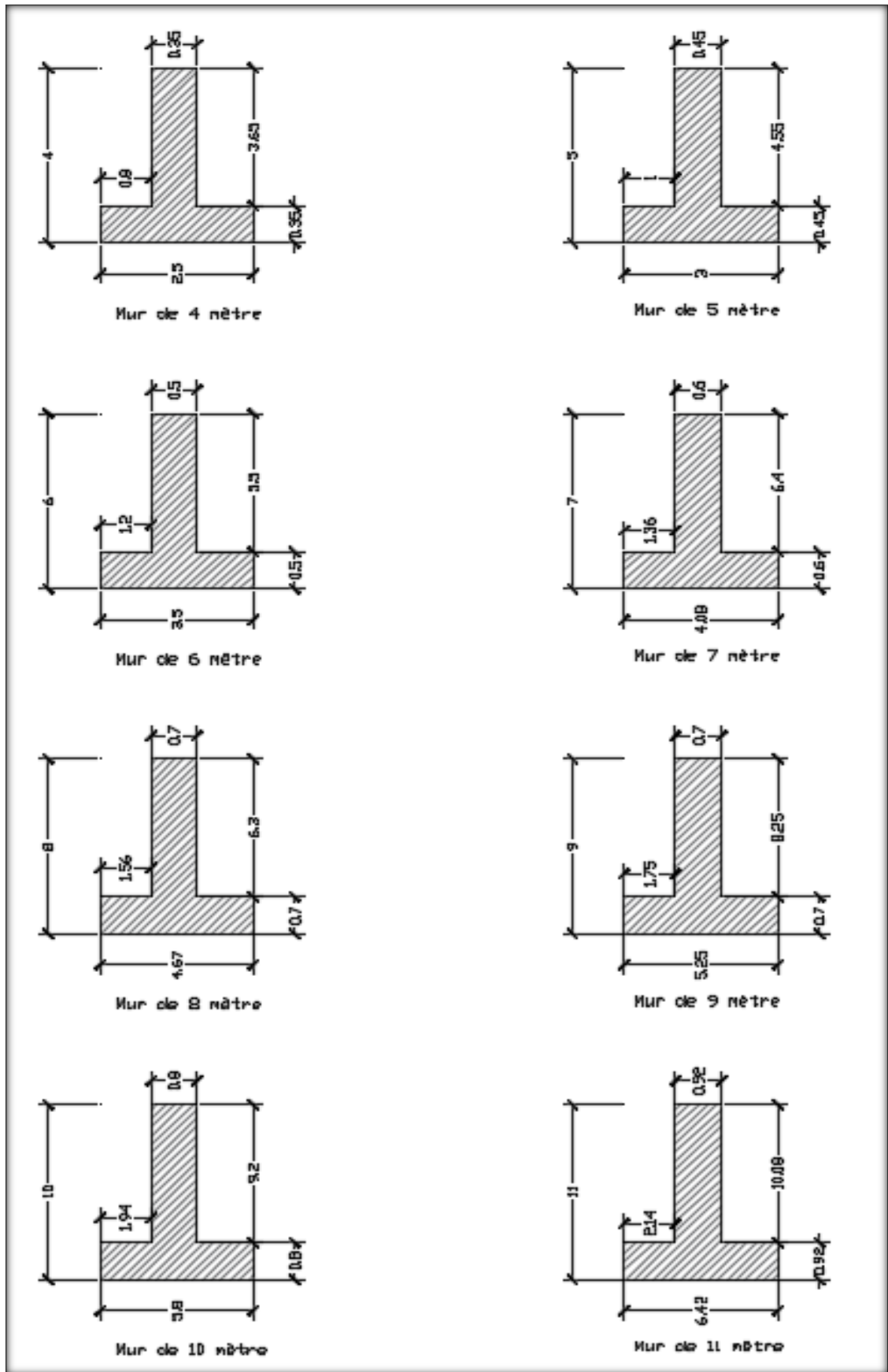


Figure III.3 : La géométrie des murs.

III. 5 PRINCIPE DE VERIFICATION :

Cette procédure est une vérification statique et dynamique. La vérification est faite pour dire que OK : le mur est stable donc on peut construire cet ouvrage sans problèmes ; mais ça ne veut pas dire qu'il n'y a pas des empêchements au niveau du chantier, (*on parle juste du côté calcul*).

III. 5. 1 STABILITE AU GLISSEMENT :

Pour que la stabilité au glissement soit assurée il faut que la somme des forces verticales (forces stabilisantes), doit être supérieure à la somme des forces horizontales (forces motrices) avec un coefficient de sécurité égale à 1.5 en négligeant la force de butée.

$$\frac{R_V \tan \varphi}{R_H} > 1,5$$

III. 5. 2 STABILITE AU RENVERSEMENT :

Pour que la stabilité au renversement soit assurée. Il faut que le rapport entre les moments stabilisants et les moments renversants, doit être supérieur à 1,5.

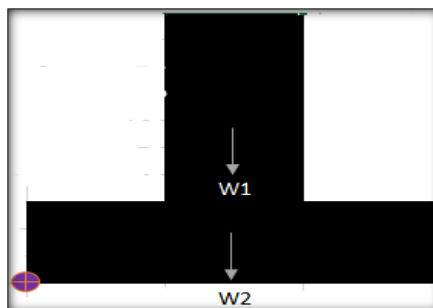
$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

Remarque : Pour que le mur soit stable :

- $F_s > 1.5$ si on néglige la butée.
- $F_s > 2$ si on tient compte de la butée.

Les moments renversants (M_r) sont les forces horizontales multipliées par leur bras de levier par rapport à O.

Les moments stabilisants (M_s) sont les forces verticales multipliées par leurs bras de levier par rapport à O.



La figure montre le point O situé à gauche de mur.

III. 5. 3 STABILITE INTERNE :

On doit assurer que les contraintes dans le mur doivent être inférieures aux contraintes admissibles, donc c'est un simple problème de résistance de matériaux.

Suite à la résistance élevée du matériau : béton armé, ce problème de résistance interne ne se pose jamais (les contraintes due aux sollicitations appliquées au mur sont inférieure aux contraintes admissibles du béton armé) c'est le mode de rupture le plus rare pour ce type des murs.

Remarque : Lorsqu'on utilise un logiciel de calcul, cette vérification est assurée automatiquement.

- vérification vis-à-vis de la portance du sol de fondation

La résultante des forces doit se situer à l'intérieure du noyau central de façon que la pression entre la semelle et le sol soit positive en amont ; en aval, cette pression de contact ne doit pas être supérieure à la capacité portante admissible du sol.

Pour déterminer le lieu de passage de cette résultante, on doit calculer le moment total autour du point O :

$$\sum Résul = \sum M (stabilisant) - \sum M (renversant) = M_o$$

- L'excentricité de la force par rapport au point O :

$$e_0 = \frac{M_o}{\sum F_v}$$

- L'excentricité de la force par rapport au centre de la semelle est :

$$e_c = \frac{B}{2} - e_0$$

La figure indique les deux cas possibles, suivant que N (résultante des forces) tombe dans les tiers central ou non, et donne les formules qui permettent de calculer l'intensité de la contrainte maximale. On vérifie alors que cette intensité maximale est bien inférieure à la pression admissible définie a priori indépendamment des dimensions de la fondation de l'inclinaison et de l'excentricité des charges.

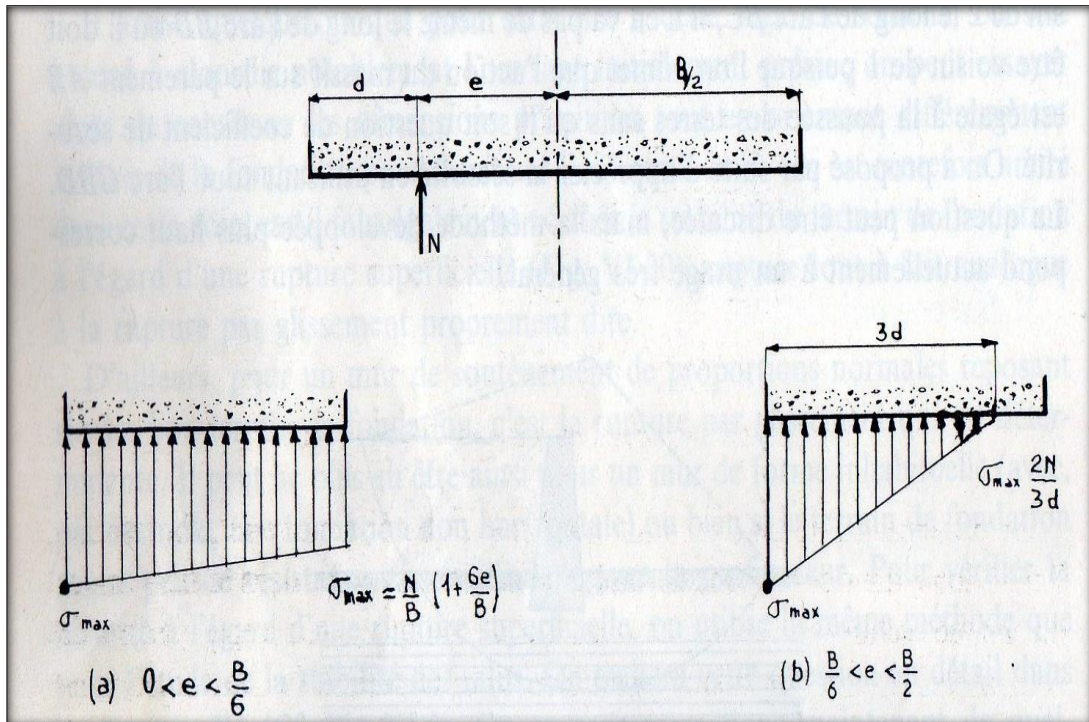


Figure III.4 : Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation.

- vérification au poinçonnement :

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

Avec :
$$\sigma_{max} = \frac{F_v}{B} \times \left(1 + \frac{6 \times e_c}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{F_v}{B} \times \left(1 - \frac{6 \times e_c}{B}\right)$$

III. 6 CALCUL STATIQUE :

III. 6. 1 CALCUL MANUEL :

Le calcul statique du mur consiste à vérifier la stabilité du mur aux différents types d'instabilité pour le cas de la poussée des terres au repos.

On prend l'exemple de calcul du mur de 4 mètre de hauteur :

* Données :

$\gamma_{\text{béton}}$	=	25	KN/m ³			γ	=	21	KN/m ³	
D	=	1.5	m			Sol D'assise	ϕ	=	35 °	
$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$	=	1.5	bars	=	150		C	=	79	KPA
q	=	12.5	KN/m ²							
						Remblai	γ	=	21	KN/m ³
							ϕ	=	35 °	
							C	=	0	KPA

Données provient du rapport géotechnique avec un choix d'un remblai de caractéristiques bien définie.

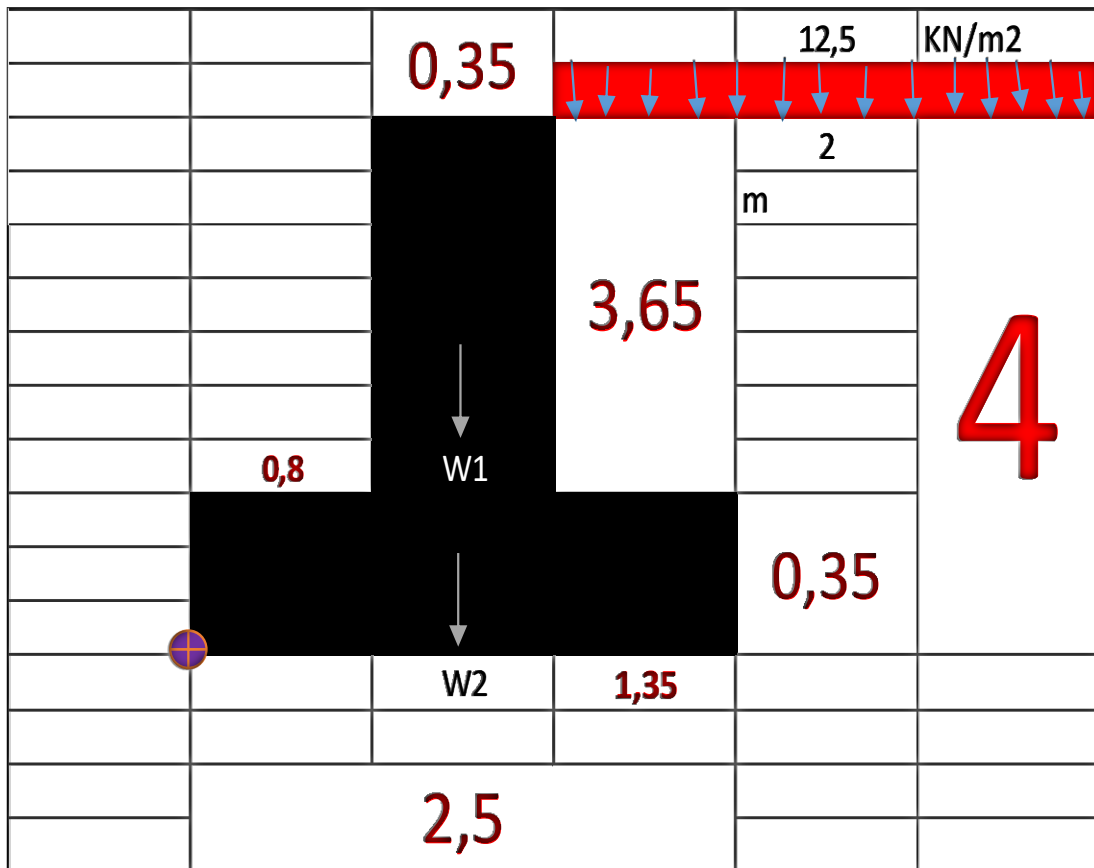


Figure III.5 : Le schéma de mur de 4 mètre de hauteur.

