



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

Université Amar Thelidji- Laghouat



FACULTÉ : GÉNIE CIVIL ET ARCHITECTURE

DÉPARTEMENT : GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE MASTER

Présenté par : Taibi Oussama

Hani Aissa

DOMAINE : TECHNOLOGIE

FILIERE : GÉNIE CIVIL

OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème

**ETUDE D'UN TRONÇON DE MUR DE SOUTÈNEMENT EN BETON ARMÉE ET
CHOIX DE TYPE DE SEMELLE POUR LA STABILISATION DE LA BERGE
ROUTE KHAT- EL-OUED. LAGHOUCAT**

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr. A. Benguit	M.A.C	Président
Mr. A. Merrah	M.C.A	Examineur
Mme. F. Boulaghmen	M.A.A	Encadreur
Mr.M. Hadjouja	M.C.A	Co-Encadreue

Promotion : juin - 2020

عنوان المذكرة : دراسة قسم من الجدران المسلحة المدعومة بالخرسانة واختيار نوع الاساسات من أجل التثبيت بنهر خط الواد. الأغواط.

المؤطر : م . حجوجة

اللقب : طيبي
اللقب : حني

الاسم : أسامة
الاسم : عيسى
ملخص

يعتمد العمل الحالي للشروع في البحث بشكل أساسي على دراسة وحساب عمل فني قادر على الحفاظ على ثبات التربة ضد التمزقات والإنزلاق. تم هذا العمل باستخدام الحساب اليدوي والحساب ببرنامج (2015 CYPE) للحد من مخاطر الفيضان واد مزي بعد الفيضانات المتكررة في مدينة الأغواط في خط الواد . تم تطبيقه عن طريق ابعاد العناصر الهندسية للهيكل, وعناصره بحيث تكون مستقرة في ظل القوى المطبقة عليها على مستوى طريق خط الواد . يهدف هذا الموضوع إلى استغلال البيانات الجيوتقنية الموجودة على مستوى طريق خط الواد ، وموقع منطقة امتداد الجدار الاستنادي الموجود , بعد ذلك تطبيق هذا الأسلوب على جدار (cantilever) المتبقي وبما في ذلك التحقق من ثبات الجدار. وفي الأخير ، قدمنا دراسة استقرار مدعومة ببرنامج حساب الأبعاد الهندسية لجدار النعل وتقويته (2015 CYPE).

كلمات مفتاحية: خط الواد ، الجدار الاستنادي ، جدار (cantilever) ، استقرار التربة

Memory title: Study of a section of armed concrete support wall and selection of soil type for the stabilization of the khat-el-oued road berge. Laghouat.

Name : Oussama
Name : Aissa

First name :Taibi
First name : Hani

Directed by: M^r M. Hadjouja

Abstract

The present work of initiation to research is essentially based on the study and calculation of a work of art capable of maintaining the stability of the soil against ruptures and slips. This work is by using the manual account and the account Program (2015 CYPE) to reduce the risk of overflow of Oued M' zi following repeated floods in the city of Laghouat at Khat El Oued. Its application was made by sizing the geometric elements of the retaining structure and its structural elements so that it is stable under the action of the forces applied to it and in particular the thrust of the lands that it holds. The subject aims to exploit the existing geotechnical data at the level of the Khat El Oued road, the location and the inventory of fixtures of the zone of extension of the existing wall, then to apply this method to the remaining cantilever wall, including the check the stability of the wall. Finally, we presented a stability study supported by the single wall calculation and reinforcement program (CYPE 2015).

Key words: Khat El Oued, Retaining Wall, Cantilever wall, Soil Stability

Titre du mémoire : étude d'un tronçon de mur de soutènement en béton armée et choix de type de semelle pour la stabilisation de la berge route khat- el-oued. Laghouat.

Nome : Oussama
Nome : Aissa

Prénom: Taibi
Prénom : Hani

Promoteur : M^r M. Hadjouja

Résumé

Le présent travail d'initiation à la recherche repose essentiellement sur l'étude et le calcul d'un ouvrage d'Art capable de maintenir la stabilité des sols contre les ruptures et les glissements. Ce travail a été effectué en utilisant le calcul manuel et d'un calcul de programme (CYPE 2015) pour réduire le risque d'inondation et le débordement d'Oued M'zi suite aux crues répétées avoisinantes à la ville de Laghouat au niveau de Khat El Oued. Son application s'est fait par le dimensionnement des éléments géométriques de l'ouvrage de soutènement ainsi que 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. Ce sujet vise à exploiter les données géotechniques présentes au niveau de la route Khat El Oued, la localisation et l'état des lieux de la zone d'extension du mur existant, puis d'appliquer cette méthode au mur cantilever restant, y compris la vérifie la stabilité du mur. Enfin, nous avons présenté une étude de stabilité soutenue par le programme de calcul et de renforcement de la paroi unique (CYPE 2015).

Mots clés : Khat El Oued, Mur de Soutènement, Mur cantilever, Stabilité du sol

Le résumé doit être rédigé en deux langues différentes au moins

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous venons exprimer notre profonde gratitude au Bon Dieu tout Clément et Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos plus grands remerciements vont à M^r.M.Hadjouja, notre Promoteur, pour nous avoir guidés à bien pour l'accomplissement de cette étude et le soutien scientifique et morale qu'il nous a apporté.

Nos remerciements s'adressent également aux membres de jury M^r.A.Benguit en tant que Président ; M^r.A.Merrah comme étant Examineur d'avoir accepté et pris la peine d'examiner et de corriger ce mémoire de fin d'étude.

Nous remercions vivement Mr. H.Ghozlen ; l'ingénieur de le DTP de Laghouat, et Hamza du bureau CTH de nous avoir ouvert ces services et de nous avoir accordés de son temps précieux afin de réaliser ce travail de fin d'étude.

Nous sommes reconnaissants envers l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil, spécialité Travaux Publics de l'Université Amar Telidji de Laghouat d'avoir contribué à notre formation avec beaucoup de dévouement et de compétence.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin m'ont apportés aide et encouragements durant toute la période de préparation de ce projet de fin d'étude.

Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Hani& Taibi

Dédicace

*Je remercie Allah, le tout puissant, le
miséricordieux, de m'avoir appris ce que
j'ignorais, de avoir donné la santé et tout ce
dont j'avais besoin pour réaliser le travail
imposé et rédiger ce mémoire.*

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leurs amours
inconditionnels, leurs tendresses, leurs soutiens et leurs
prières tout au long de mes études,*

*A mes chers frères, Mustapha, djamal, taifour
A mes chères sœurs Soumia et Meriam pour leurs
encouragements permanents,
A mes amis (Sarah, Bouchra , Ahmed , bidro , nacereddine)
A mon binôme Aissa et toute la famille TAIBI
A toute la famille TAIBI pour leurs soutiens tout au long de
mon parcours d'études,
Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui
étaient toujours à mes côtés,
Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant
allégués, et le fruit de votre soutien infailible, Merci d'être
toujours là pour moi.*

OUSSAMA

Dédicaces

****Puisse Dieu, tout miséricordieux le tout puissant, vous accorder
santé, bonheur et longue***

Vie*

***A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leurs amours *
inconditionnels, leurs tendresses, leurs soutiens et leurs prières
*tout au long de mes études***

****وقل رب ارحمهما كما ربياني صغيرا****

****A mon très cher frère et son petite famille ****

**** A mes très chères sœurs ****

**** A toute la famille HANI ****

****A Mon binôme Oussama et son famille ****

****A Tous mes amis (es) que j'ai côtoyés Durant ma vie ****

***Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant
allégués, et le fruit de votre soutien infallible***

AISSA



TABLE DES MATIERES

ملخص

ABSTRACT

RESUME

REMERCIEMENT

DÉDICACES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

NOTATIONS ET SYMBOLES

INTRODUCTION GENERAL.....1

Chapitre I : Soutènement en béton armé -Bibliographie-

	P
I. 1/ Introduction.....	3
I. 2/ Définition de murs de soutènement.....	3
I. 3/ Différents types d'ouvrages de soutènements.....	3
I. 3. 1 / Murs gravitaires ou murs-poids.....	3
I. 3. 2 / Les murs en béton armé.....	4
I. 3. 2. 1/ Murs en T renversé classique.....	5
I. 3. 2. 2/ Murs à contreforts.....	6
I. 3. 2. 3/ Murs divers.....	7
I. 4. 2/ Méthodes de confortement.....	8
I. 4. 2. 1/ Drainage.....	8
I. 4. 2. 1. 1/ Types de drainage.....	9
I. 4. 2. 2/ Modifications géométriques.....	10
I.4.2.2.1/ Type des modifications.....	10
I. 4. 2. 3/ Renforcement.....	10
I. 4. 2. 3. 1/ Organes résistants en pied.....	10
I. 4. 2. 3. 1.1/ Les Ouvrages Rigides.....	11
I. 4. 2. 3. 1.2/ Les Ouvrages Souples.....	12
I. 5/ Poussée sur les murs en béton arme.....	13
I. 5. 1/ Théorie de Coulomb (1776).....	13

I. 5. 2/Principe de calcul.....	16
I. 5. 2.1/Cas sans surcharge.....	16
I. 5. 2.2/Cas avec surcharge uniforme.....	17
I. 6/Prédimensionnement.....	18
I. 7/Le murs de soutènement dans le règlement parasismique algériennes (RPA99v2003).....	19
I. 8/ Précautions.....	20
I. 8. 1/Précautions-Drainage et gel.....	20
I. 8. 2/Précautions-Compactage.....	21
I. 9/ Conclusion.....	22

Chapitre II: présentation de la zone d'étude

II. 1/ Introduction.....	23
II.2/ Présentation de la zone d'étude.....	23
II.2.1/Cadre géographique local.....	25
II.2.2/Situation climatique.....	26
II.2.3 /Situation géologique.....	27
II.2.4/ Les dégâts d'inondations enregistrés à Laghouat ces 25 ans.....	28
II.2.5/ Crue d'Oued M'zi en 2015.....	29
II.3/ Problématique.....	31
II.4/ Causes prédéfinies par les autorités locale.....	31
II.5/ Avis technique.....	34
II.6/Conclusion.....	34

Chapitre III: Etude et calcule du mur de soutènement

III.1/ Introduction.....	35
III.2/ géologie du site.....	35
III.3/ Résultats du sondage pressiométrique.....	38
III.3.1/ Caractéristiques pressiométrique.....	38
a) Les résultats des essais pressiométrique.....	38

III.4/ Essais de Laboratoire.....	41
III.5/Caractéristiques géotechniques du sol.....	43
III.6/Interprétation des résultats.....	45
III.6.1/Type de fondation.....	45
III.7/Predimensionnement.....	45
III.8/Calcul du mur par Le programme CYPE.....	47
III.8.1/Présentation de programme.....	47
III.8.2/Géométrie du mur.....	49
III.8.3/ Présentation de l'interface.....	51
III.8.4/ Phases constructives	51
a) Introduction des données de Terrain	52
b) Introduction des données de calcul du Voile	52
c) Introduction des données de calcul de la semelle.....	53
d) Introduction des données de Charge permanente et poussée des terres avec surcharges	54
e) Zone sismique.....	60
f) Vue la Structure de Mur soutènement (3D)	61
III.9/ Conclusion.....	62

Chapitre IV : Analyse et discussion

IV.1/ Introduction.....	63
IV.2/ Etude de cas.....	63
IV.3/ Objectif	63
IV.3.1/ Le pré-dimensionnement	64
IV.3.2/ Calcul statique	64
IV.3.2.1/ Calcul manuel	64
IV.3.3/ Le principe de vérification	67
IV.3.3.1/ Vérification au renversement	67
IV.3.3.2/ Vérification au glissement	68
IV.3.3.3/ Vérification de la tiers centrale.....	68

IV.3.3.3/ Stabilité du sol de fondation.....	68
IV.3.4/ Calcul Le Ferrailage.....	70
IV.3.5/ Calcul dynamique.....	72
IV.3.6/ Les résultats de logiciel cype 2015.....	73
IV.4 Conclusion.....	85
Conclusion Général.....	86
Annexe.....	88
Références bibliographiques.....	97

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1 : Les différents type des murs gravitaires ou mur poids.....	4
Figure I.2 : La 1 ^{ère} partie de mur de soutènement au khat l'oued Laghouat.....	5
Figure I.3 : Mur en T renverse.....	6
Figure I.4 : Diverses dispositions des bêche.....	6
Figure I.5 : Mur avec contreforts.....	7
Figure I.6 : Divers murs de soutènement en béton armé.....	7
Figure I.7 : Drainage conventionnel et en terrain à grains fins.....	9
Figure I.8 : Mur poids simple.....	11
Figure I.9 : Mur souple avec console.....	13
Figure I.10 : Coin de Coulomb.....	14
Figure I.11 : Théorie de Coulomb. Etat actif.....	15
Figure I.12 : Diagramme de poussée sans surcharge.....	16
Figure I.13 : Diagramme de poussée avec surcharge.....	17
Figure I.14 : Dimensions usuelles d'un mur voile.....	18
Figure I.15 : Précaution-drainage.....	20
Figure I.16 : Précaution-gel.....	21

CHAPITRE II

Figure II.1 : Situation géographique de la wilaya de laghouat.....	24
Figure II.2 : Oued M'zi, Laghouat : (Source : Agence de Bassin Hydrographique Sahara).....	25
Figure II.3 : Situation géographique du bassin versant de Oued M'zi.....	26
Figure II.4 : Le crues central d'oued M'zi.....	29

Figure II.5 : Description de l'effondrement de la route de Khat El Oued 2016.....	30
Figure II.6 : L'effondrement du Mur en Gabionnage au niveau de Khat El Oued.....	30
Figure II.7 : Vue générale du tronçon de l'Oued M'zi Pont entrée de Laghouat – Pont Sidi Hakkoum	31
Figure II.8 : Zones de dépôts de tout venant au niveau du lit d'Oued M'zi (Convexes).....	32
Figure II.9 : Zone convexe (Rive Droite).....	32
Figure II.10 : Zones concaves.....	33
Figure II.11 : Zone d'érosion (concave).....	33
Figure II.12: Chenal rectiligne.....	34

CHAPITRE III

Figure III.1 : Photo satellite de l'endroit et implantation des sondages.....	36
Figure III.2 : Photo des caisses de sondage.....	37
Figure III.3 : Prédimensionnement de mur de soutènement.....	46
Figure III.4 : Interface de cype 2015.....	48
Figure III.5 : Donnée de Géométrie (mur).....	50
Figure III.6 : Donnée de Géométrie (général).....	51
Figure III.7 : Donnée de géologie (terrain).....	52
Figure III.8 : Donnée de Géométrie (voile).....	52
Figure III.9 : Photo au cour de réalisation de voile	53
Figure III.10 : Donnée de Géométrie (semelle).....	53
Figure III.11 : Photo au cour de réalisation de semelle	54
Figure III.12 : Donne des résultants d'effort normal	55
Figure III.13 : Diagramme d'effort normal (kn/m).....	55

Figure III.14 : Donne des résultants d'effort tranchant.....	56
Figure III.15 : Diagramme d'effort tranchant (kn/m).....	56
Figure III.16 : Donne des résultants de moments fléchissants.....	57
Figure III.17 : Diagramme d'effort de moments fléchissants (KN.m/m).....	57
Figure III.18 : Donne des résultants de poussée.....	58
Figure III.19 : Diagramme de poussée (KN/m ²).....	58
Figure III.20 : Donne des résultants de Pression hydrostatique.....	59
Figure III.21: Diagramme de Pression hydrostatique (KN/m ²).....	59
Figure III.22 : Donne des résultants de Zone seismic.....	60
Figure III.23: Vue sur l'interface de Structure mur soutènement (armature + béton+ matériaux)	61
Figure III.24 : Vue sur l'interface de Structure mur soutènement (armature).....	61

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Données géométriques du mur	64
Figure IV.2 : Représentation de la charge (Q_{pt} , Q_{pq}).....	67
Figure IV.3 : Bilan des contraintes.....	69
Figure IV.4 : Données du section verticale de terrain.....	75
Figure IV.5 : Géométrie du mur soutènement.....	75
Figure IV.6 : Schéma des phases de mur soutènement.....	76
Figure IV.7: Données du ferrailage de mur soutènement.....	84
Figure IV.8 : Données générale de mur soutènement.....	84

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I.1: Valeurs de δ en fonction de ϕ	15
---	----

CHAPITRE II

Tableau II.1: Dégâts d'oued M'zi au dernières 25 ans.....	28
--	----

CHAPITRE III

Tableau III.1: Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°1.....	38
Tableau III.2: Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°2.....	39
Tableau III.3: Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°3.....	40
Tableau III.4: Masse volumique apparente	42
Tableau III. 5: Teneur en eau naturelle.....	42
Tableau III.6: Analyse granulométrique.....	43
Tableau III.7: Analyse chimique.....	44
Tableau III.8: Essai de cisaillements rectiligne UU.....	45

CHAPITRE IV

Tableau IV.1: Données du couche de terrain	74
Tableau IV.2: Charge permanente et poussée des terres avec surcharges	76
Tableau IV.3: Charge permanente et poussée des terres.....	77
Tableau IV.4 : Données du ferrailage de mur.....	78
Tableau IV.5 : Vérifications géométriques et de résistance	82
Tableau IV.6 : Données Quantitatif du ferrailage.....	83

NOTATIONS ET symboles

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

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.