✚ Calculs :

1. Détermination du poids de murs (W_T) :

-le poids total de mur de 4 m : $W_T = W_1 + W_2 = 32 + 22 = \underline{54}$ KN

-le poids de voile : $W_1 = 3,65 \times 0,35 \times 1 = \underline{32}$ KN

-le poids de la semelle : $W_2 = 2,5 \times 0,35 \times 1 = \underline{22}$ KN

2. Détermination du coefficient de poussée des terres au repos (K_0) :

- le coefficient de poussée : $K_0 = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right) = \underline{0,271}$

3. Calcul de contraintes (σ) :

- calcul des contraintes verticales :

$$\sigma_{v1} = \gamma \times h = 18 \times 3,65 = \underline{65,7}$$
 KPA

$$\sigma_{v2} = \gamma \times h = 18 \times 0,35 = \underline{6,3}$$
 KPA

- calcul des contraintes horizontales :

$$\sigma_{h1} = q \times K_a = 12,5 \times 0,271 = \underline{3,39}$$
 KPA

$$\sigma_{h2} = \sigma_{h1} + (\sigma_{v1} \times K_a) = 3,39 + (65,7 \times 0,271) = \underline{21,19}$$
 KPA

$$\sigma_{h3} = \sigma_{h2} + (\sigma_{v2} \times K_a) = 21,44 + (6,3 \times 0,271) = \underline{22,9}$$
 KPA

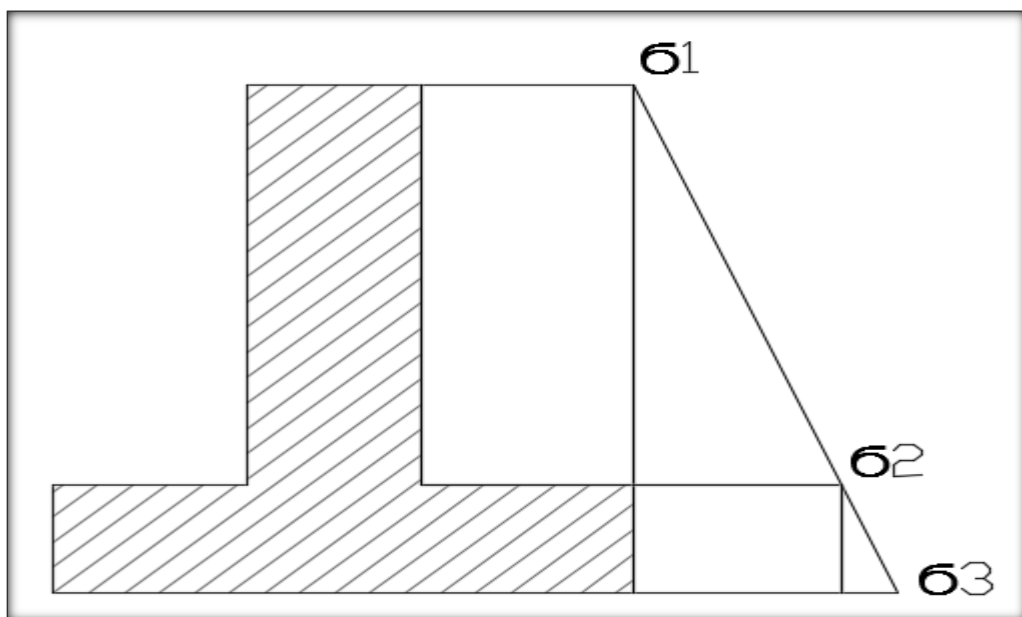


Figure III.6 : Diagramme des contraintes.

4. Calcul des forces (F) :

La force de poussée est la surface du diagramme de contrainte.

- Force de poussée :

$$F_1 = \sigma_{h1} \times h = 3.39 \times 3.65 = \underline{12.36} \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{(6h_2 - 6h_1) \times h}{2} = \frac{(21.19 - 3.39) \times 3.65}{2} = \underline{32.49} \text{ KN}$$

$$F_3 = \frac{(6h_3 - 6h_2) \times h}{2} = \frac{(22.9 - 21.19) \times 0.35}{2} = \underline{0.3} \text{ KN}$$

$$F_4 = (\sigma_{h2} - \sigma_{h1}) \times h = (21.19 - 3.39) \times 0.35 = \underline{6.23} \text{ KN}$$

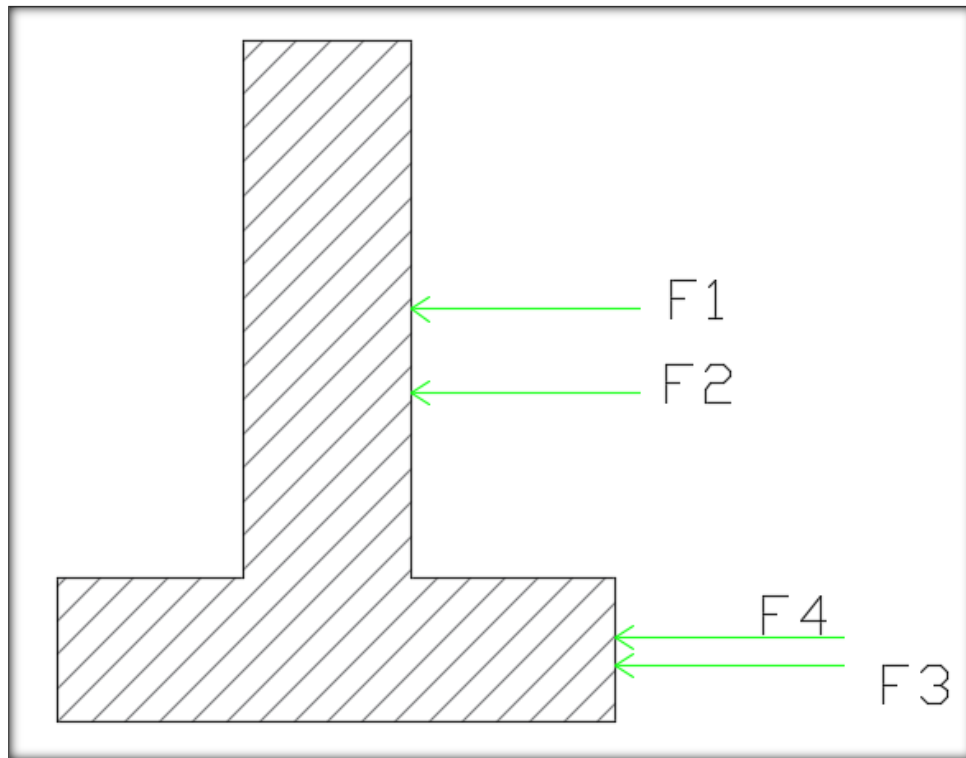


Figure III.7 : Représentation des forces.

❖ Le tableau suivant représente tous les résultats de calcul manuel :

- a) Poids Total.
- b) Les contraintes.
- c) Les forces agissantes.
- d) points d'applications.

Hauteur de Mur (m)	Poids de Rideau W1 (KN)	Poids de la semelle W2 (KN)	Poids Total de Mur WT (KN)	Contraintes de Poussées (KPA)	Forces Poussées (KN)	Point d'application (m)
4	32	22	54	$\sigma_1 = 3,39$ $\sigma_2 = 21,19$ $\sigma_3 = 22,9$	F1 = 12,36 F2 = 32,49 F3 = 0,3 F4 = 6,23	X1 = 2.18 X2 = 1.57 X3 = 0.12 X4 = 0.18
5	51	34	85	$\sigma_1 = 3,39$ $\sigma_2 = 25,85$ $\sigma_3 = 27,78$	F1 = 15,41 F2 = 50,49 F3 = 0,49 F4 = 9,99	X1 = 2.73 X2 = 1.97 X3 = 0.15 X4 = 0.23
6	69	44	113	$\sigma_1 = 3,39$ $\sigma_2 = 30,22$ $\sigma_3 = 32,66$	F1 = 18,63 F2 = 73,78 F3 = 0,61 F4 = 13,41	X1 = 3.25 X2 = 2.33 X3 = 0.17 X4 = 0.25
7	96	61	157	$\sigma_1 = 3,39$ $\sigma_2 = 34,61$ $\sigma_3 = 37,53$	F1 = 21,68 F2 = 99,9 F3 = 0,88 F4 = 18,73	X1 = 3.8 X2 = 2.73 X3 = 0.2 X4 = 0.3
8	128	82	210	$\sigma_1 = 3,39$ $\sigma_2 = 39$ $\sigma_3 = 42,41$	F1 = 27,73 F2 = 129,97 F3 = 1,2 F4 = 24,93	X1 = 4.35 X2 = 3.13 X3 = 0.23 X4 = 0.35
9	155	98	253	$\sigma_1 = 3,39$ $\sigma_2 = 43,63$ $\sigma_3 = 47,29$	F1 = 27,95 F2 = 166 F3 = 1,37 F4 = 30,18	X1 = 4.88 X2 = 3.5 X3 = 0.25 X4 = 0.38
10	184	116	300	$\sigma_1 = 3,39$ $\sigma_2 = 48,27$ $\sigma_3 = 52,17$	F1 = 31,17 F2 = 206,44 F3 = 1,56 F4 = 35,9	X1 = 5.4 X2 = 3.87 X3 = 0.27 X4 = 0.4
11	232	148	380	$\sigma_1 = 3,39$ $\sigma_2 = 52,56$ $\sigma_3 = 57,05$	F1 = 34,15 F2 = 247,82 F3 = 2,06 F4 = 45,24	X1 = 6.32 X2 = 4.52 X3 = 0.31 X4 = 0.46

Tableau III.2 : Résultats des calculs manuels.

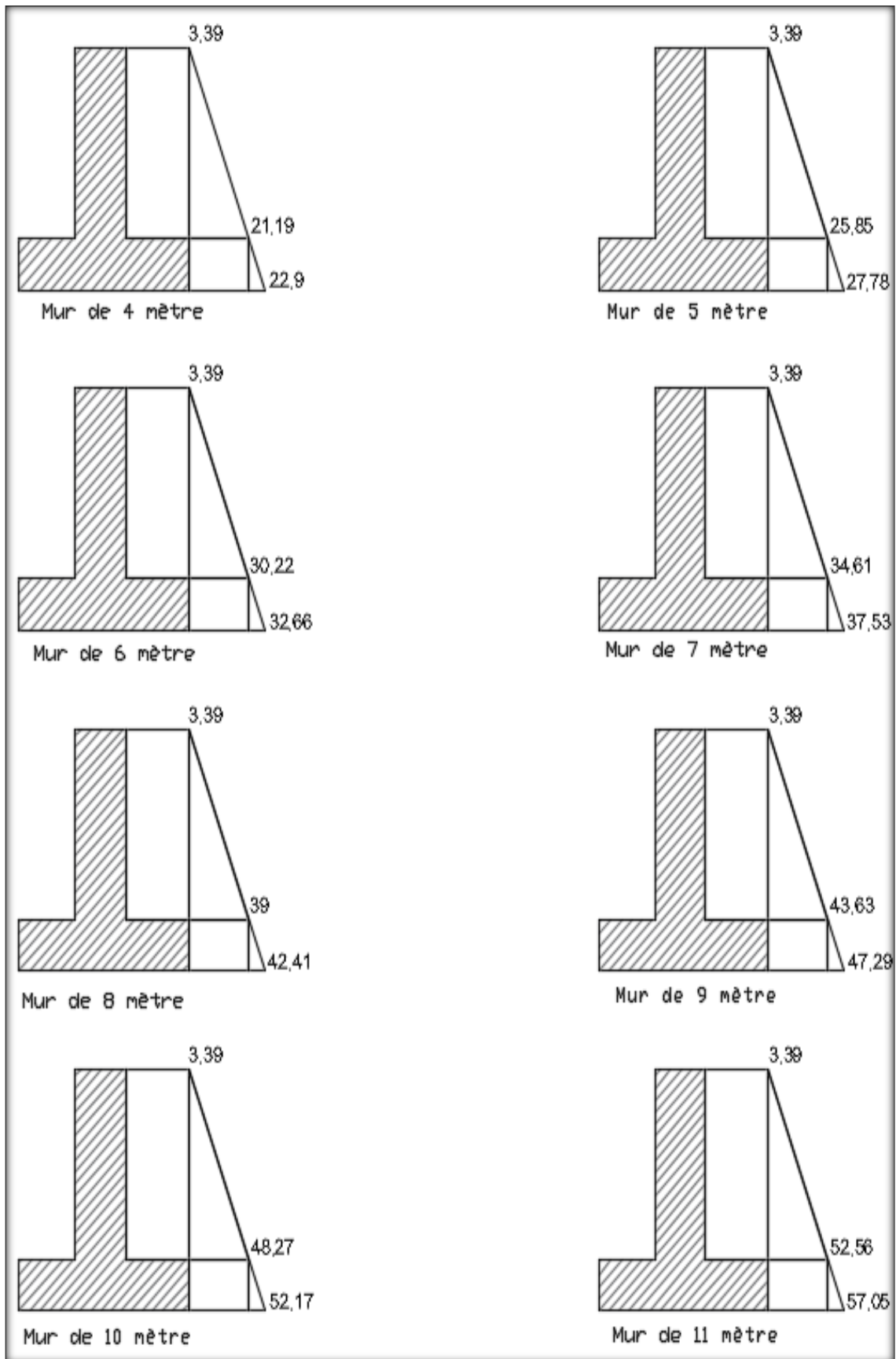


Figure III.8 : Présentation des diagrammes des contraintes : σ_{h1} , σ_{h2} , σ_{h3} .