Tang ϕ : Coefficient de frottement entre le sol de fondation et la base de mur.

Fs : Coefficient de sécurité.

Mr : Moment renversant.

Ms : Moment stabilisant.

W: poids propre du massif de sol.

P : résultante de la réaction de la poussée sur le mur.

R : résultante de la réaction sur le plan de glissement.

σ_v : Contrainte vertical.

σ_{h1} : Contrainte horizontal.

h : Hauteur du voile.

q : La surcharge.

ϕ : Angle de frottement

WT : Le poids total du mur.

W1 : Le poids du voile.

W2 : Le poids de la semelle.

Ka : Coefficient de poussée.

F1 : 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.

D : La longueur de la console.

'd : Le bras de levier.

M : Moment

$\sigma_{\text{réf}}$: Contrainte référentiel.

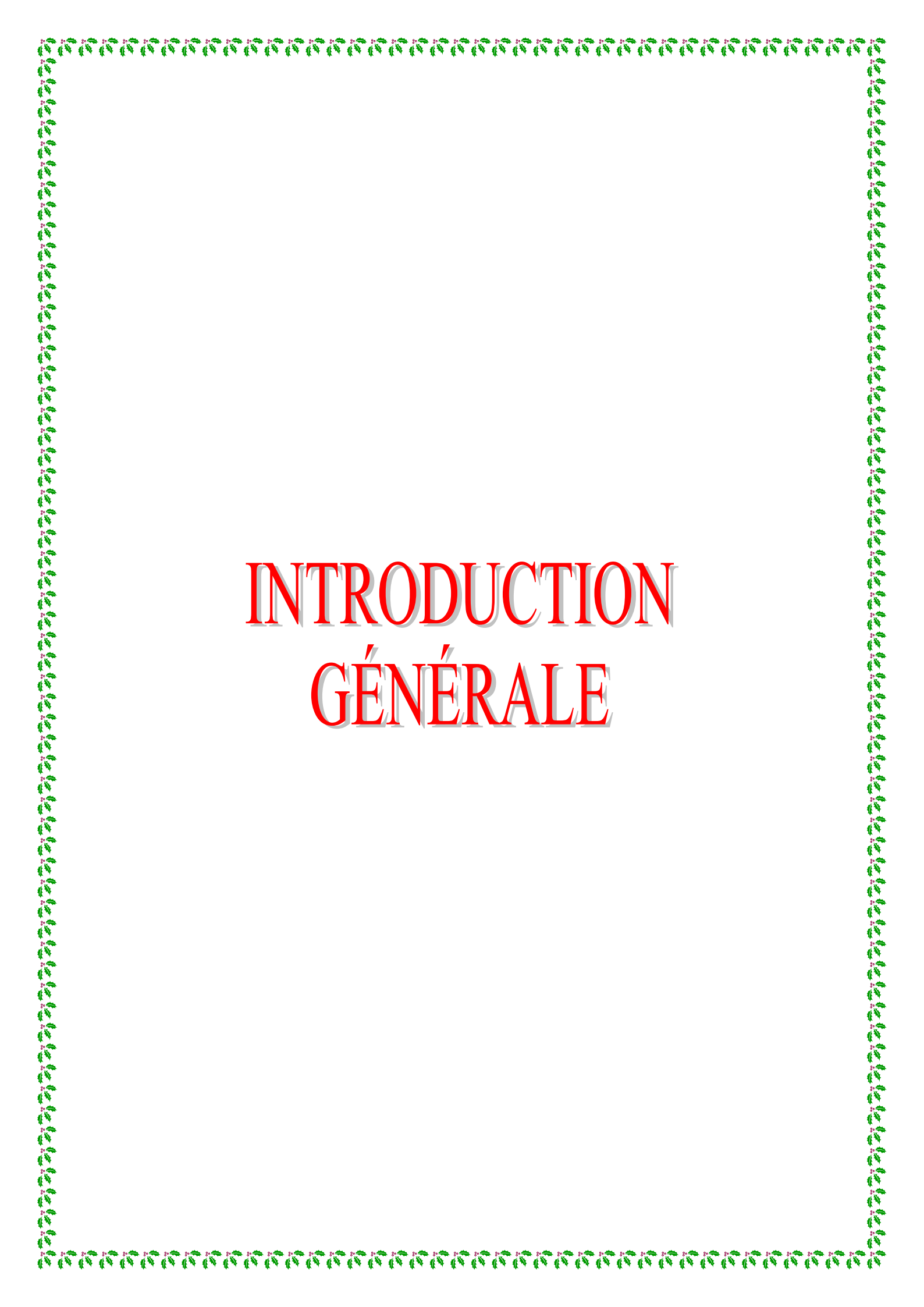
σ_{adm} : Contrainte admissible.

σ_{max} : Contrainte maximale.

σ_{min} : La contrainte minimale.

fc28 : Résistance à la compression a 28 jours.

ft28 : Résistance à la traction a 28 jours.



INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction Générale

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

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.

Le présent travail a pour objectif de dimensionner les éléments géométriques d'un ouvrage de soutènement ainsi que 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 avec la prise en compte de coefficients de sécurité.

Ce mur est étudié par l'utilisation des logiciels de calcul performant. Le CYPE 2015 à titre d'exemple. Ce logiciel permet de traiter des murs de soutènement en béton armé, en L ou en T renversé, avec ou sans contrefort, avec ou sans console, coulés en place, partiellement ou totalement préfabriqués. Ce travail se compose, en plus de cette introduction générale, de quatre chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

Le premier chapitre sera consacré à une synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement et de leur contenu, les types, les classements et fonctionnement des ouvrages de soutènement.

Le deuxième chapitre sera consacré pour présenter notre projet qui a l'objet de définir toutes les données nécessaires afin de pouvoir justifier la nécessité d'implanter des murs de soutènement dans la zone d'étude afin de déterminer les éléments géométriques et ses éléments structuraux du mur de soutènement pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient.

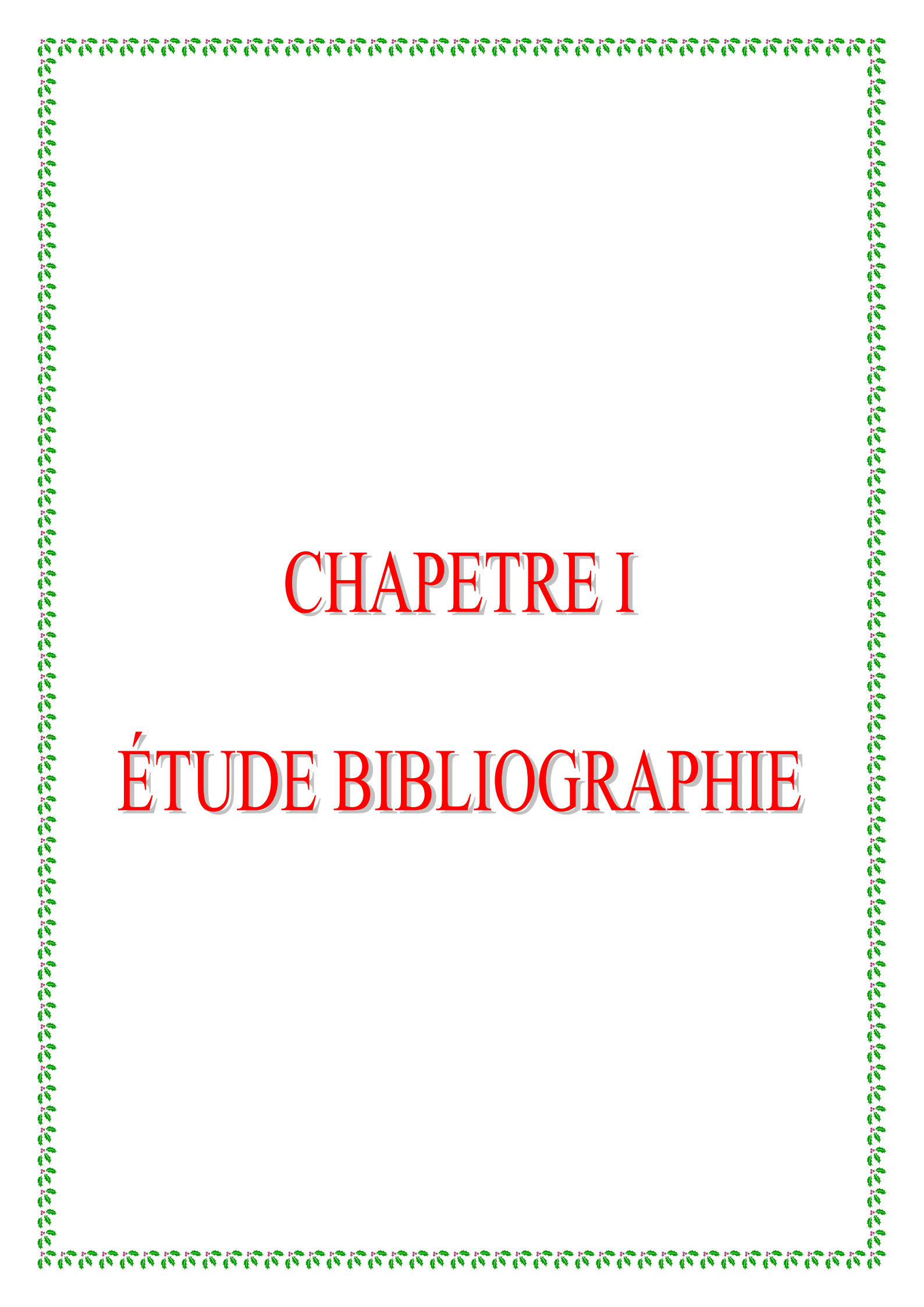
Le troisième chapitre comporte une présentation qui est basée sur la conception du mur de soutènement en béton armé qui est constitué de deux parties essentielles un fut, paroi résistante

Introduction Général

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.

Le quatrième chapitre sera consacré à l'étude des résultats obtenus dans le chapitre trois, soit le déplacement au sommet par le logiciel CYPE 2015. Nous allons exploiter le comportement réel de la structure par le calcul de la courbe de capacité (déplacement normalisés) les résultats obtenus seront comparés avec les résultats de CYPE 2015 Murs de soutènement.

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



CHAPETRE I

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIE

I.1 Introduction :

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles 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.

I.2 Définition de murs de soutènement :

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. 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. Il 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)

I.3 Différents types d'ouvrages de soutènement :

On classe les murs de soutènement en deux grandes catégories :

- Les murs gravitaires ou murs-poids
- Les murs en béton armé

I.3.1 Murs gravitaires ou murs-poids :

Ce sont des ouvrages résistants par leur poids propre à la majeure partie de la poussée des terres. Ces murs sont massifs et réalisés en béton non armé ou en maçonnerie épaisse de pierres ou de briques.

On classe les murs gravitaires ou mur poids en trois principales catégories :

- Mur à caissons
- Mur gravitaire en maçonnerie
- Mur gravitaire à redans

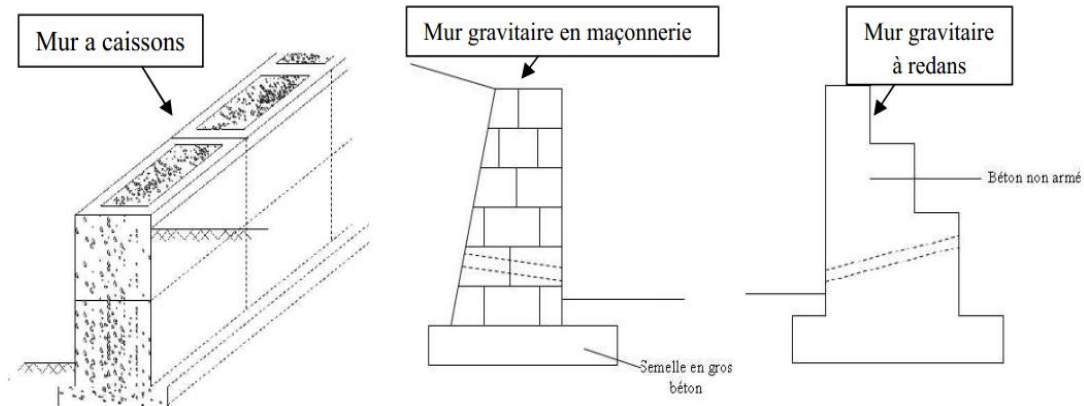


Figure I.1 : Les différents type des murs gravitaires ou mur poids [1].

I.3.2 Les murs en béton armé :

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré dans une semelle de fondation, en béton armé également. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. Quand les conditions de sol l'exigent, le mur sera projeté sur pieux.

Les murs en béton armé sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai, même si l'exécution d'ouvrages en déblai peut nécessiter toutefois des emprises importantes ou la réalisation d'ouvrages de soutènement provisoires. Ils s'avèrent souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6 à 8 mètres, voire une dizaine de mètres. Ils sont plus rarement employés pour de fortes hauteurs, pour des raisons d'économie ou d'entreprise, bien que leur réalisation soit, en principe, tout à fait possible si les conditions de fondations s'y prêtent.



Figure I.2 : Vue globale sur la 1^{ère} partie de mur de soutènement au Khat l'Oued -Laghouat-

On distingue deux principales catégories :

- Mur en «T renversé» classique
- Mur à contreforts

I.3.2.1 Murs en T renversé classique :

Le mur en T renversé est la forme classique pour un mur en béton armé. Il est projeté sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 6 à 8 mètres, et peut être réalisé sur un sol de caractéristique mécaniques peu élevées. (Voir figure 02 et 03) En effet, par rapport à un mur-poids de même hauteur et avec la même largeur de semelle, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles.

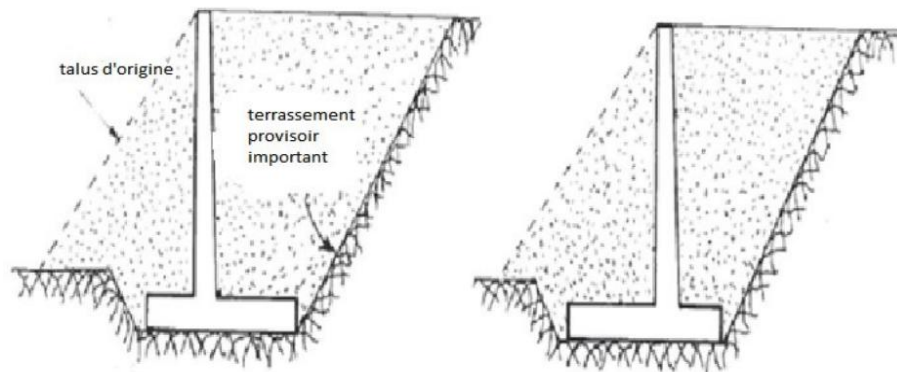


Figure I.3: Mur en T renverse [2].

Une bêche peut être nécessaire pour la stabilité au glissement du mur, elle est toujours coulée en pleine fouille sans coffrage elle peut être disposé à différent endroit de la semelle soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

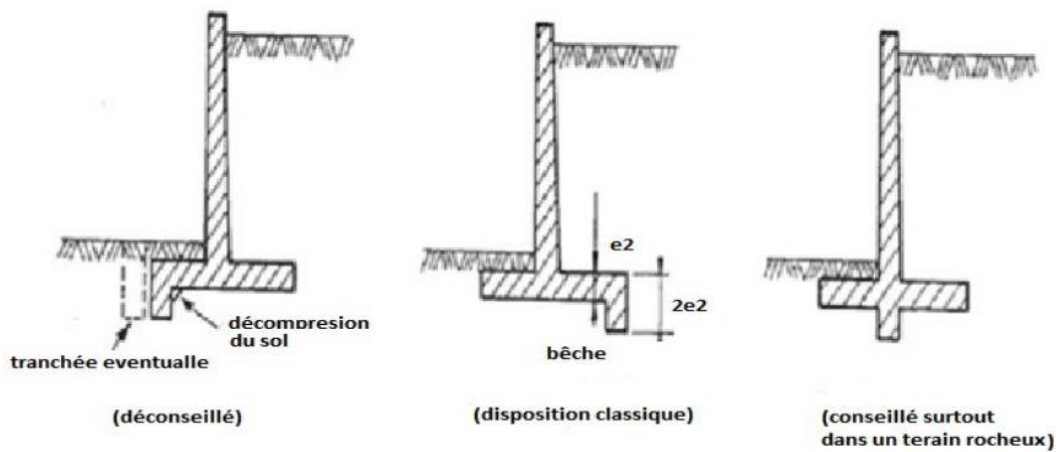


Figure I.4: Diverses dispositions des bèches [2].

I.3.2.2 Murs à contreforts :

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient

CHAPITRE I: Etude Bibliographie

important. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but de renforcer le voile (figure I.5).

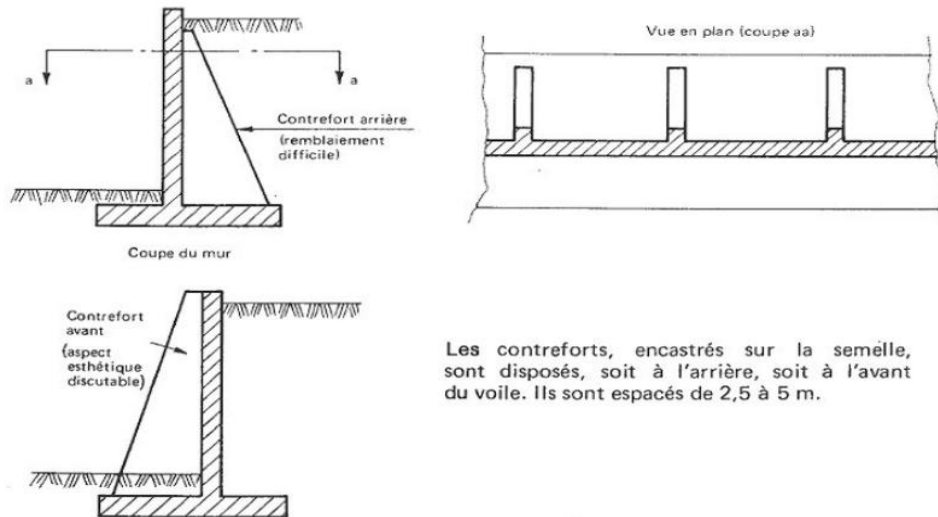


Figure I.5: Présentation de mur avec contreforts [2].

I.3.2.3 Murs divers :

D'autres types de murs peuvent être adoptés. Ils ont pour avantage de limiter les poussées des terres, mais leur exécution reste difficile et leur coût limite leur utilisation (figure I.6).

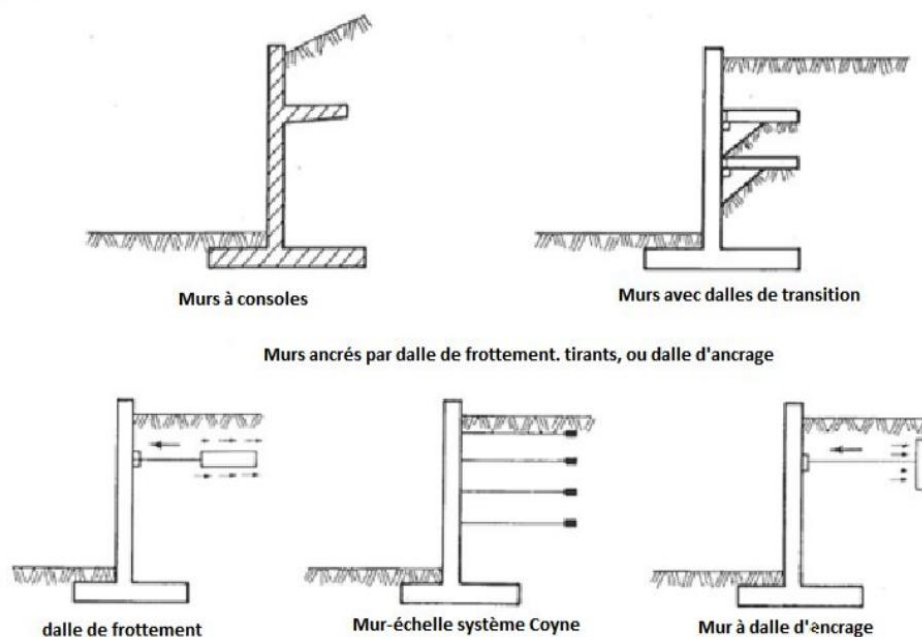


Figure I.6: Schéma de divers murs de soutènement en béton armé [2]

I.4.2 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 groupe:

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

I.4.2.1 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:

CHAPITRE I: Etude Bibliographique

- * 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.

I.4.2.1.1 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.

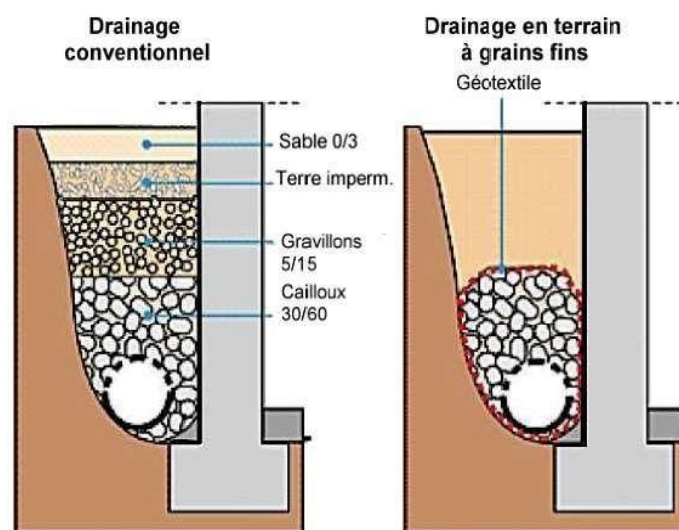


Figure I.7 : Drainage conventionnel et en terrain à grains fins.

I.4.2.2 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:

I.4.2.2.1 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.4.2.3 Renforcement :

I. 4.2.3.1 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.

I. 4. 2. 3. 1.1 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.

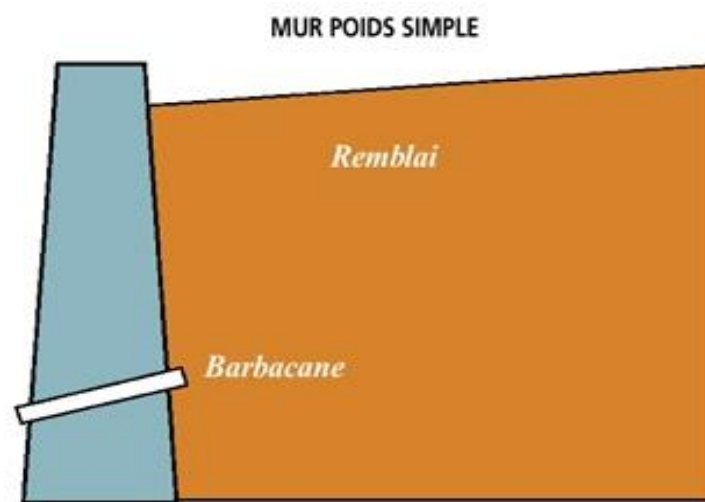


Figure I.8 : mur poids simple

* 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.

CHAPITRE I: Etude Bibliographie

*** 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 encastrée 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.

I. 4. 2. 3. 1.2 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

CHAPITRE I: Etude Bibliographie

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.

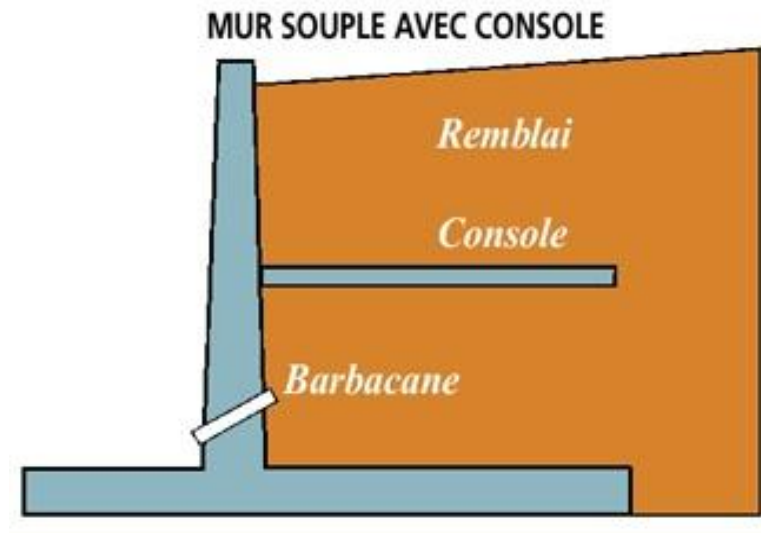


Figure I.9 : mur souple avec console

I.5 poussée sur les murs en béton arme :

L'analyse de la pression latérale des terres est un aspect très important en mécanique des sols. Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus.

I.5.1 Théorie de Coulomb (1776) :

La théorie de Coulomb est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque de glissement (figure I.10). Les forces agissant sur le sol sont évaluées à l'état de l'équilibre limite. Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de frottement écran-sol est noté.

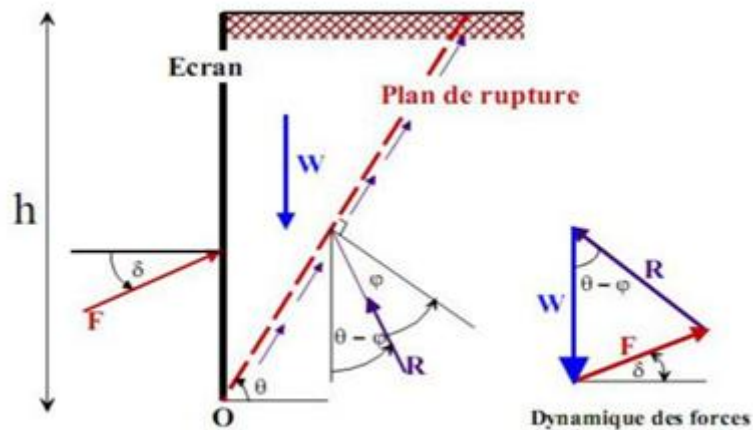


Figure I.10 : Coin de Coulomb [3].

Soit le coin de sol caractérisé par (figure I.10).

- Une surface extérieure inclinée de β par rapport à l'horizontale.
- L'écran fait l'angle α avec l'horizontale.
- Le plan de glissement BC fait l'angle θ avec l'horizontale.
- La rugosité du mur est l'angle de frottement mur-sol notée δ .
- Tout au début du glissement, le coin du sol était sous l'équilibre des forces suivantes :

W: poids propre du massif de sol.

P : résultante de la réaction de la poussée sur le mur.

R : résultante de la réaction sur le plan de glissement.

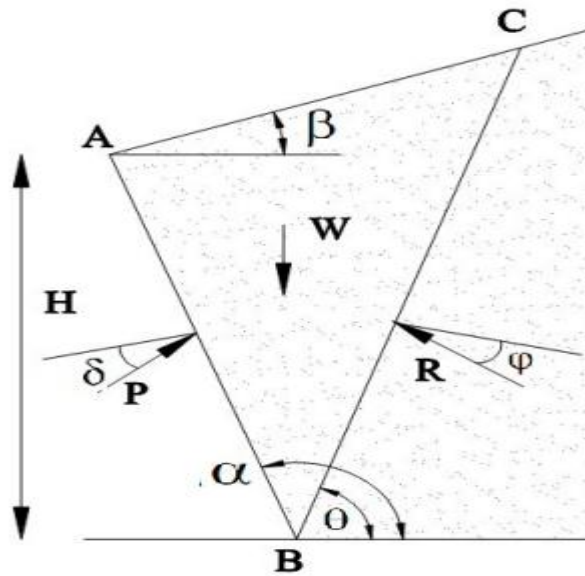


Figure I.11 : Théorie de Coulomb. Etat actif [3]

Dans la théorie de Coulomb, on suppose que la résultante P agit à deux tiers de la profondeur de l'écran. Il existe des tableaux donnant K pour différentes valeurs de δ et φ . et des valeurs particulières de α et β . L'angle δ , défini en fonction de φ dépend de l'état de rugosité du parement.

Nature du parement	Angle de frottement φ du sol		
	$< 30^\circ$	$30^\circ \text{ à } 35^\circ$	$> 35^\circ$
Lisse	0	0	$1/3 \varphi$
Rugueux	0	$1/3 \varphi$	$2/3 \varphi$
Très rugueux	$1/3 \varphi$	$2/3 \varphi$	1φ

Tableau I.1 : valeurs de δ en fonction de φ [3].

I.5.2 Principe de calcul :

Concernant les diagrammes de poussée, on donne ci-après les formes des diagrammes dans le cas d'un parement vertical avec une surélévation de talus incliné avec ou sans surcharge.

I.5.2.1 Cas sans surcharge :

Ce cas sans surcharge est très fréquemment rencontré. Le talus, d'inclinaison β sur l'horizontale, est limité par un terrain plein horizontal infini.

La poussée réelle est définie par deux diagrammes de poussée :

- La poussée dû à un remblai horizontal infini passant par le point D' coefficient de poussée 0 ($\beta = 0$)
- La poussée dû à un massif limité par un talus infini d'angle β sur l'horizontale : coefficient de poussée β

Pour la détermination du diagramme des composantes unitaires (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, on considère que le diagramme de poussée réelle correspond au minimum des deux diagrammes représentés sur la (figure I.12). La cote du terre-plein est prise comme origine des cotes de profondeur.

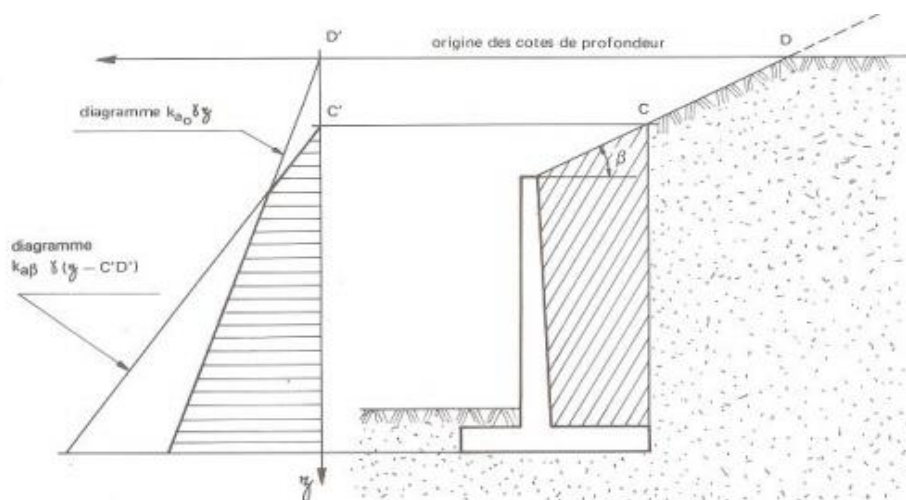


Figure I.12 : Diagramme de la poussée sans surcharge [2].

I.5.2.2 Cas avec surcharge uniforme :

La théorie de Coulomb montre que l'effet d'une charge uniforme infinie q est le même que celui d'une épaisseur h'' de sol supplémentaire.

On admet que la charge se diffuse dans le terrain suivant des directions faisant l'angle φ avec l'horizontale. Pour un mur avec talus fini on obtient ainsi la construction suivante du diagramme de poussée.

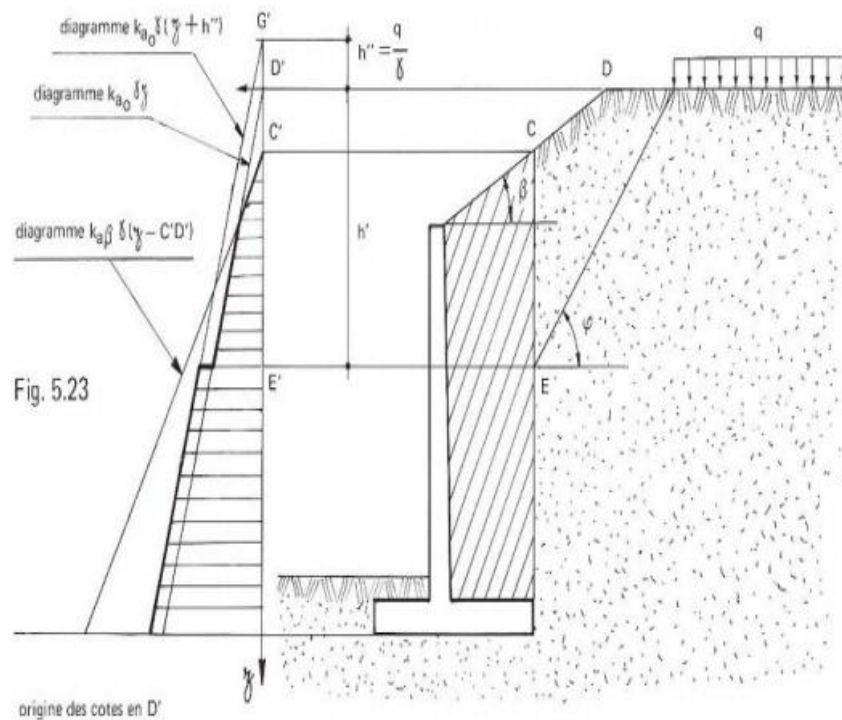


Figure I.13: Diagramme de poussée avec surcharge [2].