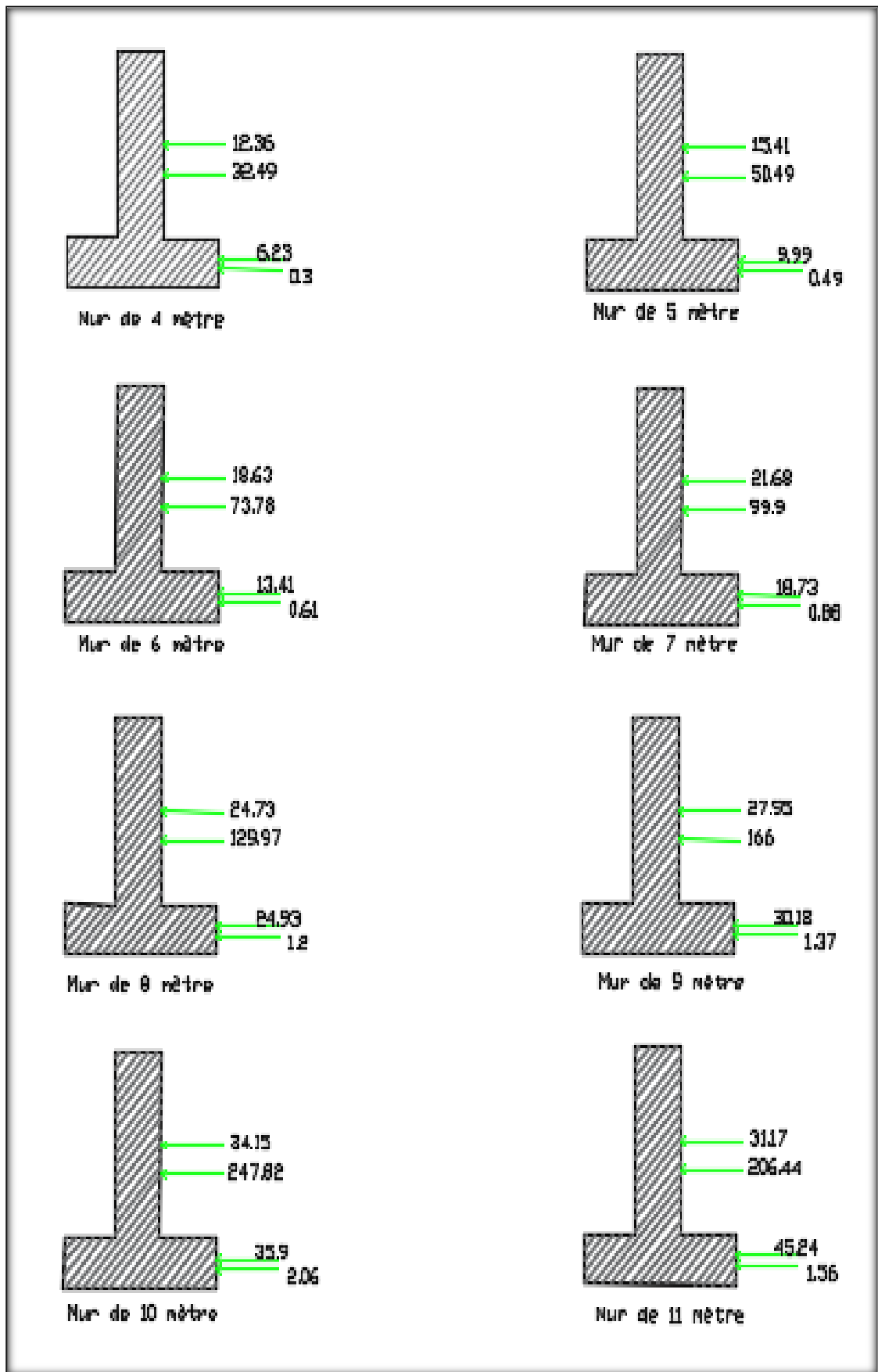


Figure III.9 : Répartition des forces de poussées F1, F2, F3, F4.

✚ Vérification de la Stabilité :

Pour le calcul de vérification de stabilité on va vous montrer les calculs de mur de 4 mètre.

➤ Vérification au glissement :

Données :

- Les forces stabilisantes : $R_v = \sum F_v = W_T + S + R = \underline{159.57} \text{ KN}$

Poids total : $W_T = \underline{54} \text{ KN}$

La surcharge sur le talon de la semelle : $S = 12.5 \times 1.35 \times 1\text{ml} = \underline{16.875} \text{ KN}$

La charge du remblai sur le talon de la semelle : $R = 18 \times 3.65 \times 1.35 \times 1\text{ml} = \underline{88.695} \text{ KN}$

- Les forces motrices : $R_h = \sum F_h = \underline{51.38} \text{ KN}$

$$F_1 = \underline{12.36} \text{ KN}$$

$$F_2 = \underline{32.49} \text{ KN}$$

$$F_3 = \underline{0.3} \text{ KN}$$

$$F_4 = \underline{6.23} \text{ KN}$$

$$\tan \varphi(35) = 0.7$$

$$F_s = \frac{159.57 \times 0.7}{51.38} = \underline{2.17} > 1.5 \quad \underline{\underline{C.V}}$$

➤ Vérification au renversement :

- Les moments renversant :

$$M_R = [12.36 \times ((3.65/2) + 0.35)] + [32.49 \times ((3.65/3) + 0.35)] + [0.3 \times (0.35/3)] + [6.23 \times (0.35/2)] = \underline{78.91} \text{ kN.m}$$

- Les moments stabilisant :

$$M_S = [32 \times ((0.35/2) + 0.8)] + [22 \times (2.5/2)] + [16.875 \times (2.5 - (1.35/2))] + [(18 \times 3.65 \times 1.35 \times 1\text{ml}) \times (2.5 - (1.35/2))] = \underline{251} \text{ KN.m}$$

$$F_s = \frac{248.62}{78.91} = \underline{3.18} > 1.5 \quad \underline{\underline{C.V}}$$

➤ Vérification au poinçonnement :

$$\sum Résul = \sum M (stabilisant) - \sum M(renversant) = M_o$$

- Calcul de M_o :

$$M_o = 248.62 - 78.91 = \underline{169.71} \text{ KN.m}$$

- Calcul de e_0 :

$$e_0 = \frac{169.71}{159.57} = \underline{1.06} \text{ m}$$

- Calcul de e_c :

$$e_c = \frac{2.5}{2} - 1.06 = \underline{1.09} \text{ m}$$

*Répartition Trapézoïdal : $0 < e < B/6$

$$\sigma_{max} = \frac{159.57}{2.5} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.09}{2.5}\right) = \underline{92.93} \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{159.57}{2.5} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.09}{2.5}\right) = \underline{34.72} \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ref} = \frac{(3 \times 92.93) + 34.72}{4} = \underline{78.38} < 150 \text{ KN/m}^2 \quad \underline{\underline{C.V}}$$

MUR	remblai	Vérification de Stabilité			
		au glissement > 1.5	au renversement > 1.5	au poinçonnement < 150 KN	Condition de stabilité
4	35°	2,17	3,15	78.37	vérifier
5	35°	2.12	3,06	94.82	vérifier
6	35°	2.06	2.96	110.96	vérifier
7	35°	1.92	2.81	131.1	vérifier
8	35°	2.25	3.67	119.02	vérifier
9	35°	1.96	2.92	147.11	vérifier
10	35°	2.13	3.14	174.19	Non vérifier
11	35°	2.39	3.8	170.5	Non vérifier

Tableau III.3 : Représente des résultats de la vérification à la stabilité.

Remarque : les conditions du poinçonnement ne sont pas vérifiées pour les murs de 10 et 11m donc il n'est pas nécessaire de calculer ferrailage.

➤ Ferraillage : de mur 4 mètre de hauteur en flexion simple.

- Ferraillage de la semelle :

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

$$A = 1.35 \text{ m} \qquad C = 0.35 \text{ m} \qquad B = 2.5 \text{ m}$$

$$\mu_r = 0.186 \qquad \sigma_{st} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPA}$$

- Longueur de la console (D) :

$$D = A + \frac{C}{2} = 1.35 + \frac{0.35}{2} = \underline{1.525} \text{ m}$$

$$\sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \cdot D}{B} = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \times 1.525}{2.5} = \underline{57.35} \text{ KPA}$$

$$R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_d) \times D}{2} = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_d) \times 1.525}{2} = \underline{114.5} \text{ KN}$$

- Le bras de levier (d) :

$$d = \frac{(\sigma_d + 2\sigma_{max}) \times D}{(\sigma_d + \sigma_{max}) \times 3} = \frac{(\sigma_d + 2\sigma_{max}) \times 1.525}{(\sigma_d + \sigma_{max}) \times 3} = \underline{0.82} \text{ m}$$

- Le moment (M) :

$$M = R \times d = 114.5 \times 0.82 = \underline{93.89} \text{ KN.m}$$

- Section du patin :

$$d' = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = \underline{0.315} \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.09389}{1 \times (0.315)^2 \times 14.16} = \underline{0.0228}$$

$\mu < \mu_r \Rightarrow$ Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times (0.0228)}) = \underline{0.028}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.315 \times [1 - (0.4 \times 0.028)] = \underline{0.53} \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.09389}{0.53 \times 347.89} = \underline{8.89} \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \underline{6T14}$$

- Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.315 \times 2.1}{400} = \underline{3.8 \text{ cm}^2} \longrightarrow \underline{4T12}$$

$A_{\min} < A_s$ \longrightarrow donc on Adopte A_s pour ferrailée la semelle.

❖ **Choix des Barres :**

Pour la nappe inférieure on prend : 6T14/ml \longrightarrow espacement 16 cm.

Pour la nappe supérieure le ferrailage doit être un ferrailage de répartition, mais vue que l'autre coté la semelle va être tendue on prévoit la même nuance d'armature :

6T14/ml \longrightarrow espacement 16 cm.

- Ferrailage du Rideau :

Nous étudierons la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle.

- Calcul des forces de poussées pour 1 ml de largeur :

$$F_1 = \underline{12.36 \text{ KN}}$$

$$F_2 = \underline{32.49 \text{ KN}}$$

- Point d'application de ces poussées :

$$X_1 = \frac{H}{2} = \frac{3.65}{2} = \underline{1.825 \text{ m}}$$

$$X_2 = \frac{H}{3} = \frac{3.65}{3} = \underline{1.217 \text{ m}}$$

- Le moment utilisé dans le calcul de ferrailage M est calculé par la multiplication de la résultante du poussé par le tiers de la hauteur total plus le moment dû au charge d'exploitation :

$$M = F_1 \times X_1 + F_2 \times X_2 = (32.49 \times 1.217) + (12.36 \times 1.825) = \underline{62.1 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.0621}{1 \times (0.315)^2 \times 14.16} = \underline{0.0442}$$

$\mu < \mu_r \Rightarrow$ Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0442}) = \underline{0.057}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.057) = \underline{0.31 \text{ m}}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.0621}{0.31 \times 347.89} = \underline{5.68 \text{ cm}^2} \longrightarrow \underline{4T14}$$

- Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times \alpha \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.315 \times 2.1}{400} = 3.8 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{4T12}$$

$A_{\min} < A_s$ \longrightarrow donc on Adopte A_s pour ferrailée le voile.

❖ **Choix des Barres** :

Pour le coté intérieur on prend : 4T14/ml \longrightarrow espacement 20 cm.

Pour le coté extérieur on prend un ferrailage de répartition, puisque il va être comprimé on prend 4T12 \longrightarrow espacement 20 cm.

Le tableau suivant va indiquer la répartition de ferrailage:

Hauteur (m)	Ferrailage			
	Semelle		Voile	
	Nappe supérieure	Nappe Inférieure	Arrière	Avant
4	6T14/ml	6T14/ml	4T14/ml	4T12/ml
5	8T14/ml	8T14/ml	6T14/ml	6T12/ml
6	8T16/ml	8T16/ml	9T14/ml	9T12/ml
7	8T20/ml	8T20/ml	8T16/ml	8T12/ml
8	9T20/ml	9T20/ml	10T16/ml	10T12/ml
9	10T25/ml	10T25/ml	9T20/ml	9T12/ml

Tableau III.4 : Ferrailage des murs.

Interprétation des résultats :

Après les calculs on remarque que les conditions de stabilité sont vérifiées pour les différentes hauteurs sauf du 10 et 11m, même avec des dimensions des murs qui sont importante donc ces résultats ne peuvent pas être optés comme des résultats finaux ce qui nous oblige d'aller vers l'utilisation d'un logiciel de calcul statique qui prend plusieurs paramètres en considération avec la possibilité d'optimiser la section du voile en fonction de la poussée des terres aussi d'ajouter des bèches pour empêcher le glissement du mur.

III. 6. 2 CALCUL PAR LE PROGRAMME 'MUR' :

Permet la vérification de la stabilité des murs de soutènement en béton armé. Les stabilités à vérifier portant sur le glissement, le renversement et le poinçonnement du sol d'assise.

Les sections d'acier sont vérifiées suivant les règles BAEL 91.

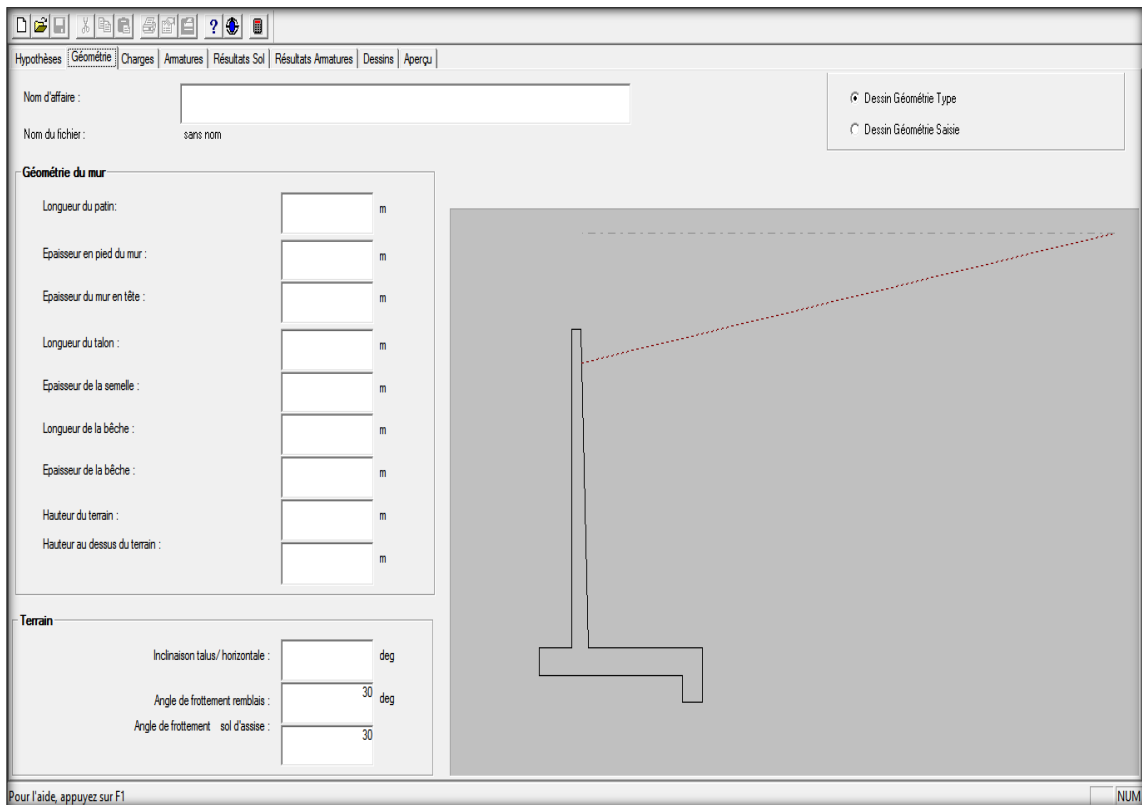


Figure III.10: Fenêtre du programme 'MUR'.

➤ Vérification de la stabilité :

Les coefficients de sécurité pris par le programme :

- F_s (glissement) > 1
- F_s (renversement) > 1

*Données utilisé pour le calcul :

Angle de frottement sol d'assise = 35°

Inclinaison du talus : $\lambda = 0$

Angle de frottement remblai = 35°

Surcharge = 12.5 KN/m^2

Poids volumique remblais = 18 KN/m^3

Acier : Fe400 MPA

$\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

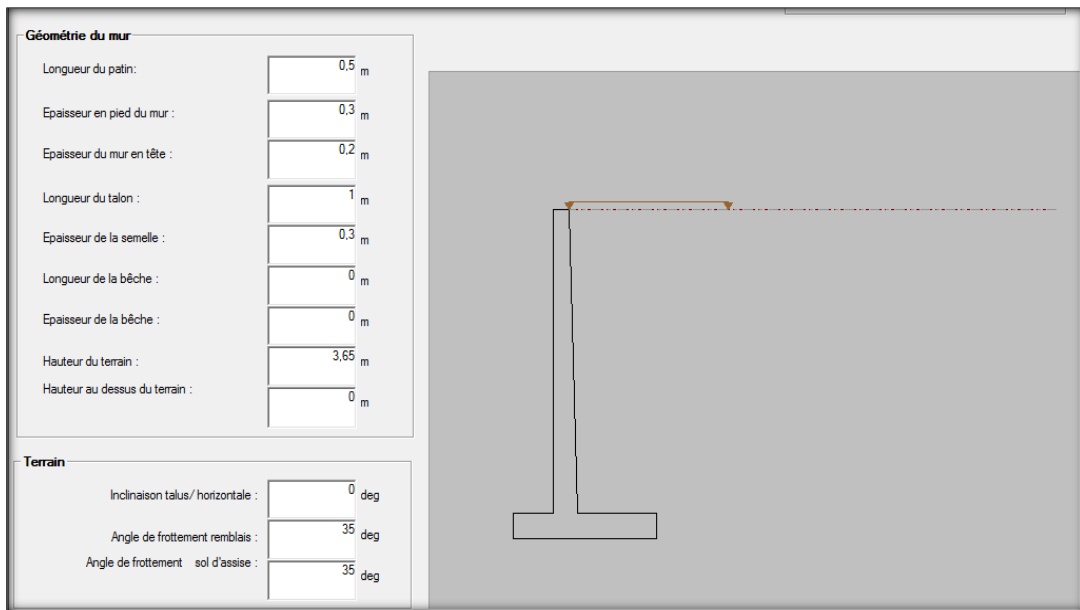


Figure III.11 : Géométrie du mur final de 4 mètre de hauteur.

- ✓ F_{S1} (glissement) = 1.2 **CV**.
- ✓ F_{S2} (renversement) = 1.42 **CV**.
- ✓ Stabilité au poinçonnement **CV**.

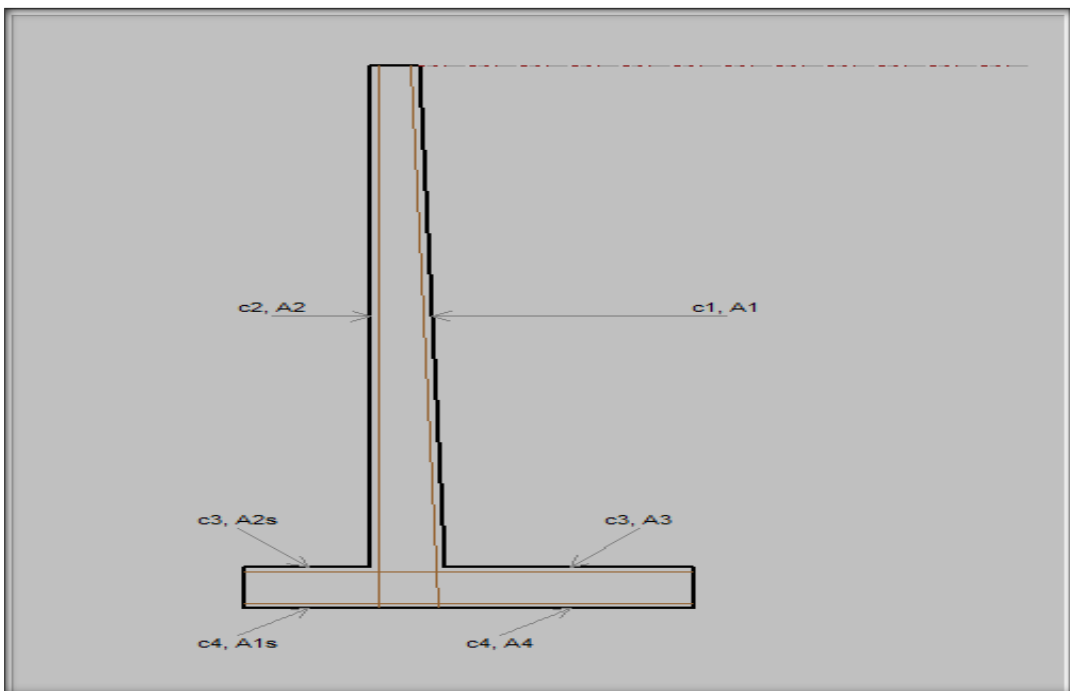


Figure III.12 : Ferrailage de mur 4 mètre.

- ✓ $A1=6.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- ✓ $A3=4.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- ✓ $A1s=1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Les résultats des autres types de murs sont regroupés dans le tableau suivant :

H (murs)	Largeur du patin(m)	Ep.au pied du mur(m)	Ep. du mur en tête(m)	Largeur du talon(m)	Ep.de la semelle(m)	Largeur de la bèche(m)	Ep. de la bèche	FS1	FS2	A1	A3	A1S
4m	0.5	0.3	0.2	1	0.3	0	0	1.2	1.42	6.49	4.73	1.81
5m	0.8	0.3	0.2	1.2	0.4	0	0	1.1	1.43	13.11	6.2	3.54
6m	1	0.4	0.3	1.2	0.4	0.3	0.5	1.19	1.63	16.48	10.59	5.46
7m	1	0.5	0.3	1.4	0.5	0.3	0.5	1.17	1.48	20.32	13.74	6.22
8m	1.2	0.6	0.3	1.5	0.5	0.3	0.5	1.11	1.4	25.93	19.03	11.03
9m	1.2	0.6	0.4	1.5	0.6	0.4	0.5	1.02	1.18	40.34	22.77	16.56
10m	1.4	0.7	0.4	1.8	0.7	0.4	0.5	1.07	1.35	44.63	26.69	15.76
11m	1.4	0.7	0.4	2	0.7	0.4	0.6	1.03	1.18	63.5	37.22	23.27

Tableau III.5 : La géométrie et le ferrailage des murs.

Remarque : La disposition du ferrailage est indiquée dans la figure (précédente).

III. 7 CALCUL DYNAMIQUE :

On doit introduire la poussée active dynamique globale.

$$P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 k_v) H^2$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\phi-\beta-\theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2}$$

$$k_h = A (\%g) \quad \text{et} \quad k_v = 0,3 k_h$$

$$\theta = \text{arc tg} (k_h / (1 k_v)).$$

➤ Voici les calcule pour le mur de 4 mètre de hauteur :

Données :

$$H = 3.65 \text{ m}$$

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$A = 0.1$$

- Calcul de K_h et K_v :

$$K_h = \underline{0.1}$$

$$K_v = 0.3 \times 0.1 = \underline{0.03}$$

- Calcul de θ :

$$\theta = \text{arc tg} \left(\frac{0.1}{1+0.03} \right) = \text{arc tg} (0.097) = \underline{5.545}$$

- Calcul de K_{ad} :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(35-5.545)}{\cos^2 5.545} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 35 \sin(35-5.545)}{\cos 5.545}} \right]^{-2} = \underline{0.331}$$

- Calcul de P_{ad} :

$$P_{ad} = 0.5 \times 0.33 \times (1+0.03) \times 18 \times (3.65)^2 \times 1 \text{ ml} = \underline{40.75 \text{ KN}}$$

Les résultats des autres murs sont regroupe dans le tableau suivant :

Hauteur de mur (m)	Hauteur du voile (m)	K_h	K_v	θ	K_{ad}	P_{ad} (KN)
4	3.65	0.1	0.03	5.545	0.331	40.75
5	4.55	0.1	0.03	5.545	0.331	63.33
6	5.5	0.1	0.03	5.545	0.331	92.54
7	6.4	0.1	0.03	5.545	0.331	125.30
8	7.3	0.1	0.03	5.545	0.331	163.02
9	8.2	0.1	0.03	5.545	0.331	205.69
10	9.2	0.1	0.03	5.545	0.331	258.92
11	10.2	0.1	0.03	5.545	0.331	318.27

Tableau III.6 : Résultats de la force dynamique.