On constate que le diagramme théorique obtenu présente un décrochement.

En effet, l'influence de la poussée dû à la charge q sur le terre-plein ne se fait sentir qu'à partir du point E' .

La prise en compte de la charge q est donc fonction de la distance du bord de la charge à l'écran et de l'angle de frottement interne φ du terrain.

I.6 Pré-dimensionnement :

La dimension de l'ouvrage sera faire choisir dans les fourchettes indiquées sur la figure (I.14), puis le dimensionnement est optimisé en vérifiant la stabilité de l'ouvrage.

Il est donné sur la (figure I.14) les proportions les plus usuelles d'un mur de soutènement gravitaire et en béton armé.

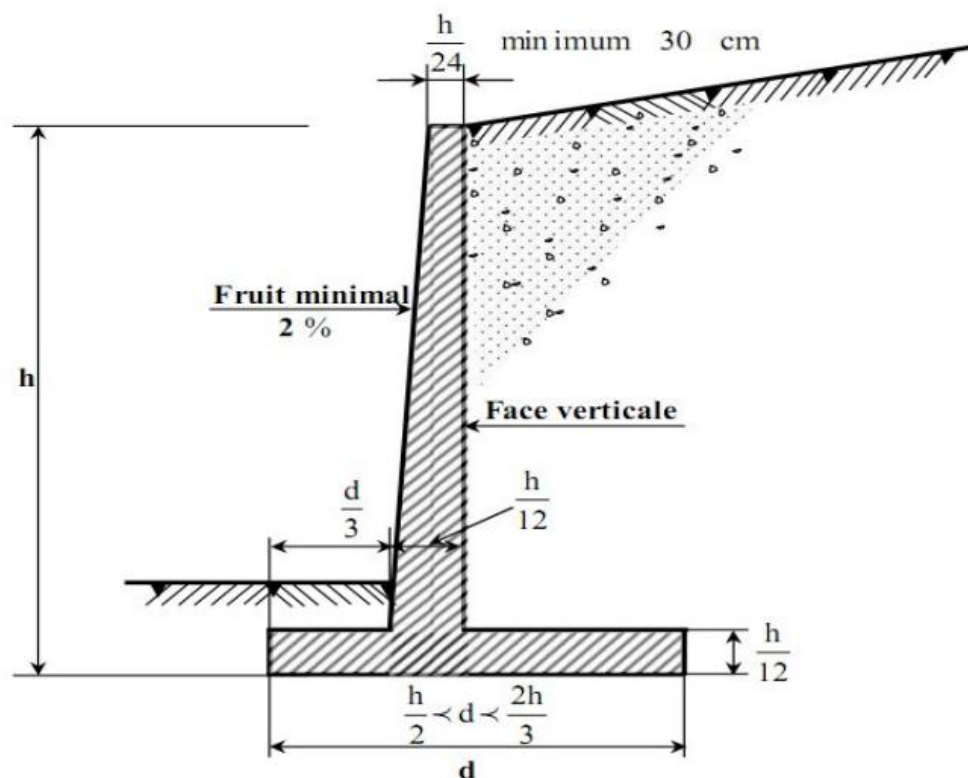


Figure I.14: Dimensions usuelles d'un mur voile [1].

(Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle ainsi déterminée, car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de la stabilité externe).

1.7 Le murs de soutènement selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99version 2003)

1) Les murs de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure ou égale à 6 mètres peuvent être justifiés sous sollicitations sismiques avec un calcul statique équivalent.

2) La vérification de la stabilité est effectuée par application de deux coefficients sismiques $K_h = A$ (%g) et $K_v = 0,3$ au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons (K_h, K_v) et (K_h', K_v) .

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situé en amont ou en aval du mur. (En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de A correspondant à celles du groupe 2 en fonction de la zone sismique).

3) La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 \pm K_v) \gamma H^2$, appliquée horizontalement à $H/2$ au dessus de la base de la semelle du mur.

K_{ad} = coefficient de poussée dynamique donné par :

$$K_{ad} = \frac{\csc^2(\varphi - \theta)}{\csc^2 \theta} \left(1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\csc \theta \csc \beta}} \right)$$

γ : Poids volumique du sol de remblai

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion

H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce

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

$\theta = \arctan (K_h / (1 \pm K_v))$

4) Vérification de la stabilité du mur:

* La vérification de la stabilité globale du mur est identique à celle de la stabilité des pentes .

CHAPITRE I: Etude Bibliographie

* La stabilité au glissement sous la fondation du mur est vérifiée en tenant compte de l'application à la résistance ultime au glissement d'un coefficient de sécurité de 1,5. La résistance au glissement est calculée en admettant que la rupture se produit dans le sol et non pas à l'interface semelle/sol.

* La stabilité au renversement du mur autour de l'arête aval de la semelle sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1,5.

La résistance au renversement résulte du poids du mur, de sa fondation et du remblai sus-jacent.

* La vérification de la stabilité au poinçonnement de la semelle du mur est identique à celle d'une semelle de fondation .

5) Vérification des résistances:

Les vérifications des résistances des diverses parties du mur sont effectuées compte tenu des coefficients de sécurité partiels utilisés en béton armé.

I.8 Précautions :

I.8.1 Précautions-Drainage et gel :

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

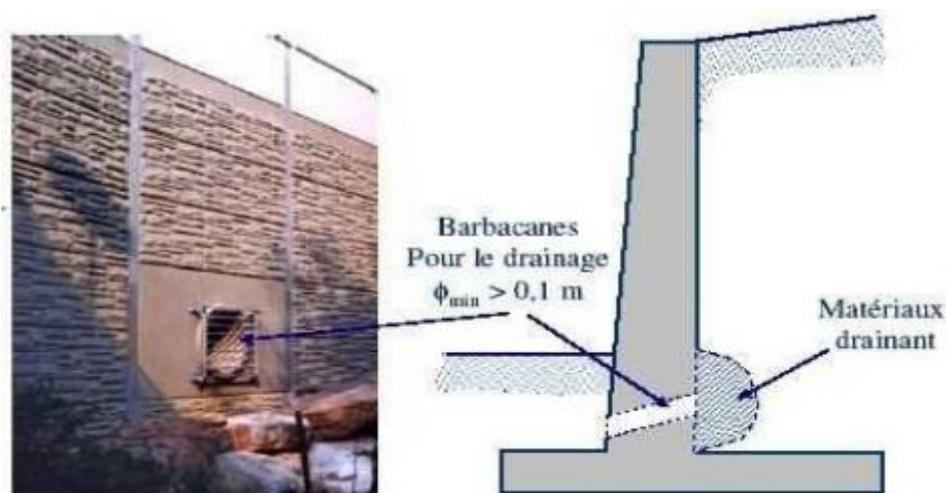


Figure I.15 : Précaution-drainage [1].

CHAPITRE I: Etude Bibliographique

* Si on est en présence de matériaux gélifs, il faut les tenir loin du mur afin que le gonflement dû au gel ne puisse pas induire des pressions supplémentaires.

De plus, la base doit être placée à 1 m au moins sous la surface du sol devant le mur, et en dessous de la zone affectée par le gel, par les changements des volumes saisonniers ou par les risques d'affouillement. Il ne faut pas tenir compte de la résistance passive dans la zone du gel.

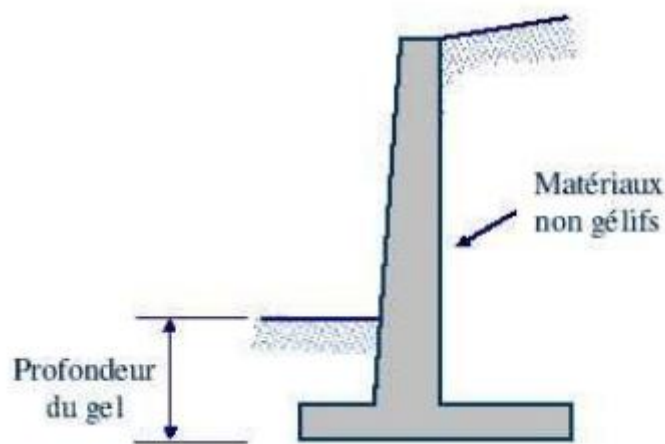


Figure I.16: Précaution-gel [1].

I.8.2 Précautions-Compactage :

* Dans le cas des remblais pulvérulents, la réduction des pressions aux valeurs de la poussée se produira pour une rotation du mur, Y/H , de seulement quelques dixièmes de un pourcent. Dans le cas des remblais cohérents, les mouvements nécessaires pour produire les valeurs de poussée peuvent être plus importants.

* Lorsqu'un mur rigide ne pas peut se déplacer, les pressions latérales dépendent en grande partie des procédés de compactage. En effet, le compactage du remblai à l'intérieur d'un prisme confiné derrière le mur tend à accroître les pressions horizontales (poussée).

CHAPITRE I: Etude Bibliographie

a) Sols pulvérulents :

* Le compactage d'un sol pulvérulent derrière un mur rigide ne pouvant pas se déplacer peut engendrer, selon le degré de compactage, des pressions horizontales du double ou plus de la valeur de pression des terres au repos (K_0 varie entre 0,4 et 0,8).

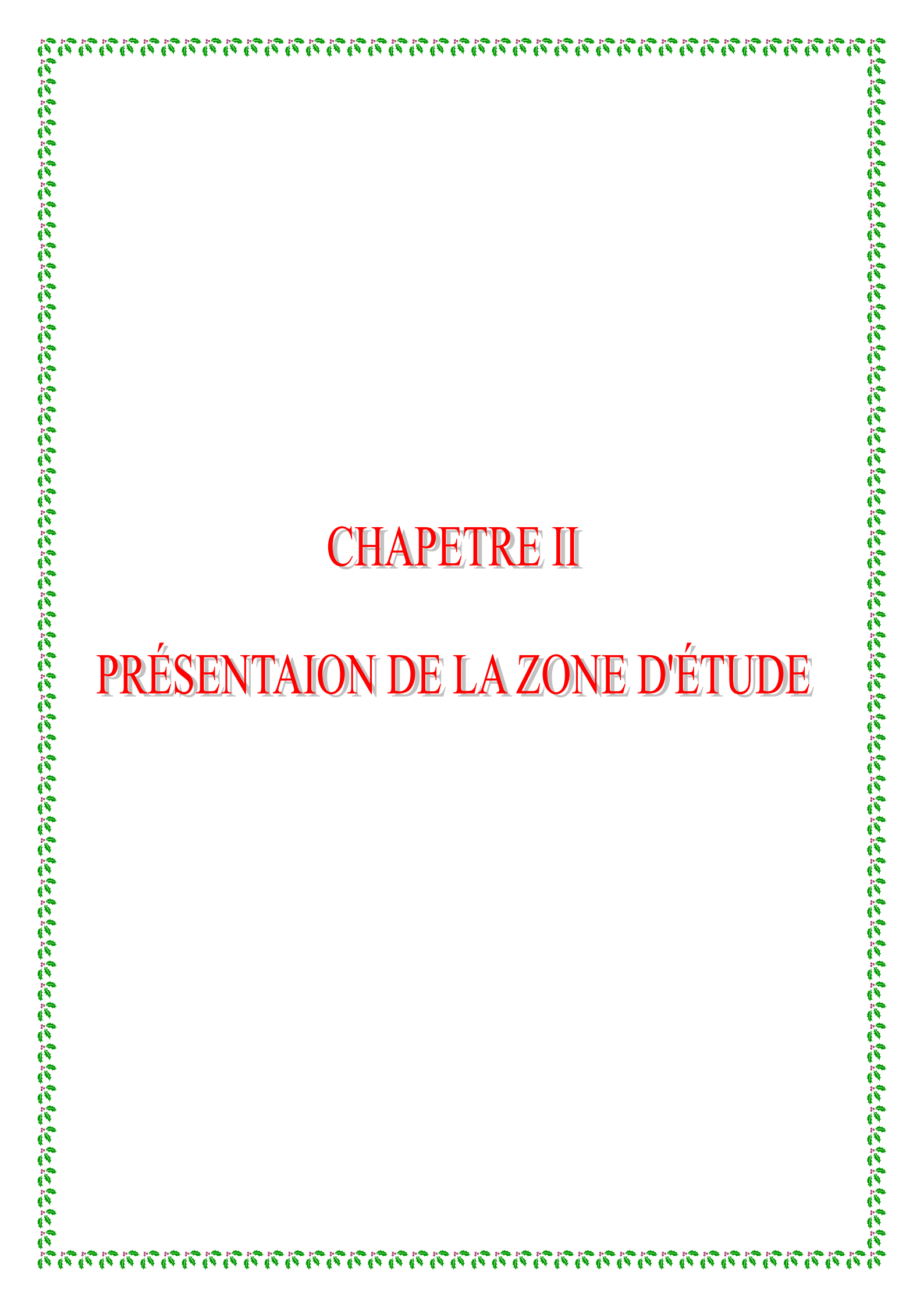
* Pour un compactage faible à moyen derrière un mur rigide non encastré, le calcul peut se faire en se basant sur les valeurs de poussée (K_a).

b) Sols cohérents

* Les pressions résiduelles peuvent varier beaucoup. Lorsque le degré de compactage est faible à moyen, on peut supposer que les pressions correspondent aux pressions des terres au repos. Lorsque le degré de compactage est plus élevé (95% du Proctor standard), le mur devrait être conçu pour des pressions au repos s'il est capable de se déplacer (mur). Sinon, le coefficient de poussée doit être évalué et il est de 1 ou plus.

I.9 Conclusion:

A l'issue de l'étude bibliographique, les murs de soutènement en béton armé représentent un choix pratique et idéal, vu aux différentes formes et manière qu'on peut les construire, et leur facilité d'adaptation avec les différents sites de réalisation.



CHAPETRE II

PRÉSENTAION DE LA ZONE D'ÉTUDE

II.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 avec la prise en compte de coefficients de sécurité.

II.2 Présentation de la zone d'étude :

La wilaya de Laghouat Située au centre du pays à 400 km au sud de la capitale Alger, la wilaya s'étend sur une superficie de 25 052km², Elle est composée de 10 daïras, comprenant au total 24 communes selon le dernier découpage administratif en 1984. Sa population à été évaluée, en 2008, à 477.328 habitants, et une densité de 18 habitants par km². Elle est limitée par la wilaya de Djelfa et Tiaret au Nord, la wilaya de El Bayadh à l'Ouest, la wilaya de Ghardaïa au Sud et la wilaya de Djelfa en Est. Région pastorale de l'Algérie, elle possède également le plus grand gisement de gaz naturel d'Afrique, la wilaya de Laghouat est traversée par la chaîne de l'Atlas saharien avec des sommets qui dépassent les 2 000 mètres ("Djebel Amour" 2 200 mètres) [7]. Le climat est de type continental au Nord-Ouest avec une pluviométrie variant de 300 à 400 mm, des chutes de neige et des gelées blanches. Dans la région des Hauts Plateaux, le climat est de type saharien et aride. La pluviométrie varie entre 150 mm au Centre et 50 mm au Sud. Les hivers sont caractérisés par des gelées blanches et les étés par une forte chaleur accompagnée de vents de sable. Les principaux Oued sont : Oued M'zi, Oued Touil et Oued Medsous[8].



Figure II.1 : Situation géographique de la wilaya de Laghouat

La ville de Laghouat (Porte du désert) se trouve à 400 km au sud d'Algérie et délimitée par :

- Au Nord par la ville de Sidi Makhlouf ;
- A l'Est la ville d'El Assafia;
- A l'Ouest la ville de Tadjmout;
- Au sud la ville de Kheneg et Naceur Ben Chohra.

Elle est située aux coordonnées :

- Latitude = 33° N ; Longitude = 02 56° E ; Altitude = 762 m.
- Son climat se distingue par sa particularité, vu son rapprochement du Sahara. Spécifiquement, la ville de Laghouat représente les portes du Désert qui lui confère les caractéristiques suivantes: Froid et Gel en Hiver, Chaleur Et Aridité en été[12].
- Selon une recherche scientifique effectuée par F.SoleilHavoup lors de son expédition en Algérie dans son étude sur les crues d'Oued M'zi (oct. 1972 à fév. 1974) présente l'Oued M'zi comme suit : « l'Oued M'zi représenté sur la Figure II.2, constitue l'un des plus importants cours d'eau du Sahara septentrional[13].