❖ Vérification en utilisant le logiciel 'PROKON' (2D) :

PROKON Software Consultants a été fondée en 1989 par des ingénieurs structurels Karl ESCHBERGER et Jacques PIENAAR. Menant à cette moment, ils ont réalisé que l'analyse structurelle et des logiciels de conception ont le potentiel de révolutionner le secteur de l'ingénierie structurelle.

- Le logiciel recommande la théorie de COULOMB comme méthode de calcul.
- Le logiciel utilise les équations du MONOBE et OKABE basées sur la théorie de coulomb pour le calcul dynamique ; En utilisant le 'EUROCOD 2' comme base de règle.

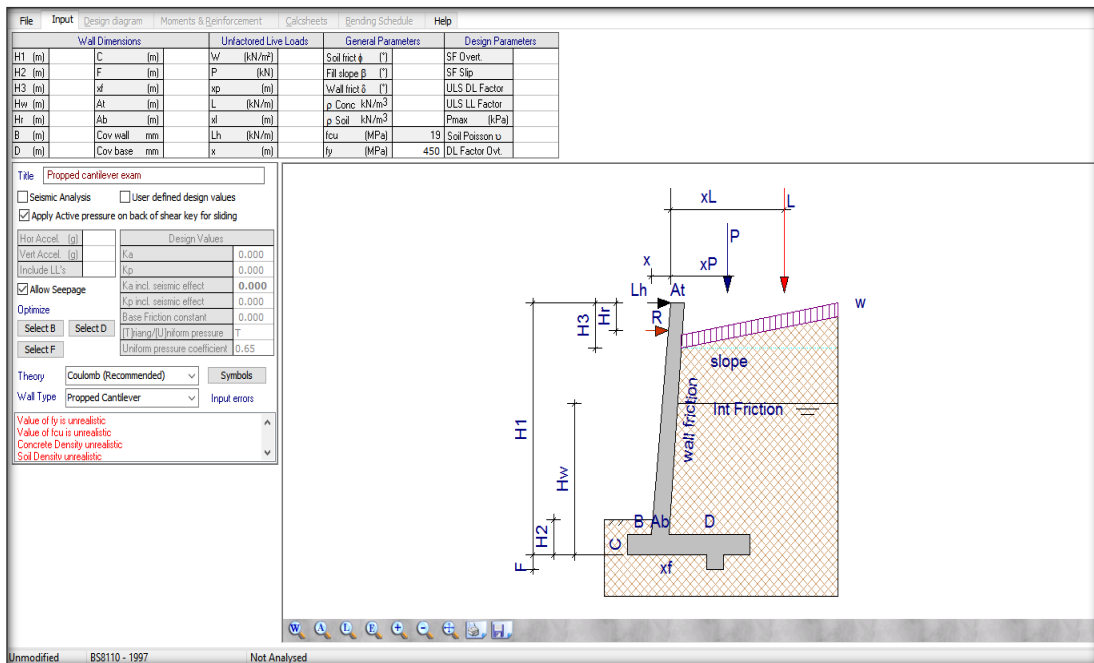


Figure III.13 : Fenêtre de logiciel 'PROKON'.

- ✓ FS (glissement) >1.5
- ✓ FS (renversement) >1.5

* Données utilisées pour le calcul :

Angle de frottement sol : 35°

Inclinaison du talus : λ=0

Angle de frottement remblai : 35°

Surcharge : 12.5 KN/m²

Poids volumique remblais : 18 KN/m³

Acier : Fe400 MPA

γ béton : 25 KN/m³

-accélération horizontale : 0.1g

-accélération verticale : 0.03g

* L'exemple de mur de 4m :

$H1 = 4 \text{ m}$ $At = 0.2$ $D=1.6\text{m}$
 $H2 = 0 \text{ m}$ $Ab = 0.4$ $B = 0.7 \text{ m}$
 $C = 0.3\text{m}$

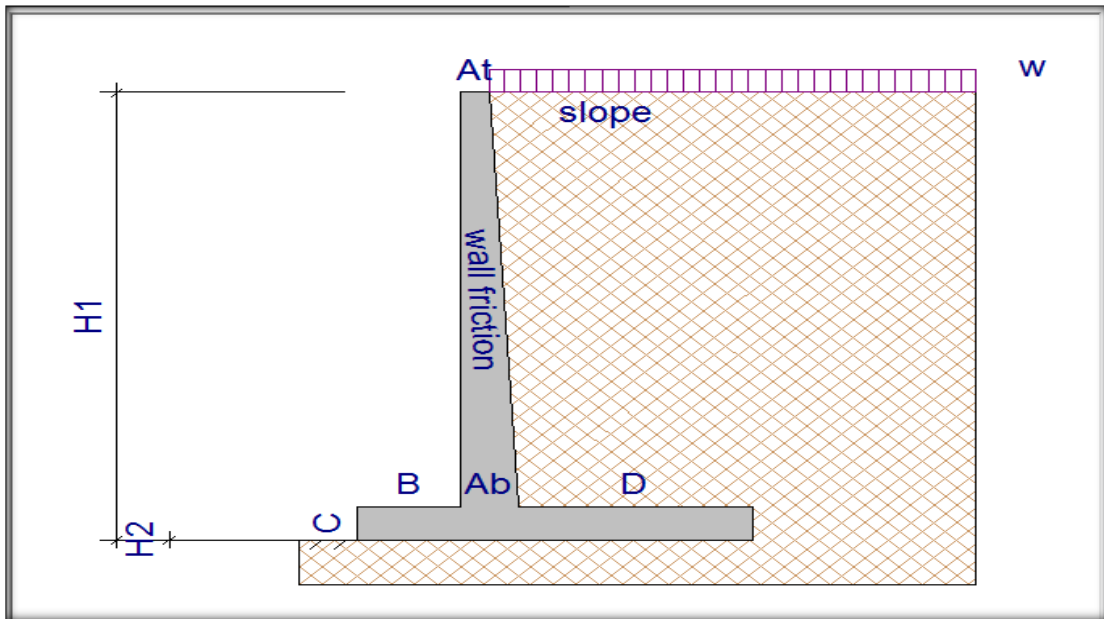


Figure III. 14 : Géométrie du mur

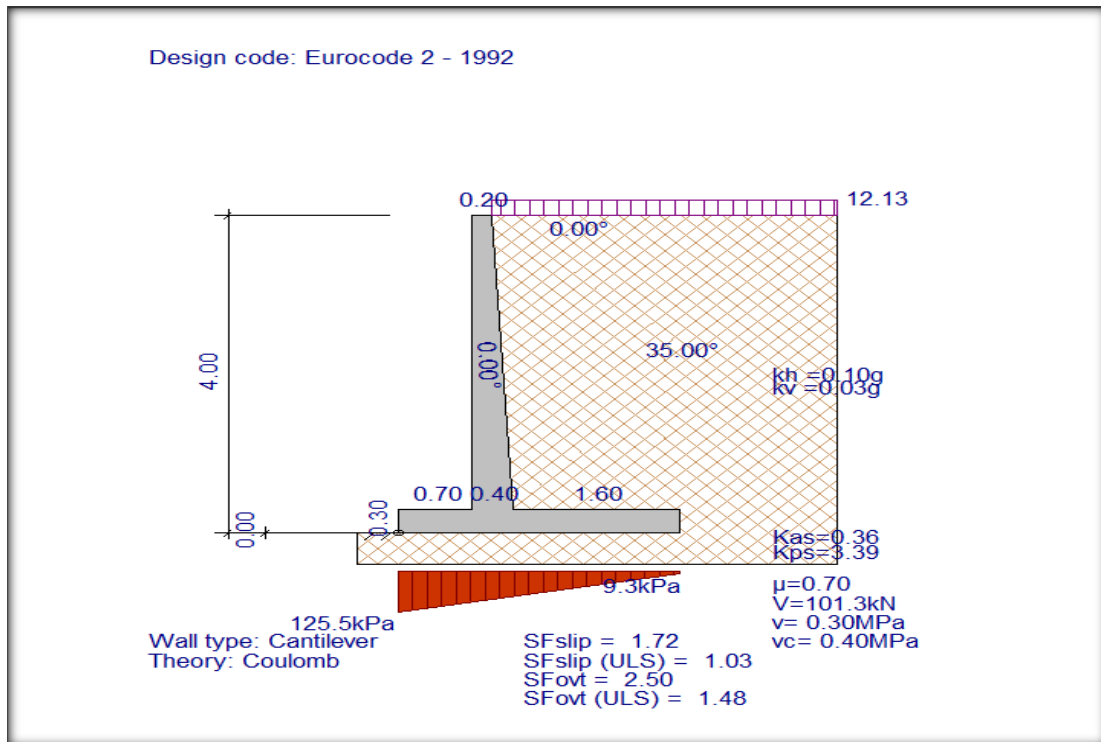


Figure III.15 : Représentation de digramme de contraintes et les coefficients de sécurité.

Hauteur murs	B (m)	At (m)	Ab(m)	C(m)	D(m)	F(m)	Xf (m)	Fs1	Fs2	σ_{max} (KPA)	σ_{min} (KPA)	Ferrailage (cm ² /m)
4m	0.7	0.2	0.4	0.3	1.6	0	0	1.72	2.5	125.5	9.3	
5m	0.9	0.3	0.5	0.4	1.8	0.3	2.7	1.52	2.35	155.3	7.6	
6m	1	0.3	0.6	0.5	2.2	0.3	3.2	1.58	2.37	190.8	6.2	
7m	1.2	0.3	0.8	0.6	2.4	0.5	3.6	1.52	2.38	222.2	7.6	

Figure III.16 : La géométrie et la disposition du ferrailage pour les murs 4, 5, 6 et 7 mètre.

Interprétation des résultats :

Après le calcul dynamique avec le logiciel PROKON, on a constatés qu'à partir de 7 mètre de hauteur la quantité du ferrailage devient grande, le diamètre des barres peut aller jusqu'à 32 millimètre ce qui n'est pas acceptable du point de vue économique ainsi la réalisation, ce qui va nous mener à introduire la troisième dimension.

La modélisation tridimensionnelle permet de voir l'influence de la longueur du mur sur la résistance de ce dernier, avec une possibilité d'ajouter des éléments rigidifiant le voile.

- MURS A CONTREFORT :

On ajoute ces éléments lorsque la hauteur de mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevée, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand.

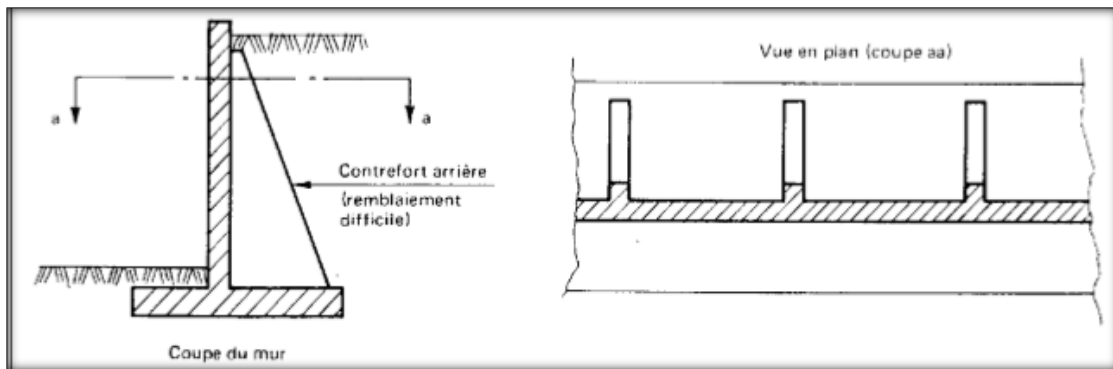


Figure III.17: Mur cantilever avec contrefort arrière, vue en plan.

*Les contreforts, encastrés sur la semelle, sont disposés

soit à l'avant soit à l'arrière du voile.

*Ils sont espacés de 2.5 à 5 mètre

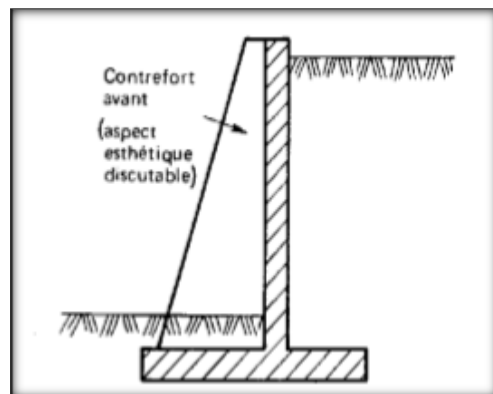


Figure III.18 : Mur cantilever avec contrefort avant.

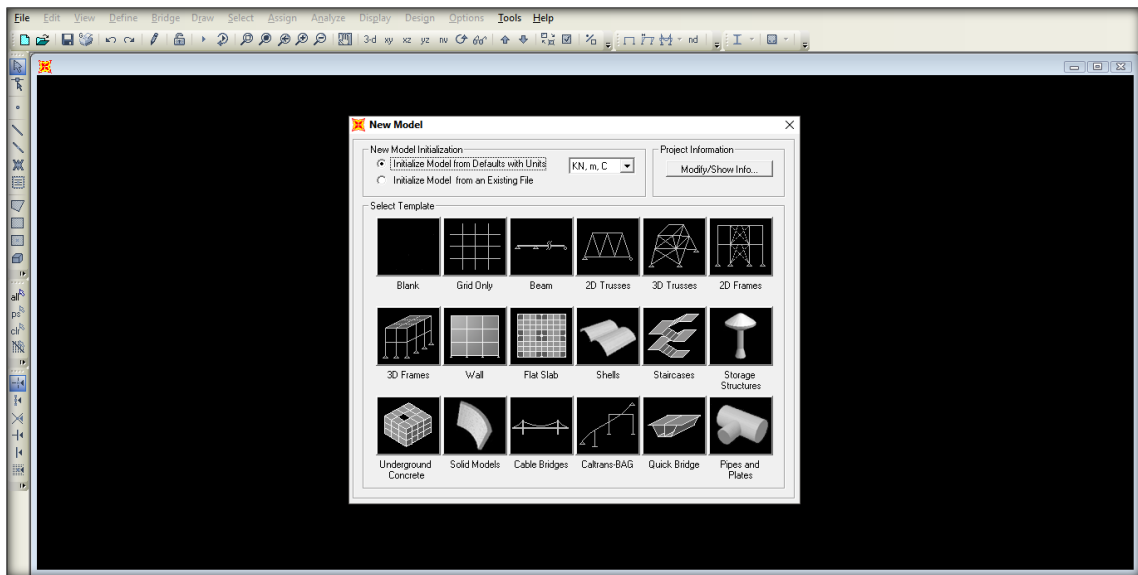
❖ **CALCUL DYNAMIQUE AVEC LOGICIEL SAP 2000 (3D) :**

Figure III.19 : Fenêtre de l'espace de travail de SAP2000.

- Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisations suivantes :
- Définitions de la géométrie du modèle (emplacement des nœuds, connectivité des éléments)
 - Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,...)
 - Spécification des propriétés des éléments
 - Définitions et assignement du chargement
 - L'exécution du problème
 - Visualisation des résultats.

❖ **MODELISATION :**

Les Murs en question d'étude sont ceux de 8, 9,10 et 11 mètre. Afin de les modéliser, on utilise la version 14.2.0 du SAP 2000. On introduisant le voile et les contreforts comme éléments surfacique (areas). Les conditions aux limites du mur en pied sont définies par un encastrement (le voile et les contreforts sont encastres dans la semelle). Le poids propre du mur est généré automatiquement par le logiciel et toutes les charges permanents et d'exploitations sont introduites tel que : la poussée et la surcharge

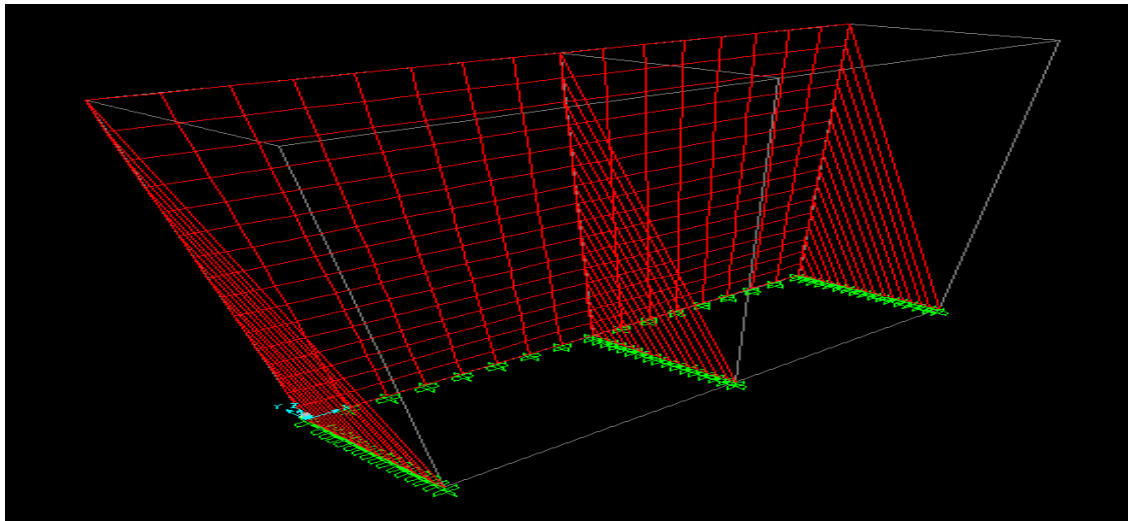


Figure III.20 : Model en 3D.

Le calcul avec ce logiciel est fait pour les murs de 8, 9,10 et 11 mètre de hauteur et une largeur de 8 mètre identique pour les quatre murs.

Pour la modélisation on a opté pour la géométrie celle du PROKON comme dimensions initiales, ces derniers seront certainement modifier après.

Hauteur de mur (m)	Voile		Moment (KN.m)	Contrefort	EFFORT (KN)
	b (m)	e(m)		épaisseur(m)	
8	8	0.2	112	0.3	380
9	8	0.2	151	0.3	400
10	8	0.3	229	0.4	420
11	8	0.3	300	0.4	475

Tableau III.7 : Les géométries et les moments et les efforts donnés par SAP 2000.

➤ Le calcul de ferrailage :

Les données concernent le mur 8 mètre :

$M = 200 \text{ KN.m}$	$e = 0.7 \text{ m}$	$b = 8 \text{ m}$
$d = 0.9 \times 0.7 = 0.63 \text{ m}$	$f_{bc} = 14.16 \text{ MPA}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$
$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$	$F_e 400 \text{ MPA}$	$\sigma_{st} = 347.82 \text{ MPA}$
$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.5$	$\mu_r = 0.392$

- Ferraillage du Rideau :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.16}{1 \times (0.63)^2 \times 14.16} = \underline{0.0284}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0284}) = \underline{0.0125}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.0125) = \underline{0.62} \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.16}{0.62 \times 347.89} = \underline{7.33} \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{5T14}$$

- Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.63 \times 2.1}{400} = \underline{7.60} \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{5T14}$$

$A_s < A_{\min}$ \longrightarrow donc on Adopte Amin pour ferraillée le voile.

❖ **Choix des Barres :**

Pour le coté intérieur on prend : 5T14/ml \longrightarrow espacement 20 cm.

- Ferraillage du contrefort :

Calcul de ferraillage en traction a l'état limite ultime :

- Ferraillage longitudinale :

$$A_{st_u} \geq \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st_u} \geq \frac{0.273}{347.82} = \underline{7.84} \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{4T16}$$

- Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq B \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 7.3 \times \frac{2.1}{400} = \underline{0.038} \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{2T12}$$

$A_{\min} < A_s$ \longrightarrow donc on Adopte As pour ferraillée le voile.

❖ **Choix des Barres :**

On prend : 4T16ml \longrightarrow espacement 25 cm.

Hauteur de mur (m)	Ferrailage	
	Voile	Contrefort
8	5T12	6T16
9	6T12	6T16
10	6T14	6T16
11	7T14	7T16

Tableau III.8 : Ferrailage après les données de SAP 2000.

Conclusion :

La réalisation des murs de soutènement en béton armé passe par le calcul statique et dynamique qui nécessite la détermination des coefficients de sécurité vis-à-vis les modes de rupture existant, pour cette raison la fiabilité des paramètres et les formules de calcul est indispensable.

Dans le calcul manuel plusieurs paramètres ne sont pas pris en considération donc le risque de la sous-estimation des coefficients est mis en jeu.

La justification de stabilité en utilisant le programme 'MUR' (SOCOTEC) montre une différence de la géométrie du mur en ajoutant une bêche pour les murs avec des coefficients aussi différents suite à les combinaisons de charges prises par l'application.

L'analyse dynamique faite par logiciel PROKON (2D) donne une autre géométrie des murs qui devient plus importante, ce qui est logique suite à la prise en compte de la force dynamique.

L'étude tridimensionnelle par le logiciel SAP 2000 (3D) à montrer que la prise en compte de la longueur donne plus de rigidité, les sollicitations diminuent, la déformée du mur est différente suite aux éléments transversaux ajoutés (contreforts), donc le ferrailage était complètement différent.

Après les calculs, les trois méthodes montrent une différence de résultats, ce qui demande une interprétation de ces derniers.

Le dernier chapitre contient une discussion des résultats obtenus ainsi la géométrie finale des huit murs pour la réalisation.

CHAPITRE IV

Discussion Des Résultats

IV.1 INTRODUCTION :

L'emploi des ouvrages de soutènement en béton armé est universellement répandu. Vu que la réalisation de ces derniers est couteuse, la réduction de cette facture nécessite une connaissance sur le financement du projet qui est indispensable afin de nous orienter dans le choix de type de mur de soutènement. Le choix se fait par rapport à l'importance, le budget et la situation du projet, pour cela après les calculs avec la géométrie pré-dimensionnelle des modifications sont nécessaires sur la géométrie des murs dans le but d'économiser les frais de la construction.

IV.2 OBJECTIF :

L'objectif de ce chapitre est de faire une étude comparative entre les résultats obtenus en utilisant les trois méthodes :

- Calcul manuel : c'est l'étude statique du tronçon, en utilisant les formules de notre cursus de formation.
- Programme 'MUR'.
- PROKON : pour l'étude dynamique, le logiciel utilise l'EUROCOD 2 comme base de calcul.
- SAP 2000 : aussi utilisée pour l'étude dynamique.

La comparaison des résultats se fait par rapport aux :

- dimensions.
- Coefficients de sécurité.
- ferrailage.

IV.4 LE COFFRAGE :

IV.4.1 CALCUL STATIQUE :

➤ Manuel :

Les résultats suivants sont des modifications faites pour le calcul manuel qui nous a données des dimensions faible par rapport aux valeurs de pré dimensionnement:

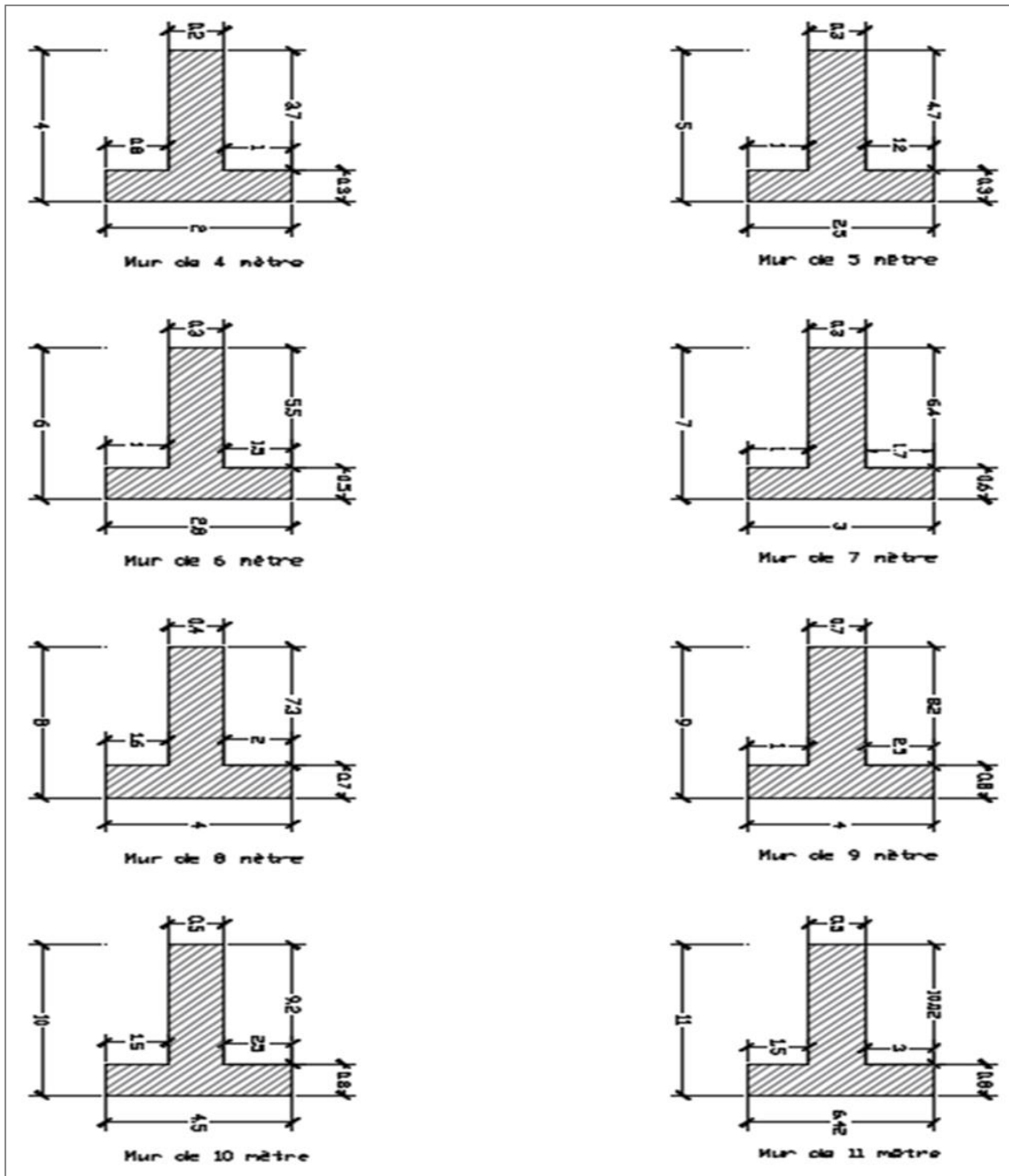


Figure IV.1 : Les dimensions du calcul manuel.