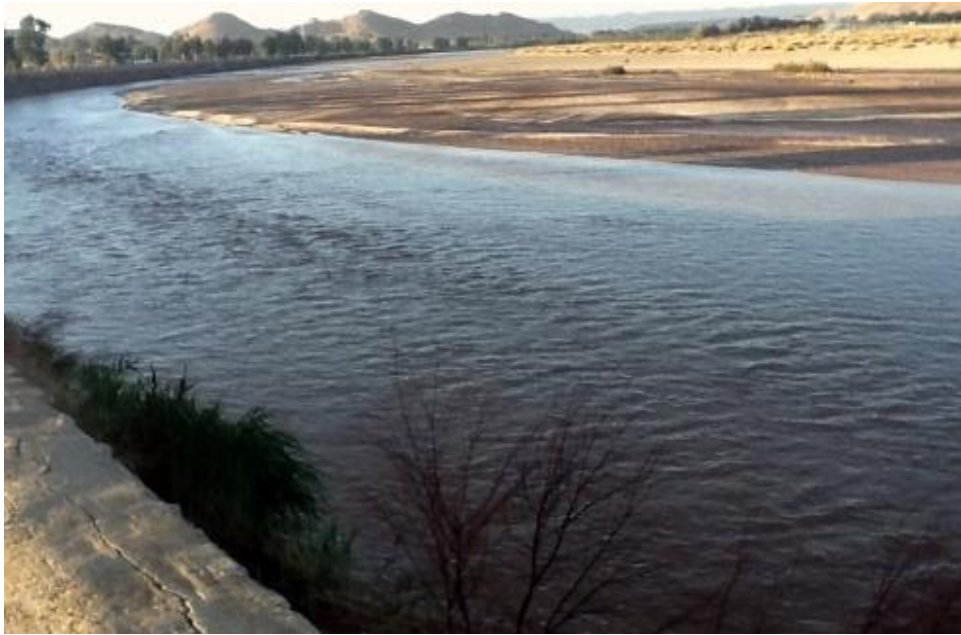


Figure II.2 : Oued M'zi, Laghouat : (Source : Agence de Bassin Hydrographique Sahara)

Il prend sa source au djebel Lazrag, à 1593 m d'altitude, dans le massif du Djebel Amour (Atlas Saharien Central), au Sud d'Aflou, il va se jeter dans le Chott Melghir, au Sud de Biskra, après un parcours d'environ 450 km[13].

Il s'agit donc d'un Oued endoréique. Dans son cours inférieur, à l'aval de Laghouat, il change de nom et prend le nom de l'Oued Djedi. Entre sa source et Laghouat, vers le sud- Est, Oued M'zi recoupe les chainons Sud du Djebel Amour et il s'engage dans la dépression Sud -Atlasique grâce à une cluse entre le Djebel Kheneg et le Djebel Dakhla : Kef Metlili. A cet endroit situé immédiatement au nord de l'oasis de Laghouat, à Ras-El -Aioun, le lit s'élargit en une vaste zone d'épandage d'alluvions (cailloutis, sables, limons) "[13].

L' Oued M'zi est régulièrement alimentés par le déversement des nappes souterraines et draine un bassin de 6153 km², la longueur de l'oued principale est de 106 km. Les deux principaux sous bassins sont l'Oued Seklafa et celui de Tadjemout.

II.2.1 Cadre géographique local :

Oued M'zi constitue l'un des plus importants cours d'eau dans l'Atlas Saharien Central, il prend sa source au niveau d'Aflou dans le massif de Djebel Amour, vers le Sud -est de Laghouat il rejoint l'Oued Messaad d'ou il prend le nom de l'Oued Djedi (Fig II.3) qui se débouche dans le Chott Melghirau sud de Biskra après un parcours de 450 kms formant ainsi un système endoréique typique des régions arides et semi -aride (F SolielHavoup 1974).

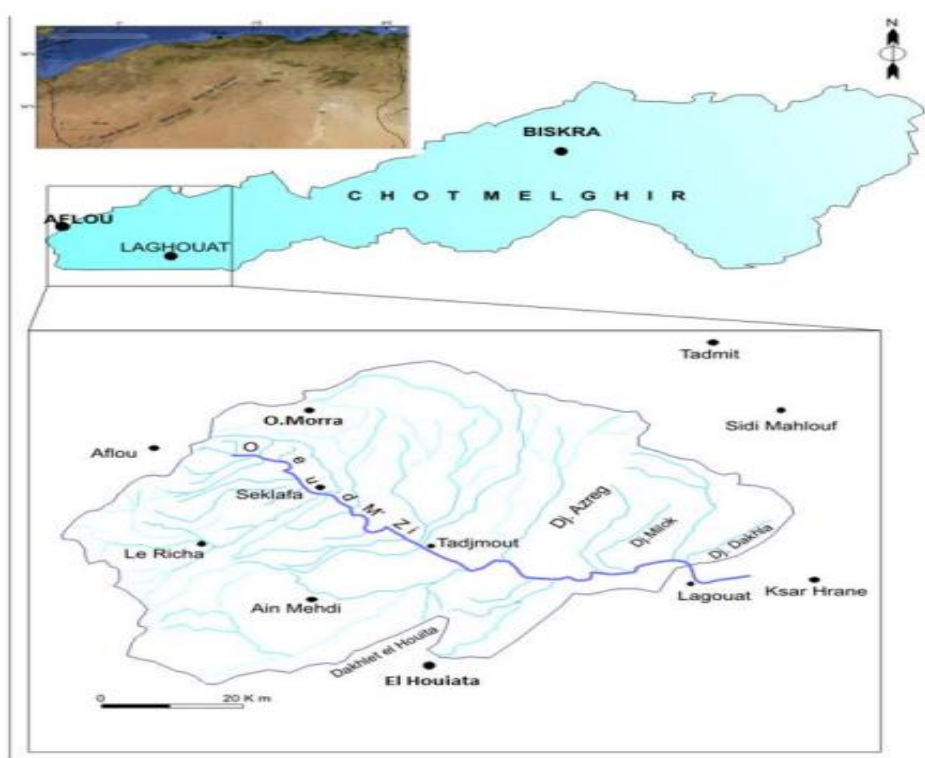


Figure II.3: Situation géographique du bassin versant de Oued M'zi

II.2.2 Situation climatique :

Le climat de la région de Laghouat est typiquement Saharien, se caractérisant par deux saisons : une saison chaude et sèche (d'avril à septembre) et une autre froide (de novembre à mars), où on note une grande différence entre les températures de l'été et celles de l'hiver. On enregistre une moyenne annuelle

de 250C, avec une évaporation de l'ordre de 2000 mm par an et une faible hauteur de pluies avec une moyenne de précipitations de 60 mm/an.

II.2.3 Situation géologique :

Le territoire de Laghouat est partagé en deux régions d'inégale superficie, présentant chacune un intérêt particulier.

La première, qui comprend la partie Nord-Ouest de la wilaya, est une région montagneuse, accidentée à peu près nue et aride. Des chainons rocheux, isolés à penteraide, généralement peu accessibles, y formant les ceintures des grandes vallées. Les dernières pentes de ces montagnes aboutissent à Laghouat.

Cette Oasis est partagée en deux parties, Nord et Sud, par une crête rocheuse dont la direction générale est Ouest Est. Au Nord une autre ligne de crête parallèle à la précédente offre deux coupures assez larges, l'un donnant passage à l'oued M'Zi, l'autre formant un col appelé le col des sables.

La deuxième région, situé au Sud de Laghouat est constituée par d'immenses plaines ondulées formant la zone des dayas.

Dans le Nord de la wilaya, ce sont les éléments du crétacé inférieur qui dominant. Ces éléments sont parfois coupés par des faciès marins normaux à récifaux et par des éléments continentaux lagunaires. En descendant vers le Sud, ces formations sont remplacées par des formations du crétacé supérieur marin et du crétacé supérieur continental, qui atteignent la latitude de Laghouat, entre mêlées de formation du Pontien (miocène).

Plus au Sud encore, les formations des pliocènes continentales composées en particulier des poudings et des calcaires lacustres forment la partie Nord du plateau. Elles dominant presque exclusivement la partie Sud-Ouest, tandis que dans la partie Sud Est apparaissent les formations du Pontien (miocène).

L'ouvrage sujet de la présente étude sera réalisé sur la berge droite d'oued M'ZI au niveau de la section située à côté de la double voie longeant oued M'ZI entre la RNo1 et pont SIDI HAKOUM en face l'avenue de l'indépendance.

Il est à rappeler que le mur existant est effondré suite à une crue passée le mois de Septembre 2015.

CHAPITRE II : Présentation de la Zone d'Etude

II.2.4 Les dégâts d'inondations enregistrés à Laghouat ces 25 ans:

Les crues de Laghouat enregistrés ces 25 ans représentent dans le tableau suivant :

Type de catastrophe	Date d'occurrence	Domage matérielle	Domage humaines
Crue (Débordement et Inondation)	1994	/	(1)décès (7) blessés
Crue (Débordement et Inondation)	1995	/	(16) décès
Crue (Débordement et Inondation)	1997	(10) habitation	/
Crue (Débordement et Inondation)	1999	(16) habitation (2) établissement	/
Crue (Débordement et Inondation)	2004	*Destruction plus de 400 des cultures agricoles *Remplissaient des Canales des eaux usées	(1)décès (12) blessés
Crue (Débordement et Inondation)	2005	*effondrement) 5)habitation *Atelier de moulage endommagé	/
Crue (Débordement et Inondation)	2006	(03)véhicules	(4) blessés
Crue (Débordement et Inondation)	2011	Région de la commune de Bordj snoussi rive gauche d'Oued M'zi	(1)décès
Crue (Débordement et Inondation)	2015	Maisons et Jardins inondées au niveau de Khat el Oued	(17) blessés
Crue (Débordement et Inondation)	2016	Destruction d'une pile de Pont de Sidi Hakoum, 35 maisons inondées 35 familles sinistrées au niveau de Khat El Oued pertes des 300 têtes de bétailles	(15) blessés

Tableau II.1: Dégâts enregistrés ces dernières 25 années [9].

II.2.5 Crue d'Oued M'zi en 2015:



Figure II.4: Le crues central d'Oued Mzi

* Selon les conséquences de la crue de 2015 suivis de celle de 2016, il a été enregistré plusieurs d'égâts selon la figure II.4 et la figure II.5 où l'on constate l'effondrement d'une partie de la route communale de Khat El Oued, effondrement de la oile de pont de Sidi Hakoum, des maisons au niveau de Khat El Oued effondrés et la circulation fu interrponpu pour poids lourds durant plus d'une année. « durant la crue du 30 Septembre 2016, tous les villages du chef-lieu de wilaya, situés à proximité de l'oued M'zi, en l'occurrence Tadjmout, El Merdja, Khat El Oued et Bordj Esnoussi, ont été inondés suite aux pluies torrentielles qui se sont abattues sur la région pendant plus de 30 heures. Ces pluies ont causé des dégâts matériels considérables»



Figure II.5: Description de l'effondrement de la route de Khat El Oued 2016 [10] .



Figure II.6: L'effondrement du Mur en Gabionnage au niveau de Khat El Oued [10].

* En 2017 ils ont localisé les sections critiques touchées par les dégâts des crues, et ils ont remplacé la conception classique construite en soutènement en gabionnage à une conception moderne construite en mur de soutènement en béton armé fondé sur des pieux. (La longueur totale de l'ouvrage est estimée à 500 ml avec un budget qui dépasse les trois cent (300) millions de dinars). Il est composé de deux murs de soutènement).

- Un mur au côté nord dont l'étude d'exécution est achevée d'une longueur totale égale à 368 ml composé de 16 semelles contenant chacune 12 pieux, soit 192 pieux.

CHAPITRE II : Présentation de la Zone d'Etude

- Un mur au côté sud d'une longueur 120 ml près de l'ouvrage d'art Sidi Hakoum dont l'étude d'exécution est en cours.

II.3 Problématique :

Destruction du mur de protection construit en gabions des berges de l'oued M'zi (Zone concave de la rive droite) et une partie du tronçon de la route (Khet El Oued) par la crue torrentielle.

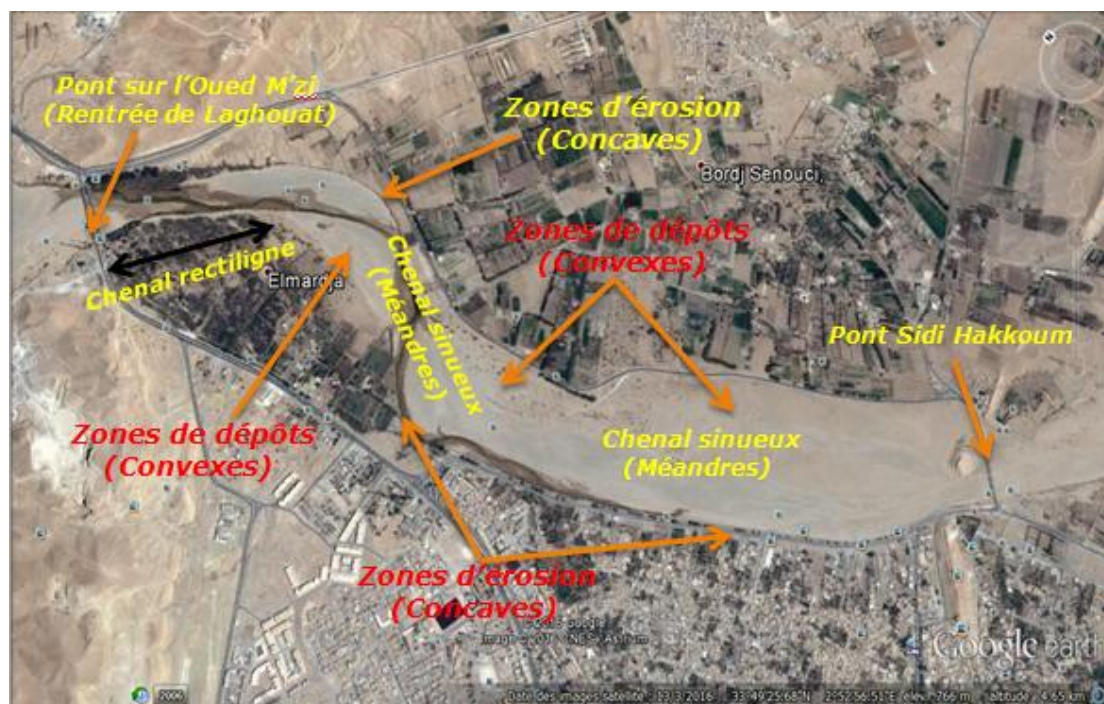


Figure II.7: Vue générale du tronçon de l'Oued M'zi Pont entrée de Laghouat – Pont Sidi Hakkoum

II.4 Les Causes prédéfinies par les autorités locale :

* **Zones convexes** : les dépôts au niveau des zones convexes formant les terrasses alluviales colonisées par la végétation a pour conséquence d'augmenter la résistance à l'érosion et de maintenir les sédiments en place.

Ce phénomène favorise l'elevation des dépôts des matériaux en hauteur , ainsi que l'avancée du lobe du méandre (point bar).

Elle a pour conséquence la réduction du lit de l'oued et la diminution de sa hauteur et l'augmentation de son énergie déstructuré au niveau des zones concaves.

CHAPITRE II : Présentation de la Zone d'Etude

Présence de matériels grossiers transporté par les eaux de crues par glissement ,roulement (charriage) dans la nappe alluviale (convexe)



Figure II.8: Zones de dépôts de tout venant au niveau du lit d'Oued M'zi (Convexes)

Formation d'une terrasse alluviale sur la rive droite (partie convexe du méandre).



Figure II.9: Zone convexe (Rive Droite)

CHAPITRE II : Présentation de la Zone d'Etude

* **Zones concaves** : Ce sont des zones situées à l'opposé des zones convexes , c'est le lieu où l'érosion se manifeste par le sapement des berges . dans le cas de l'oued m'zi on observe la destruction du mur en gabions . La zone concave se déplace vers la zone terrestre.



Figure II.10: Zones concaves

Destruction du mur de protection des berges d'Oued M'zi (Mur en gabions) et une partie du tronçon de la route par la crue torrentielle



Figure II.11: Zone d'érosion (concave)

CHAPITRE II : Présentation de la Zone d'Etude

***Chenal rectiligne :** Ecoulement uniforme , absence des dépôts et érosion durant les crues importantes.



Figure II.12: Chenal rectiligne

II.5 Avis technique:

Dans le but de limiter les dégâts au niveau des ouvrages aux voisinage d'Oued M'zi(voies de circulation Khat El Oued ,pontsetc) ilya lieu d'élargirle lit ou du moins le rendre à son état initial afin de dimineur l'énergie destructrice(zone concave) par l'enlèvement de sable , arrachage des végétaux dans les zones covexes.