➤ Programme 'MUR' :

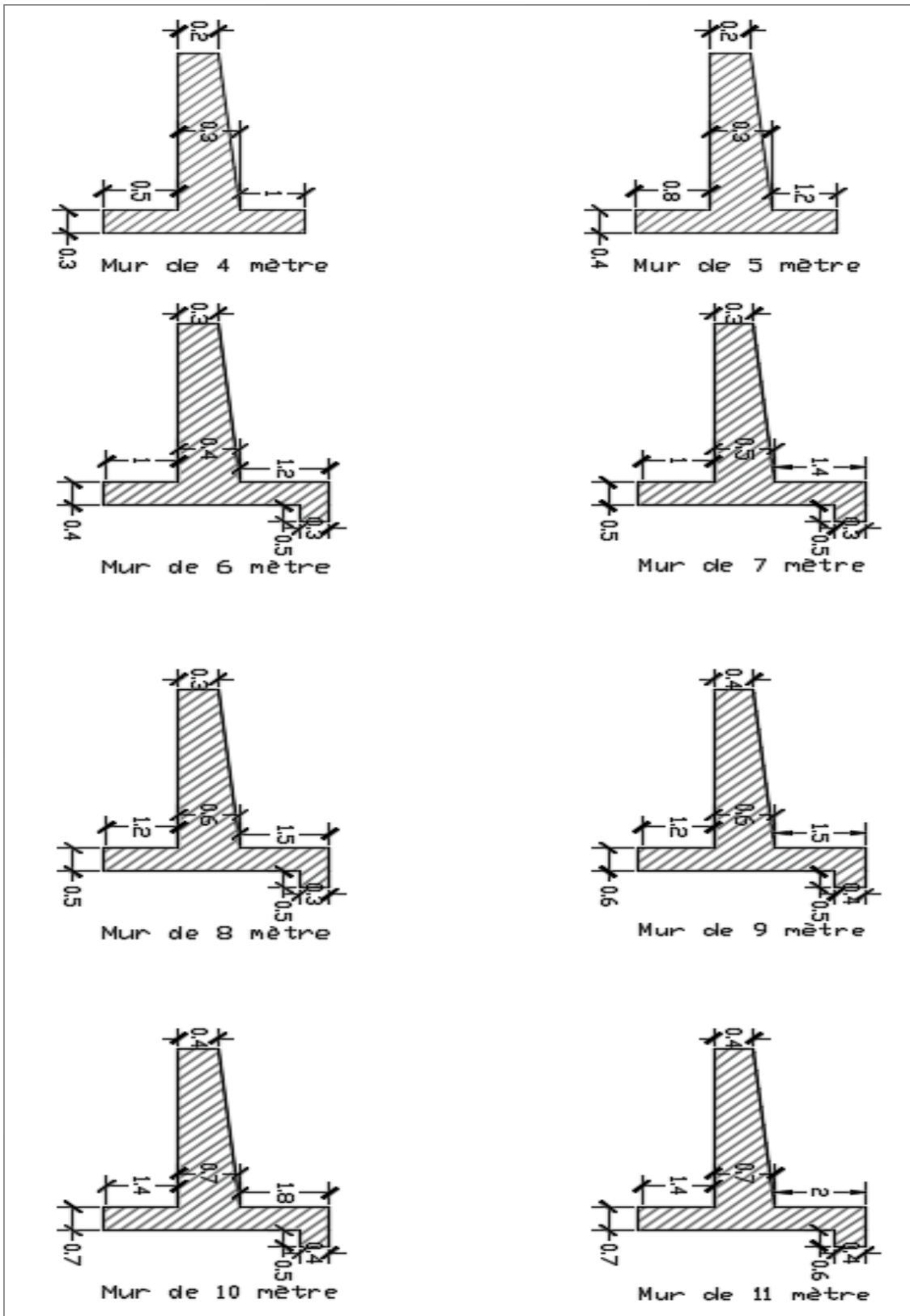


Figure IV.2 : les dimensions des murs par le programme 'Mur'.

IV. 4. 2 CALCUL DYNAMIQUE :

➤ Logiciel PROKON (2D) :

C'est les dimensions des murs après la prise en compte de l'effet sismique.

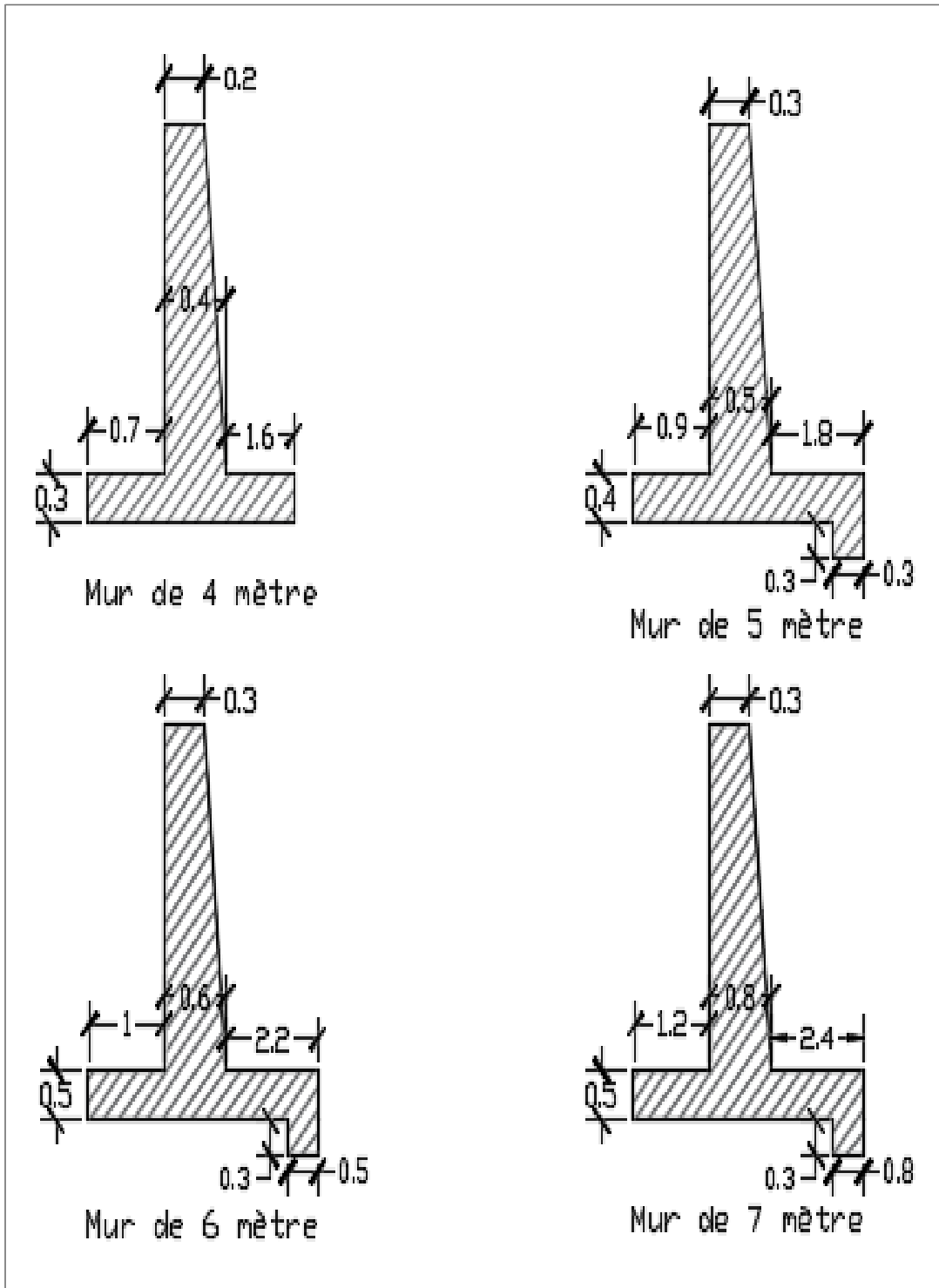


Figure IV.3 : Les dimensions des murs 4, 5, 6 et 7 mètre par PROKON.

➤ Logiciel SAP 2000 (3D) :

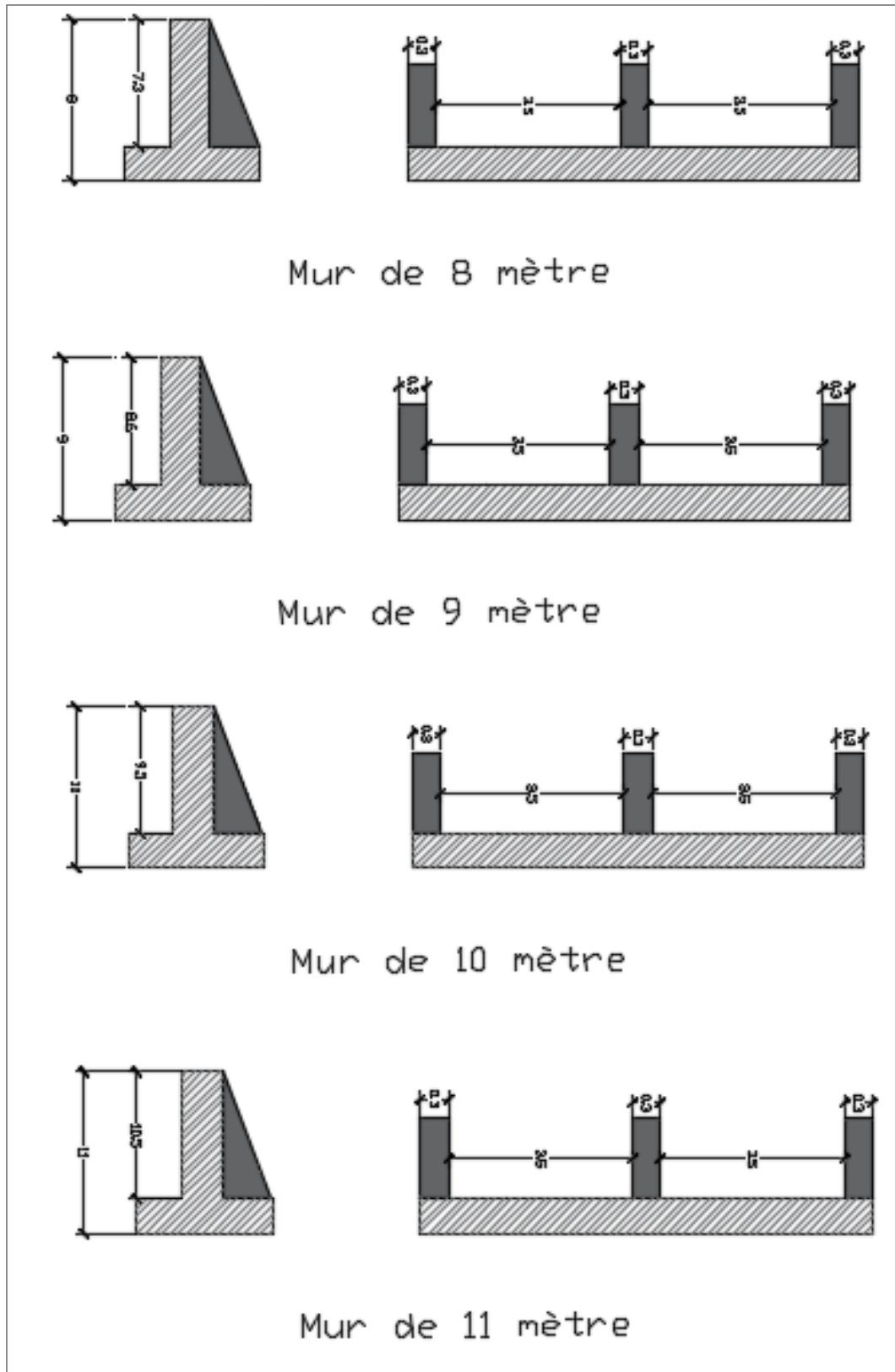


Figure IV.4 : Les murs 8, 9, 10 et 11 mètres avec contrefort.

Interprétation des résultats :

Le coffrage des murs comme il est bien claire, il y’a une différence remarquable surtout pour l’étude statique, la partie manuelle a donnée des dimensions plus grande on supposant que le parement du mur est droit, les dimensions obtenues par SOCOTEC sont plus fiable et plus acceptable du point de vue pratique l’ajout de la bèche est exiger pour assurer la stabilité au glissement.