Ces travaux permettent de rendre plus ou moins rectiligne l'écoulement de l'oued (érosion des barages et limitation des dépôts).

II.6 Conclusion :

Notre objectif principal dans ce chapitre est de présenter la zone d'étude et d'établir un état des lieux global sur la berge d'Oued M'zi. Cela a consisté à observer (inspecter), comprendre, noter et renforcer en premier lieu la route communale de Khat el Oued touchée par les désordres suite à la crue brutale du 30 Septembre 2016et d'y remédier par la réalisation d'un tronçon de mur de soutènement.

CHAPETRE III

ETUDE ET CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons la qualité du sol en raison de sa grande importance dans la construction du mur de soutènement, et nous fournirons également une définition générale du programme (CYPE 2015). La conception des murs de soutènement pour béton armé diffère grandement de celle des murs gravitaires, où le sol est maintenu par un voile vertical dont l'équilibre est assuré par une base s'étendant sous le mur, et cette fondation supporte le poids du sol dont le rôle de stabilisateur est évident. La partie la plus sensible du travail est située le voile est attaché à la semelle, où se développent des moments de flexion proéminents. L'étude géotechnique nous permettra donc de déterminer le type de structure d'autorité à calculer.

III.2 Géologie du site :

La reconnaissance géologique du site a été faite par l'identification des affleurements superficiels, complétée par l'implantation et la réalisation de Trois (03) sondages carottés, implantés sur le site.

Les coupes lithologiques des sondages peuvent être présentées comme suit :

* Sondage N° 1

0.00-3-50m : Tout Venant d'Oued .

3-50-4.00 m : Limon argileux à Argile limoneuse de couleur marron à jaune .

4.00-9.50 m: Grés friable rougeâtre devenant compact en profondeur, contenant des passages rocheux de nature carbonaté (4.50-5.00).

9.50- 10.00m : Marne très fracturé verdâtre.

* Sondage N° 2

0.00-7.00m : Tout Venant d'Oued.

7.00-10.00m : Limon argileux a argile limoneuse de couleur marron à jaune.

* Sondage N° 3

0.00- 5.50m : Remblais.

5.50-9.50m : Sable grossier rougeâtre.

9.50-10.50m : Tout venant d'Oued (Galet) .

10.50-12.00m : Sable grossier intercalé par des passages de limon argileux à argile limoneuse friable.

Des résultats obtenus à partir de l'opération de sondage, on peut conclure que le terrain dans l'ensemble est formé d'un dépôt alluvionnaire d'une épaisseur très importante dans le lit majeur d'Oued M'zi.

Il est montré dans la figure suivante l'emplacement les sondages effectués pour déterminer la capacité portante du sol existant sous la chaussée de la route communale de Khat El Oued.



Figure III.1: Photo satellitaire de l'implantation des sondages

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement



Figure III.2: Photo des caisses de sondage

III.3 Résultats du sondage pressiométrique :

L'essai pressiométrique est un essai de force portante particulier effectué in situ (dans un forage). C'est un essai de chargement statique du terrain en place, Il consiste à appliquer sur la paroi du forage par l'intermédiaire d'une sonde cylindrique dilatable une pression croissante jusqu'à la rupture du terrain, si possible. A chaque palier de pression, on relève l'accroissement de volume de la sonde. Les mesures réalisées sont portées sur des diagrammes pressio-géologiques établis pour chaque forage et qui représentent la juxtaposition du profil géologique obtenu à partir de l'analyse des carottes de forage et du profil pressiométrique avec les valeurs de E et p_l . L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

Il permet un calcul précis de la force portante du sol et des tassements sous fondation. L'essai pressiométrique de type Ménard (norme NF P 94-110) présente de nombreux avantages. En effet, cet essai est praticable dans tous les types de sols et de roches et c'est le seul essai fournissant à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.

III.3.1 Caractéristiques pressiométrique :

Les essais pressiométrique réalisés sur le site au niveau des forages **SP01** , **SP02** et **SP03** ont permis de calculer à partir des diagrammes de chargement, les caractéristiques pressiométrique suivantes :

a) Les résultats des essais pressiométrique :

➤ **SP₀₁**

N°	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux			
	Chantier	Forage	Pro (m)	P ₀ (MPa)	P _{lm} (MPa)	E _M (MPa)	E _M élastique (MPa)
1	O.A Sidi. H	SP ₀₁	1,00	0,16	0,18	2,0	2,0
2	O.A Sidi. H	SP ₀₁	3,00	0,09	0,12	1,2	1,2
3	O.A Sidi .H	SP ₀₁	5,00	0,12	0,25	2,8	2,8

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

4	O.A Sidi. H	SP ₀₁	7,00	0,81	1,18	24,6	24,6
5	O.A Sidi. H	SP ₀₁	9,00	1,30	2,07	67,4	67,4
6	O.A Sidi. H	SP ₀₁	10,00	2,11	3,80	74,4	74,4
7	O.A Sidi. H	SP ₀₁	12,00	3,13	4,30	97,2	97,2
8	O.A Sidi. H	SP ₀₁	14,00	3,65	4,38	389,7	389,7
9	O.A Sidi. H	SP ₀₁	16,00	4,17	4,82	301,5	301,5
10	O.A Sidi. H	SP ₀₁	18,00	4,69	5,63	113,8	113,8
11	O.A Sidi. H	SP ₀₁	20,00	5,21	6,25	274,6	274,6
12	O.A Sidi. H	SP ₀₁	22,00	5,23	6,28	260,1	260,1
13	O.A Sidi. H	SP ₀₁	25,00	5,26	6,31	285,7	285,7
14	O.A Sidi. H	SP ₀₁	27,00	5,28	6,34	330,8	330,8
15	O.A Sidi. H	SP ₀₁	29,00	5,30	6,36	301,5	301,5

Tableau III.1: Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°1

➤ **SP₀₂**

N°	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux			
	Chantier	Forage	Pro (m)	P ₀ (MPa)	P _{lm} (MPa)	E _M (MPa)	E _M élastique (MPa)
1	O.A Sidi. H	SP ₀₂	2,00	0,22	0,28	1,9	1,9
2	O.A Sidi. H	SP ₀₂	4,00	0,27	0,37	3,3	3,3
3	O.A Sidi. H	SP ₀₂	6,00	0,40	0,48	3,9	3,9

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

4	O.A Sidi. H	SP ₀₂	8,00	0,54	0,68	10,4	10,4
5	O.A Sidi. H	SP ₀₂	10,00	1,21	1,89	21,1	21,1
6	O.A Sidi. H	SP ₀₂	12,00	4,13	4,96	234,3	234,3
7	O.A Sidi. H	SP ₀₂	14,00	4,65	5,58	481,8	481,8
8	O.A Sidi. H	SP ₀₂	16,00	5,17	6,20	721,2	721,2
9	O.A Sidi. H	SP ₀₂	18,00	3,69	4,43	245,6	245,6
10	O.A Sidi. H	SP ₀₂	20,00	5,21	6,25	712,8	712,8
11	O.A Sidi. H	SP ₀₂	22,00	5,23	6,28	719,3	719,3
12	O.A Sidi. H	SP ₀₂	24,00	5,25	6,30	755,0	755,0
13	O.A Sidi. H	SP ₀₂	26,00	5,27	6,32	415,5	415,5
14	O.A Sidi. H	SP ₀₂	28,00	5,29	6,35	744,9	744,9
15	O.A Sidi. H	SP ₀₂	30,00	4,81	5,77	401,4	401,4

Tableau III.2: Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°2

➤ SP₀₃

N°	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux			
	Chantier	Forage	Pro (m)	P ₀ (MPa)	P _{lm} (MPa)	E _M (MPa)	E _M élastique (MPa)
1	O.A Sidi. H	SP ₀₃	2,00	0,22	0,27	4,8	4,8
2	O.A Sidi. H	SP ₀₃	4,00	0,18	0,40	2,2	2,2
3	O.A Sidi. H	SP ₀₃	6,00	0,27	0,46	8,9	8,9
4	O.A Sidi. H	SP ₀₃	8,00	0,59	0,81	8,6	8,6
5	O.A Sidi. H	SP ₀₃	10,00	1,01	1,40	41,5	41,5

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

6	O.A Sidi. H	SP ₀₃	12,00	0,53	0,76	31,5	31,5
7	O.A Sidi. H	SP ₀₃	14,00	1,25	1,91	67,0	67,0
8	O.A Sidi. H	SP ₀₃	16,00	1,50	2,71	85,4	85,4
9	O.A Sidi. H	SP ₀₃	18,00	3,56	4,27	666,1	666,1
10	O.A Sidi. H	SP ₀₃	20,00	3,47	4,17	450,2	450,2
11	O.A Sidi. H	SP ₀₃	22,00	1,38	1,99	37,0	37,0
12	O.A Sidi. H	SP ₀₃	24,00	4,08	4,90	253,4	253,4
13	O.A Sidi. H	SP ₀₃	26,00	4,68	5,62	466,2	466,2
14	O.A Sidi. H	SP ₀₃	27,00	4,65	5,57	246,6	246,6
15	O.A Sidi. H	SP ₀₃	28,00	4,75	5,70	595,4	595,4
16	O.A Sidi. H	SP ₀₃	29,00	4,79	5,74	512,0	512,0
17	O.A Sidi. H	SP ₀₃	30,00	4,94	5,93	409,1	409,1

Tableau III.3: Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°3

III.4 Essais de Laboratoire:

Il y a lieu de rappeler qu'un programme des essais de laboratoire a été établi par le LTP Sud, le prélèvement intéresse beaucoup plus les formations marneuses où seront implantés les pieux. Les essais réalisés en laboratoire sur les échantillons non remaniés ont porté essentiellement sur:

- **Mesure de poids volumique sec γ_d (t/m³)**

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_t}$$

P_s: poids des particules solides et **V_t:** volume total

- **Poids volumique apparent ou poids volumique humide γ_h**

$$\gamma_h = \frac{P_t}{V_t}$$

P_t : poids total du matériau et **V_t:** volume total du matériau

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

■ mesure de la teneur en eau naturelle W_n (%)

C'est la caractéristique la plus facile à déterminer. La teneur en eau se détermine par deux pesées. Une première pesée de l'échantillon à l'état initial donne la masse m de l'échantillon humide et une deuxième pesée, après passage à l'étuve à 105°C pendant 24 heures (évaporation de l'eau libre et de l'eau capillaire), donne la masse sèche de l'échantillon.

$$W_n = \frac{P_w}{P_s}$$

P_w : poids de l'eau et P_s : poids des particules solide

■ Masse volumique apparente γ_d t/m³

<i>N° du Sondage</i>			
<i>Densité KN/m³</i>	1	2	3
γ_d maximal	20	19	18
γ_d moyenne	19	20	18

Tableau III.4: Masse volumique apparente.

■ Teneur en eau naturelle (W_n %)

<i>N° du Sondage</i>	1	2	3
W_n (%)	5.10	8.20	12.30

Tableau III. 5 : Teneur en eau naturelle.

- La teneur en eau naturelle est comprise entre 5.10 % et 12.30 %, donc c'est un sol Faiblement humide

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

III.5 Caractéristiques géotechniques du sol :

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques du sol suite aux échantillons prélevés selon les emplacements désignés dans la figure III.1, il est préconisé de soumettre ces échantillons aux essais au laboratoire:

- ✓ Analyses granulométriques ;
- ✓ Limited'Atterberg ;
- ✓ Analyses chimiques ;
- ✓ Essai de cisaillement rectiligne UU;

a-Analyse granulométrique:

Les analyses granulométriques effectuées sur des échantillons prélevés du dépôt alluvionnaire, ont montré la distribution granulaire suivante résumée dans le tableau ci-dessous :

Echantillon	% Gravier	%Gros sable	%Sable fin	%Limon	%Argile
S1 :0.00- 3.50	02	82	04	/	/
S1 :3.50- 4.00	00	00	24	46	30
S1:4.00- 4.50	02	70	28	/	/
S1:6.00- 9.00	10	66	24	/	/
S2 :3.00- 7.00	02	88	10	/	/
S2 :7.00- 10.00	12	22	30	06	30

Tableau III.6: Analyse granulométrique

Ces résultats ont montré qu'il s'agit d'un sable grossier à fin limoneux argileux à argileux limoneux. Il est à noter que l'analyse granulométrique n'a été effectuée que sur la fraction inférieure à 10 mm.

b- limites d'Atterberg :

Les mesures des limites d'Atterberg effectuées sur la fraction fine, ont révélé les paramètres suivants :

- ✓ Limite de liquidité est 48%
- ✓ Limite de plasticité est 25%
- ✓ L'indice de plasticité est 27 %.

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

Ces résultats montrent que la fraction fine du sable possède une plasticité faible voire nulle. Cela veut dire que le sol permet une portance à la structure de soutènement qui doit être réalisée.

c- Analyse chimique:

L'analyse chimique consiste à déterminer la teneur de certains éléments chimiques dans le sol tel que : les sulfates, les gypses, les matières organiques,...et cela pour prévoir les caractéristiques du Béton à utiliser pour qu'il aura une bonne résistance vis à vis de L'environnement auquel il appartient.

L'analyse chimique sommaire a donné les pourcentages suivants :

Echantillon	% Insolubles	% Sulfates	% carbonates	Facies
S1 0.00- 3.50	84.80	0.34	9.00	Sable
S1 3.50- 4.00	60.43	0.48	39.00	Sable limoneux
S1 4.00- 4.50	84.47	0.58	10.00	Sable
S1 6.00- 9.00	90.95	/	9.00	Sable
S1 9.50- 10.00	90.66	/	9.00	Sable
S2 3.00- 7.00	86.42	0.36	10.00	Sable
S2 7.00- 10.00	86.44	0.17	8.00	Sable

Tableau III.7:Analyse chimique [11] .

Ces résultats confirment la description visuelle. Il s'agit d'un sable contenant des traces de gypses.

Les analyses chimiques ont montré que le sol est agressif vis-à-vis du Béton, il est recommandé donc d'utiliser un ciment résistant aux sulfates pour les coulages de Béton des infrastructures.

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

d- Essai de cisaillements rectiligne UU :

Les caractéristiques intrinsèques exprimées par l'angle de frottement et la cohésion sont :

Echantillon	L'angle de frottement interne (ϕ_{uu})	Cohesion (C_{uu})
S10.00-3.50	31.84	0.14
S13-50- 4.00	30.43	0.53
S1 4.00-4.50	26.12	0.51
S1 6.00- 9.00	29-42	0.36
S2 3.00- 7.00	30.37	0.39
S2 7.00- 10.00	30.01	0.43
S30.00- 6.00	30.02	0.12
S3 8.00-10.00	30.04	0.14

Tableau III.8:Essai de cisaillements rectiligne UU [11]

III.6 Interprétation des résultats :

Les résultats de différents essais ont montré que le sol devant recevoir les fondations de l'ouvrage est formé d'un sol sableux de nature siliceuse qui contient parfois des fractions peu plastiques, et qu'il travaille beaucoup plus au frottement, ce type de sol est généralement très affouillable.

III.6.1 Type de fondation :

Vu la nature géologique du terrain et tenant compte de la nature de la portance du chemin communal de Khat El Oued, nous proposons de faire l'étude sur une Structure de soutènement sous Mur avec semelle filante en Béton Armé dont les dimensions sont à calculer.

III.7 Prédimensionnement :

Notre projet que nous avons étudié. 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.