Pour l’étude dynamique les dimensions sont certainement modifier sachant que la stabilité n’est pas vérifiée pour la totalité des tronçons donc leur vérification a été faite par l’étude en 3D donc une géométrie différente en rigidifiant le voile avec des contreforts.

IV. 5 LES COEFFICIENTS DE SECURITE :

IV. 5. 1 CALCUL STATIQUE :

➤ **Manuel :**

La vérification de la stabilité demande un coefficient de sécurité, dans notre calcul le coefficient de sécurité égale à 1.5 puisque on a négligé la butée

Le tableau suivant montre les coefficients de sécurité après les modifications de la géométrie :

MUR	Remblai	Vérification au Stabilité			
		au glissement < 1.5	au renversement < 1.5	au poinçonnement < 150 KPA	condition
4	Angel de frottement 35°	1.53	1.9	72.35	vérifier
5	35°	1.55	1.98	86.26	vérifier
6	35°	1.58	1.61	128.12	vérifier
7	35°	1.54	1.63	134.37	vérifier
8	35°	1.67	2.17	135.16	vérifier
9	35°	1.94	2.00	138.64	vérifier
10	35°	1.64	1.89	142.12	vérifier
11	35°	1.75	1.86	145.55	vérifier

Tableau IV.1 : Coefficients de sécurit par la méthode manuel.

➤ **Programme ‘MUR’ :**

En notant que ce programme prend en considération que ces coefficients de sécurité doivent être inférieurs à la valeur 1, la vérification au poinçonnement est vérifiée dans les huit murs.

Hauteur mur (m)	Glissement < 1	Renversement < 1
4	1.2	1.42
5	1.1	1.43
6	1.19	1.63
7	1.17	1.48
8	1.11	1.4
9	1.02	1.18
10	1.07	1.35
11	1.03	1.18

Tableau IV.2 : les coefficients de sécurité données par programme ‘MUR’.

➤ **Logiciel PROKON (2D) :**

Les coefficients de sécurité qui doit être inférieur a la valeur choisie 1.5

Hauteur mur (m)	Stabilité au Glissement < 1.5	Stabilité au Renversement < 1.5
4	1.72	2.5
5	1.52	2.35
6	1.58	2.37
7	1.52	2.38

Tableau IV.3 : Coefficients de sécurité donnée par PROKON.

Interprétation des résultats :

Si on va faire une analyse des différents résultats concernant les coefficients de sécurité on voit que les différentes méthodes de calcul ont donné des valeurs différentes, notant que dans le calcul manuel les coefficients sont imposés et pris égal à 1.5 en négligeant la butée, par contre pour les autres méthodes (PROGRAMME ‘MUR’ et PROKON) les coefficients sont imposés par le logiciel, donc on ne peut pas vraiment faire une comparaison entre ces derniers, Sachant que les conditions ne sont pas vérifiées dans le calcul dynamique à partir de 8m de hauteur.

IV. 6 LE FERRAILLAGE :

IV. 6. 1 CALCUL STATIQUE :

➤ **Manuel :**

Hauteur (m)	Ferrailage			
	Semelle		Voile	
	Nappe Supérieure	Nappe Inférieure	Arrière	Avant
4	6T14/ml	6T14/ml	4T14/ml	4T12/ml
5	8T14/ml	8T14/ml	6T14/ml	6T12/ml
6	8T16/ml	8T16/ml	9T14/ml	9T12/ml
7	8T20/ml	8T20/ml	8T16/ml	8T12/ml
8	9T20/ml	9T20/ml	10T16/ml	10T12/ml
9	10T25/ml	10T25/ml	9T20/ml	9T12/ml
10	10T25/ml	10T25/ml	8T25/ml	8T12/ml
11	7T32/ml	7T32/ml	9T25/ml	9T12/ml

Tableau IV.4: Ferrailage des murs.

➤ **Programme ‘MUR’ :**

Hauteur (m)	Ferrailage			
	Semelle		Voile	
	Nappe Supérieure	Nappe Inférieure	Arrière	Avant
4	5T12/ml	3T12/ml	6T12/ml	3T12/ml
5	6T12/ml	4T12/ml	7T14/ml	3T12/ml
6	6T16/ml	4T14/ml	8T20/ml	4T12/ml
7	7T16/ml	6T12/ml	7T20/ml	3T12/ml
8	7T20/ml	6T16/ml	6T25/ml	3T12/ml
9	5T25/ml	6T20/ml	9T25/ml	4T12/ml
10	6T25/ml	8T16/ml	6T32/ml	3T12/ml
11	8T25/ml	5T25/ml	8T32/ml	4T12/ml

Tableau IV.5: Ferrailage donnée par programme ‘MUR’.

➤ **Logiciel PROKON (2D) :**

Hauteur (m)	Ferrailage					
	semelle		voile		La bèche	
	Nappe Supérieure	Nappe Inférieure	Nappe Supérieure	Nappe Inférieure	Nappe Supérieure	Nappe Inférieure
4	T12/200	T12/200	T20/250	T12/300	-	-
5	T16/300	T16/300	T25/250	T12/300	T14/200	T14/200
6	T14/200	T14/200	T25/250	T12/300	T18/250	T18/250
7	T20/300	T20/300	T25/180	T12/300	T20/250	T20/250

Tableau IV.6: Ferrailage et l'espacement donné par PROKON.

➤ **SAP 2000 (3D) :**

Hauteur de mur (m)	Ferrailage	
	Voile	Contrefort
8	5T14	4T16
9	5T16	5T16
10	6T16	5T16
11	8T16	5T16

Tableau IV.7: Ferrailage du voile et le contrefort par SAP 2000.

Interprétation des résultats :

Les résultats du ferrailage diffèrent d'une méthode à une autre, pour la vérification statique la quantité du ferrailage par le calcul manuel est plus petite car la section du béton est plus importante à celle du programme 'MUR', en introduisant la force dynamique à partir du logiciel PROKON (2D) les sections du ferrailage devienne plus grande. Pour le calcul dynamique en 3D avec SAP 2000, le ferrailage était plus fiable au niveau du voile car la majorité des efforts de poussée sont absorber par les contreforts.

❖ Système de drainage :

Le drain est un élément essentiel pour assurer la pérennité de notre mur de soutènement. Il est réalisé côté remblai puisqu'il sert à évacuer l'eau absorbée dans la terre retenue.

On doit commencer par appliquer un enduit bitumeux sur toute la surface du mur ou bien une protection de soubassement

L'étanchéité de la paroi côté remblai évite une dégradation du béton et du ferrailage du mur.

Une fois le produit imperméabilisant sec, posez un feutre géotextile de drainage, qui va envelopper les graviers et le tuyau de drainage. Placez-le contre la paroi à la hauteur du futur drain. Prévoyez une longueur suffisante pour qu'il descende jusqu'au sol et remonte de manière à recouvrir totalement le drain.

En effet, c'est ce géotextile qui empêche la terre fine de pénétrer dans le système drainant et qui évite qu'il se bouche.

-Posez un lit de petites pierres et de gravier assez gros.

-Placez la chaussette drainante (tuyau) puis recouvrez-la de gravier.

-« Refermez » le feutre géotextile.

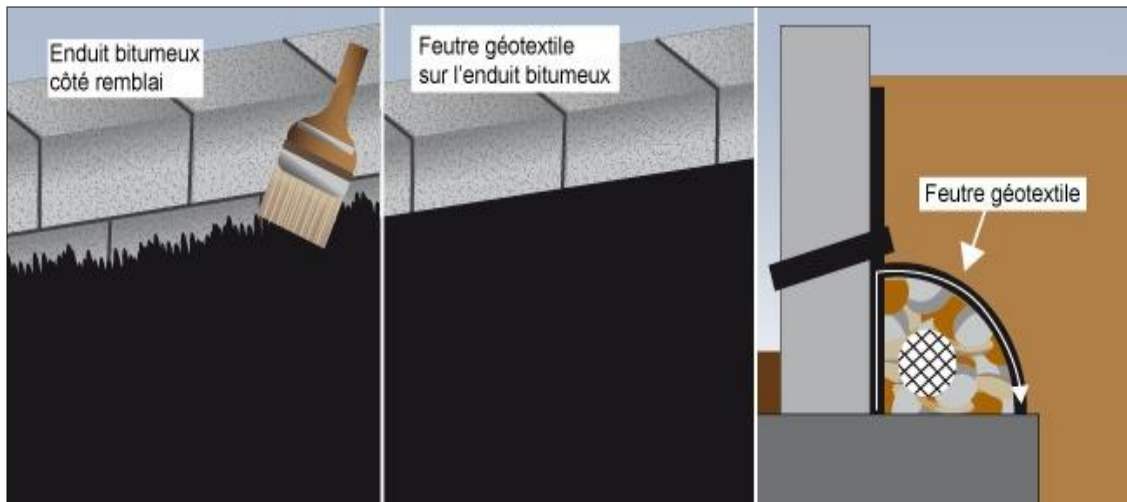


Figure IV.5 : Réaliser le drain de mur de soutènement.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a fait une étude comparative entre les résultats obtenus en utilisant les différentes méthodes, la comparaison des résultats est faite par rapport aux coffrages, coefficients de sécurité et ferrailage.

A la fin on peut dire que le choix des dimensions finales des différents tronçons du mur dépend de la solution la plus défavorable qui est celle du calcul dynamique, donc pour les murs :

- 4, 5,6 et 7 mètre on prend la solution du logiciel PROKON (2D).
- 8, 9,10 et 11 mètre la solution est la modélisation en 3D.

Un système de drainage est prévu pour assurer la pérennité de l'ensemble du mur.

Conclusion Générale

Dans ce projet nous avons commencé en premier lieu par décrire quelque notion générale sur les mouvements du terrain et les différents types de manifestation de ces derniers tels que le glissement on citant plusieurs techniques utilisées pour stabiliser les talus et spécialement le renforcement de sol par l'implantation des ouvrages de soutènement.

En second lieu nous avons présenté notre cas d'étude qui est le projet de la réalisation de la résidence officielle située à BIRWANA afin de définir toutes les données nécessaire pour justifier la nécessité d'implanter des murs de soutènement dans les zones instables du terrain. la zone d'étude qui a été choisie est la voie routière situé derrière la résidence officielle.

La troisième partie a été consacrée pour calcul et la justification de la stabilité, une conception de l'ouvrage pour donner des dimensions pour tous les tronçons du mur.

Une vérification statique par un calcul manuel qui a donné des coefficients de sécurité un peu exagérer qui nous a fait conclure que les tronçons ont été surdimensionné donc une réduction des dimensions été nécessaire. et par un calcul à l'aide du programme 'MUR' qui nous a donné des valeurs des coefficients acceptables suite à la modification géométriques des tronçons par rapport au calcul manuel, on ajoutant aussi des bèches à partir d'une hauteur de 6m, pour le ferrailage la différence était bien visible suite à la différence des paramètres et les hypothèses de calcul pris par le logiciel qui sont pas similaire aux celles du calcul manuel.

Pour la vérification dynamique à l'aide du logiciel PROKON, on a remarqué que on introduisant la poussée active des terres il est nécessaire de modifier la géométrie des tronçons car les conditions ne sont pas vérifier (glissement, renversement et poinçonnement),

Pour le ferrailage on a remarqué que dès qu'on dépasse la hauteur de 7m la section du ferrailage devient importante, le diamètre des barres peut aller jusqu'à 32mm ce qui signifie que les sollicitations exercées sur le mur sont grande ce qui nécessite de placer de nouveaux éléments pour rigidifier le voile. Ce constat nous a menés à introduire la troisième dimension.

L'étude tridimensionnelle en éléments finis à montrer que l'influence de la longueur sur la résistance du mur est très importante, les sollicitations diminuent à l'aide de l'ajout des contreforts qui ont servi à diminuer remarquablement le moment d'encastrement.

Dans la dernière partie une étude comparative a été faite entre les résultats obtenus avec une interprétation de ces derniers en termes de coffrages, coefficients et ferraillements. La plus part des vérifications des ouvrages de soutènement sont faites par une étude statique malgré que l'effet dynamique faut pas qu'il soit négliger surtout pour la protection des structures à usage important.

Au final ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique que ce soit dans l'aspect scientifique ou technique, et ça reste une étape très importante qui demande des connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Bibliographie

- ❖ Cours Pratique de mécanique des sols (J.COSTET et G.SANGLERAT)
TOME 2.
- ❖ Standard HANDBOOK for Civil ENGINEERS .FREDERICK S.MERRITT
SECOND EDITION.
- ❖ Fondation et ouvrage en terre par GERARD PHILIPPONNAT.
- ❖ Règles Parasismique Algériennes R.P.A 99 V 2003.
- ❖ Béton Armé Etat Limite B.A.E.L 93.
- ❖ Note de calcul de ferrailage.
- ❖ Mémoire Magister ; Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques ; (ZEROUAL FARIDA).

Logiciel :

- ❖ AUTOCAD 2016.....Dessin
- ❖ SAP 2000.....calcul
- ❖ Programme 'MUR' (SOCOTECH)calcul
- ❖ PROKON.....calcul