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

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.

$$h = 730 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur de la semelle : } \frac{h}{2} < B < \frac{2h}{3} \quad \text{On prend } B = 360 \text{ cm}$$

$$\text{L'épaisseur : } e_0 = \frac{h}{24} = \frac{730}{24} \quad \text{On prend } e_0 = 30 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur de patin : } b_1 = \frac{B}{3} = \frac{360}{3} \quad \text{On prend } b_1 = 120 \text{ cm}$$

$$b_2 = 160 \text{ cm}$$

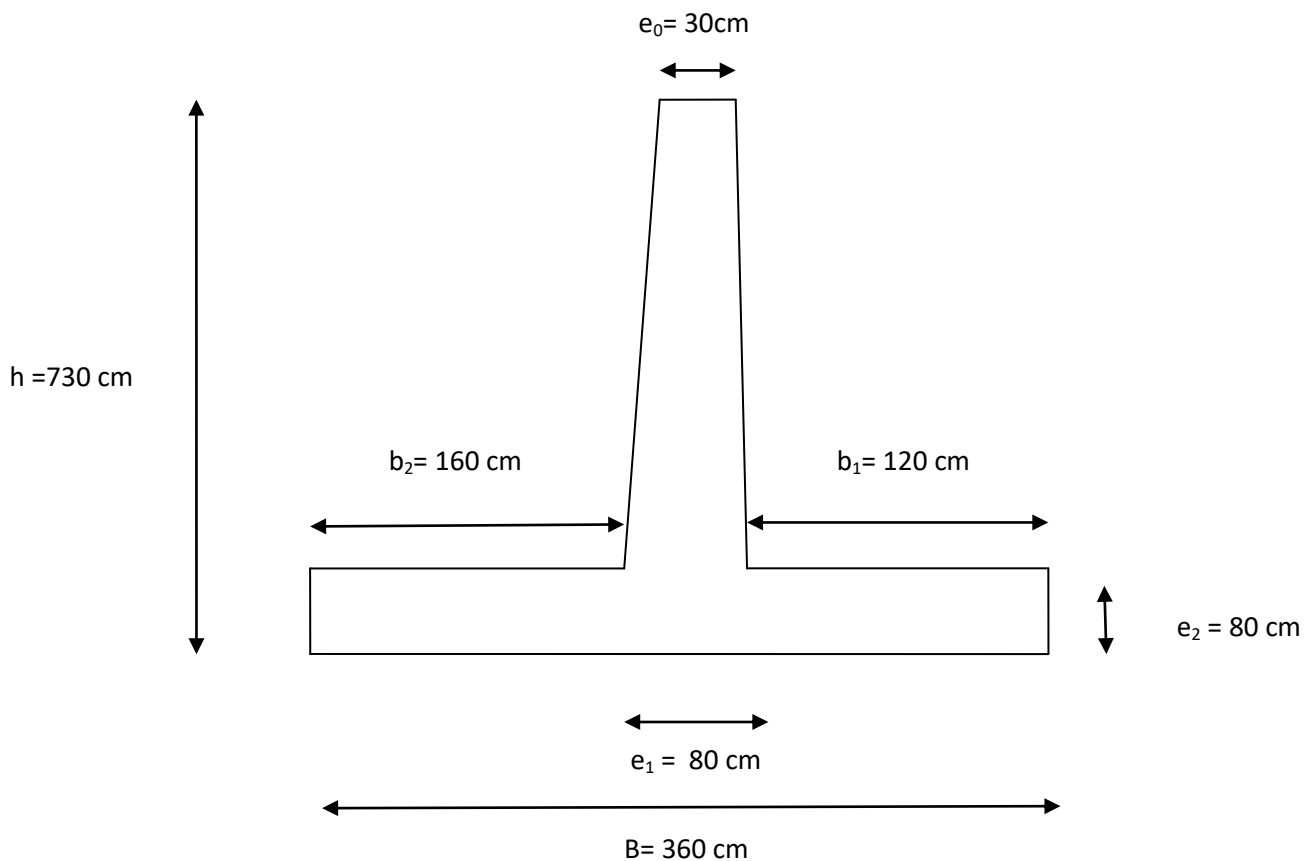


Figure III.3: Prédimensionnement de mur de soutènement.

III.8 Calcul du mur par Le programme CYPE :

III.8.1 Présentation de programme :

CYPE est un software destiné aux projets de construction en béton armé et en acier. Il permet l'analyse spatiale, le dimensionnement de tous les éléments structuraux, l'édition des armatures et des sections et l'obtention des plans de construction de la structure.

Il réalise le calcul de structures tridimensionnelles constituées d'éléments porteurs et de planchers, ainsi que leurs fondations.

Il permet également de dimensionner automatiquement les éléments en béton armé et métalliques.

Si vous disposez de CYPE , vous pouvez intégrer des ouvrages réalisés avec ce dernier (profils en acier et en bois) avec 6 degrés de liberté par nœud et réaliser dans CYPE le dimensionnement et l'optimisation des sections.

Avec CYPE, le projeteur à en main un outil précis et efficace pour la résolution de tous les aspects relatifs au calcul des structures en béton de tout type. Le programme est adapté aux dernières normes de nombreux pays.

- Deux versions sont disponibles :

1. Complète. Cette version comprend l'ensemble des possibilités du programme. Elle ne possède aucune limitation quant au nombre de poteaux, de niveaux, de mètres carrés de planchers, etc.
2. Limitée. Cette version permet de calculer des structures avec un maximum de 30 poteaux, 4 groupes ou types de niveaux différents, 5 niveaux au total et 100 mètres linéaires de murs.

Des aides associées aux options des dialogues et des fenêtres sont incorporées au programme et facilitent son utilisation.

Avec CYPE, vous aurez toujours le contrôle total du projet. Sans risque.

- Le programme CYPE, un outil performant permettant d'effectuer les calculs géotechniques et les calculs de la structure en béton armé et charpentes acier et Eléments de Soutènement (résistance ultime, surface théorique de ferrailage et murs en console et écrans de soutènement etc.). **Murs de soutènement en béton armé** , Ce programme a été conçu pour le dimensionnement et la vérification des

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

murs en béton armé pour le soutènement des terres travaillant en console. Il réalise le prédimensionnement automatique de la géométrie, le calcul du ferrailage de l'élévation du mur et le dimensionnement géométrique de la semelle du mur et de son armature.

Le programme permet aussi d'effectuer le Prédimensionnement de la section transversale de l'élément de la structure en béton armé.

Prescriptions des normes françaises suivantes :

- ✓ paramètres géotechniques : DTU 13.12 ou Fascicule N° 62 - Titre
- ✓ Ferrailage : BAEL 91 ou BAEL 91 mode.99



Figure III.4 : Interface de cype 2015

Les calculs des murs de soutènement sont effectués conformément aux caractéristiques les plus importantes du programme CYPE Murs de soutènement sont les suivantes:

- La création de projet.
- La saisie de la géométrie du mur et des données géotechniques.
- La définition des phases de construction et de service.
- Le calcul et dimensionnement du mur, analyse des cercles de glissement.

- L'optimisation de la géométrie et du ferrailage.
- Les notes de calculs et plans.
- LA forma géotechniques.
- Personnalisation des systèmes d'unités utilisés, des formats d'affichage .
- Définition du sol composé de différents strates et de nappe phréatique.
- Calculs des armatures du mur de soutènement pour la flexion et fissuration .
- Génération du dessin des armatures dans l'éditeur des plans d'exécution du logiciel CYPE.
- Édition et modification de la base de sols ; il est également possible de charger les stratifications du sol à partir des autres logiciels (CYPE , ROBOT EXPERT , Semelles, etc.)
- Quantitatif béton, coffrage .
- Définition de la section d'acier théorique dans le voile et la semelle.
- Définition des combinaisons dimensionnantes lors de la vérification de la résistance du mur de soutènement.
- Génération des types d'armatures.
- Calcul du déplacement et du renversement du mur.
- des valeurs numériques, des caractéristiques des matériaux.
- Vérification de la stabilité au renversement et au glissement.
- Sélection de la géométrie du mur de soutènement.

III.8.2 Géométrie du structure (mur) :

L'introduction géométrique d'un ouvrage dans CYPE se fait dans les vues par étage des différents niveaux de la structure, de la même manière dont les plans sont visualisés, afin d'éviter l'introduction de données en trois dimensions qui est plus complexe.

CYPE permet d'introduire les données d'une structure de différentes façons:

- Importation de fichiers au format IFC générés par des logiciels CAO/BIM
- Interpretations des informations des fichiers DXF ou DWG

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

- Structures 3D intégrées (Structures CYPE 3D)
- En utilisant des fichiers DXF ou DWG comme fonds de plan
- Par coordonnées globales ou relatives

Lors de l'introduction d'une structure, vous pourrez utiliser à votre convenance tous les options décrites ci-dessus.

Mur

SEMELLE FILANTE

Hauteur: 6.50 m

Épaisseur supérieure: 30.0 cm

Épaisseur inférieure: 80.0 cm

Avec patin et talon

Épaisseur / Hauteur: 80 cm

Débord avant / arrière: 160.0 / 120.0 cm

Béton de propreté: 10 cm

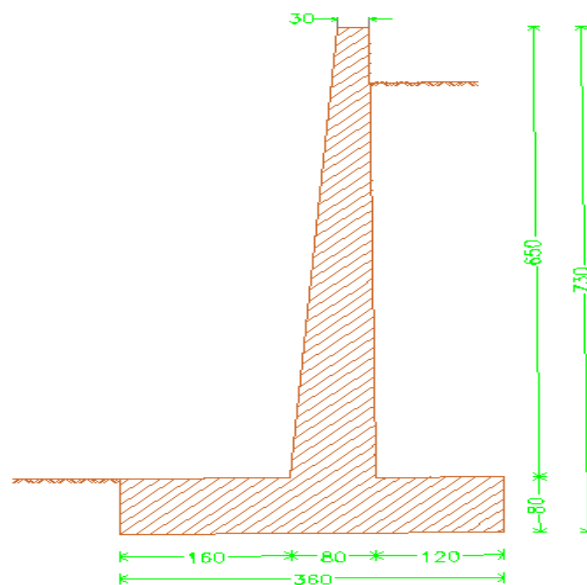


Figure III.5: donnée de Géométrie (mur).

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

III.8.3 Présentation de l'interface:

Après la sélection de l'onglet Général, la boîte de dialogue Géométrie prend la forme suivante.

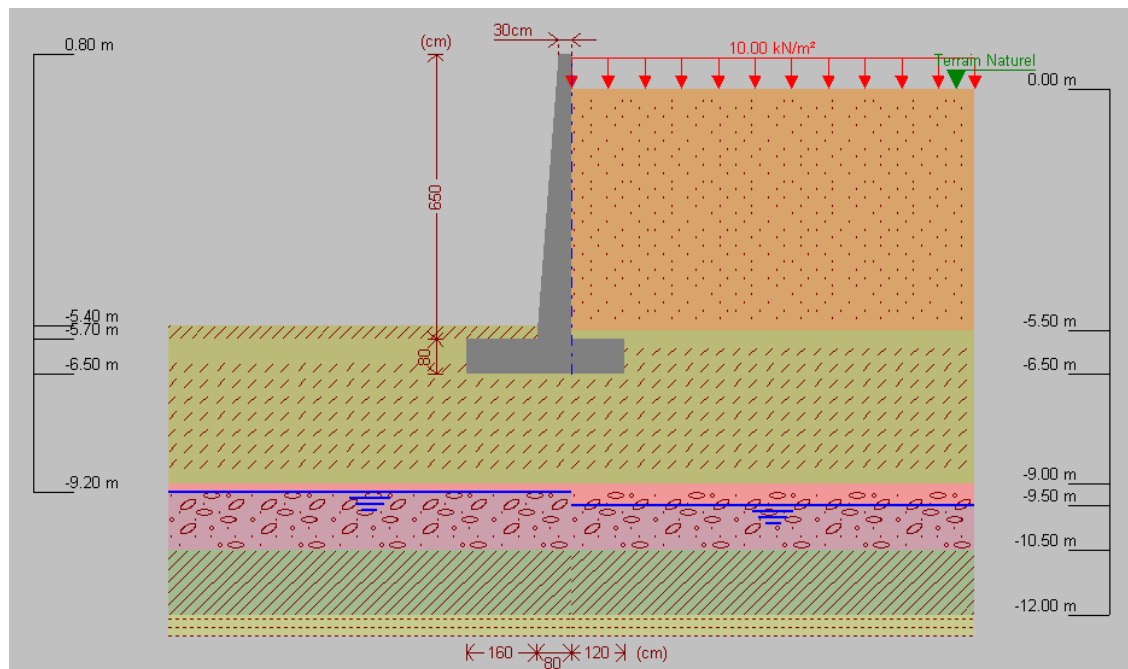


Figure III.6: donnée de Géométrie (général).

III.8.4 Phases constructives :

Vous pouvez définir les différentes phases ou étapes de construction, en indiquant:

- Différentes profondeurs d'excavation.
- Planchers sur différents niveaux.
- Charges extérieures appliquées au terrain.
- Charges en tête du mur.
- Niveau phréatique

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

a. Introduction des données de Terrain :

Vous pouvez établir des couches d'épaisseurs différentes avec les caractéristiques obtenues dans la bibliothèque de terrains courants. Vous pouvez également y ajouter vos propres types de sol avec leurs caractéristiques.

Vous pouvez indiquer le niveau phréatique ou affleurement de roche.

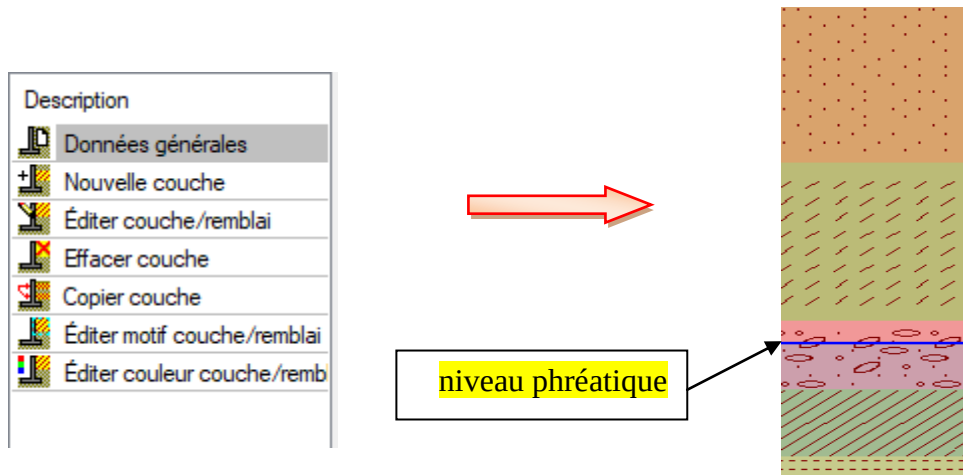


Figure III.7: donnée de géologie (terrain).

b. Introduction des données de calcul du Voile :

Cette option nous permet de diviser le mur en sections. Les renforts seront répartis uniformément dans chaque section. Les sections successives que vous ajoutez avec le programme seront toujours saisies de haut en bas comme suit.

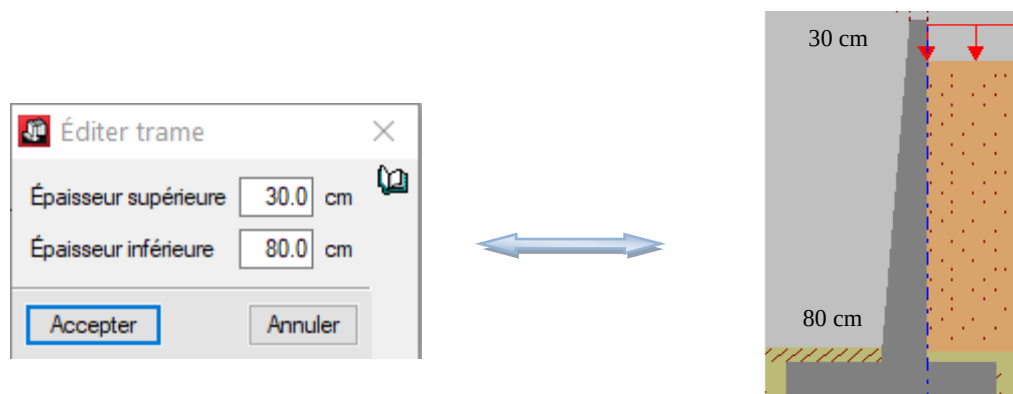


Figure III.8: donnée de Géométrie (voile).



Figure III.9: Vue sur la réalisation d'une première voile

c. Introduction des données de calcul de la semelle :

Il est nécessaire que le sol d'assise de la fondation situé au niveau inférieur de la semelle soit à une profondeur suffisante pour qu'il ne gèle pas. Cette profondeur hors gel varie suivant les régions et la nature du sol. Le mur de soutènement reçoit des contraintes latérales (poussées des terres). C'est pourquoi, il est important de réaliser une fondation appropriée.

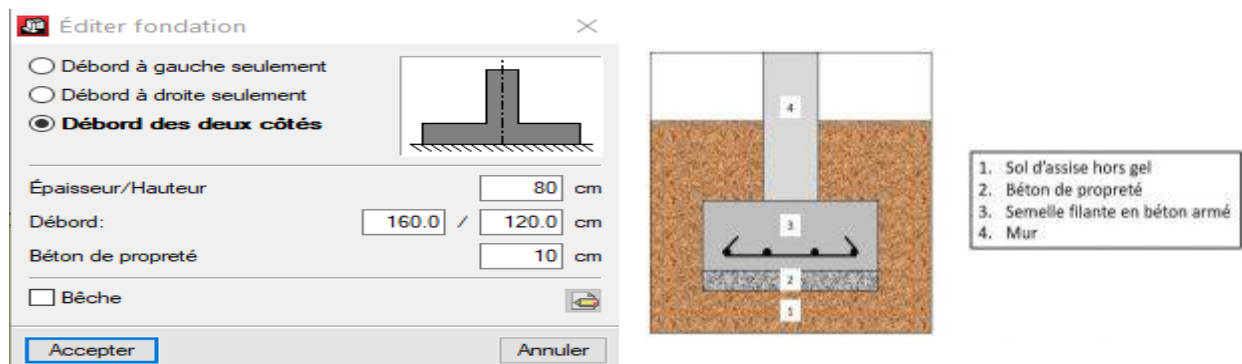


Figure III.10: donnée de Géométrie (semelle).



Figure III.11 : Vue sur la réalisation de première semelle

d. Introduction des données de Charge permanente et poussée des terres avec surcharges :

Les combinaisons que réalise le programme à partir de ces hypothèses sont celles correspondant à la norme avec laquelle se calcule l'ouvrage, avec les coefficients de la pondération appropriée. Étant donné le grand nombre de combinaisons nécessaires pour l'application des coefficients de pondération, qui peuvent être différents pour chaque hypothèse simple, le programme montre les graphiques correspondants aux combinaisons significatives avec coefficient de pondération égal à l'unité, comme par exemple: Charge permanente et poussée des terres, charge permanente et poussée des terres avec surcharges et Poids propre et poussée des terres avec pourcentage de surcharge et de séisme . L'effet d'une hypothèse simple déterminée peut être déduit pour le reste de ces combinaisons.

Le programme prend en compte plusieurs hypothèses simples, de la forme Suivante :

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

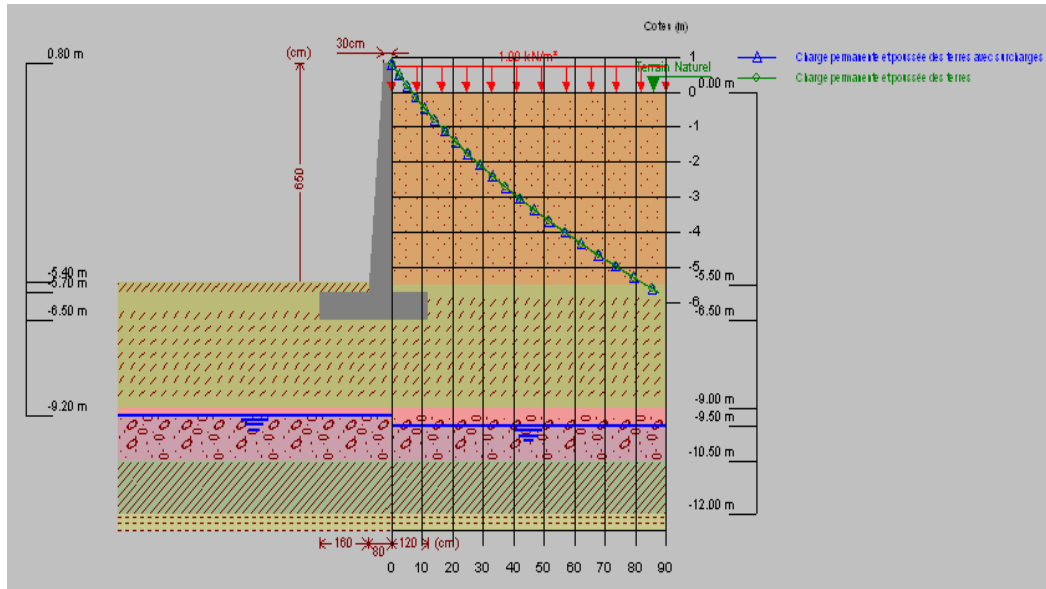


Figure III.12: donne des résultants d'effort normal

❖ Graphique des diagrammes d'efforts normaux :

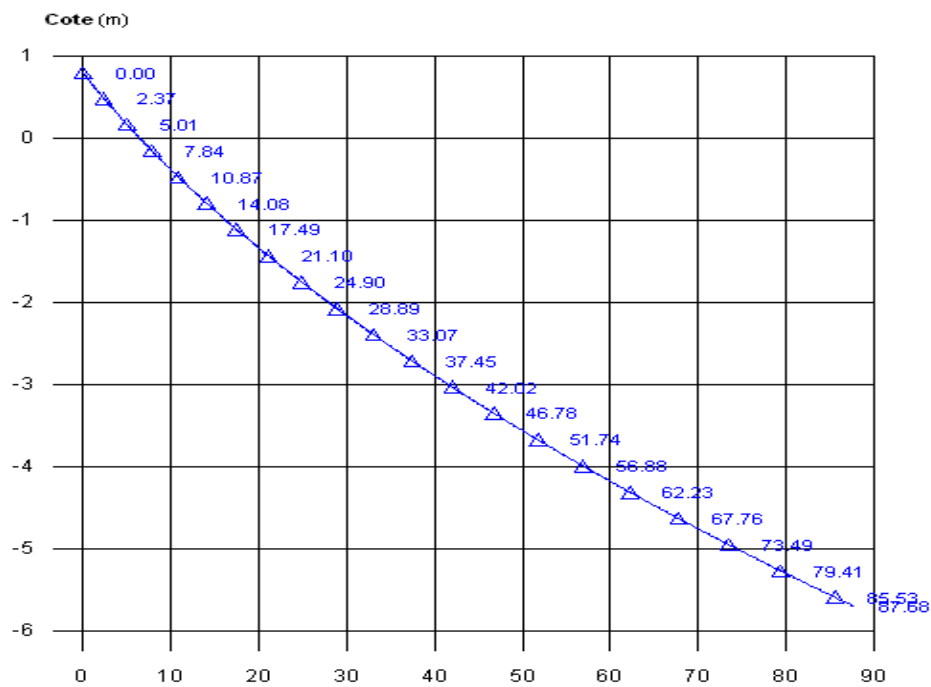


Figure III.13: Diagramme d'effort normal (kn/m)

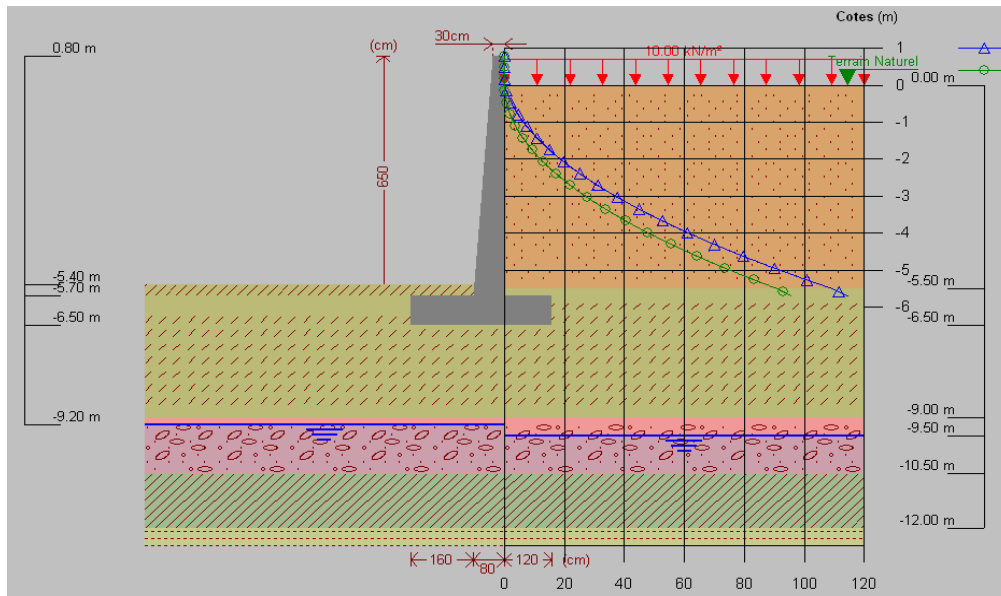


Figure III.14: donne des résultants d'effort tranchant

❖ Graphique des diagrammes d'efforts tranchant :

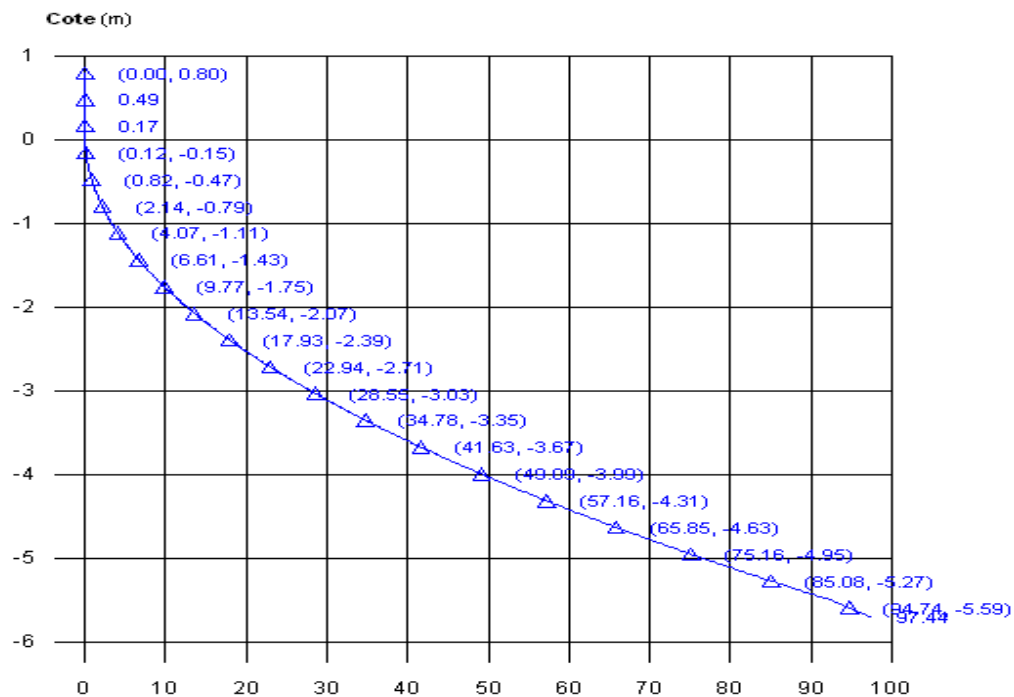


Figure III.15: Diagramme d'effort tranchant (kn/m)

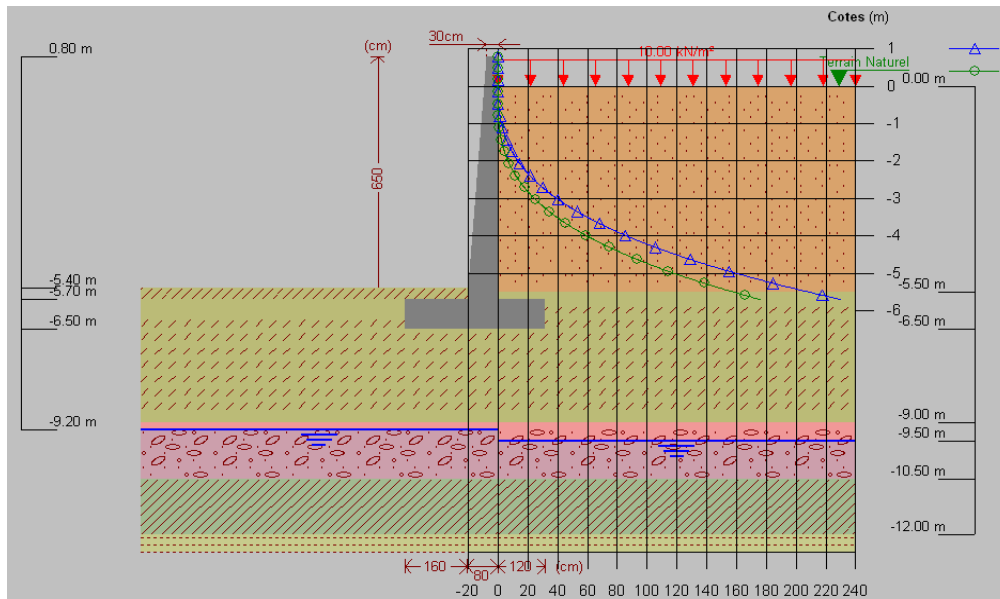


Figure III.16: donne des résultants de moments fléchissants

❖ Graphique des diagrammes de moments fléchissants :

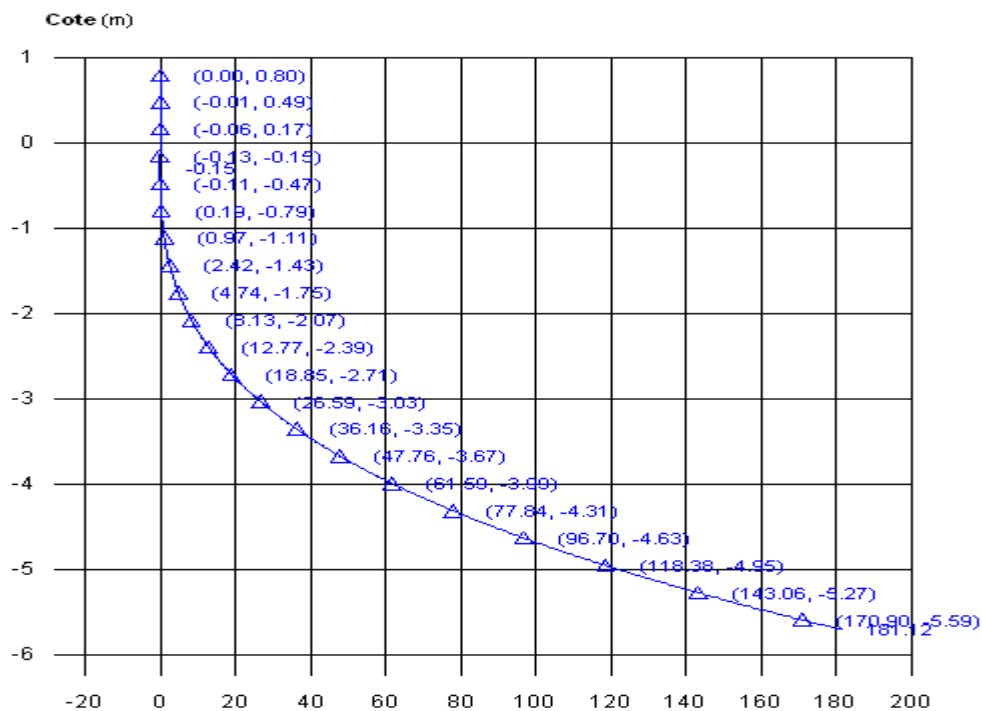


Figure III.17: Diagramme d'effort de moments fléchissants (KN.m/m)

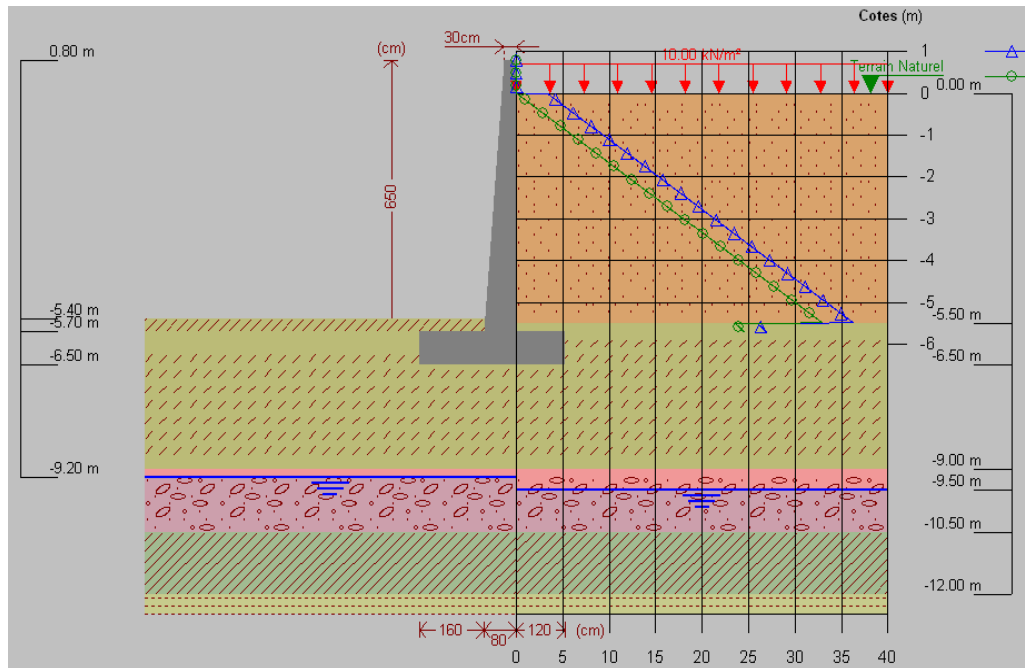


Figure III.18: donne des résultants de poussée

❖ Graphique des diagrammes de poussée :

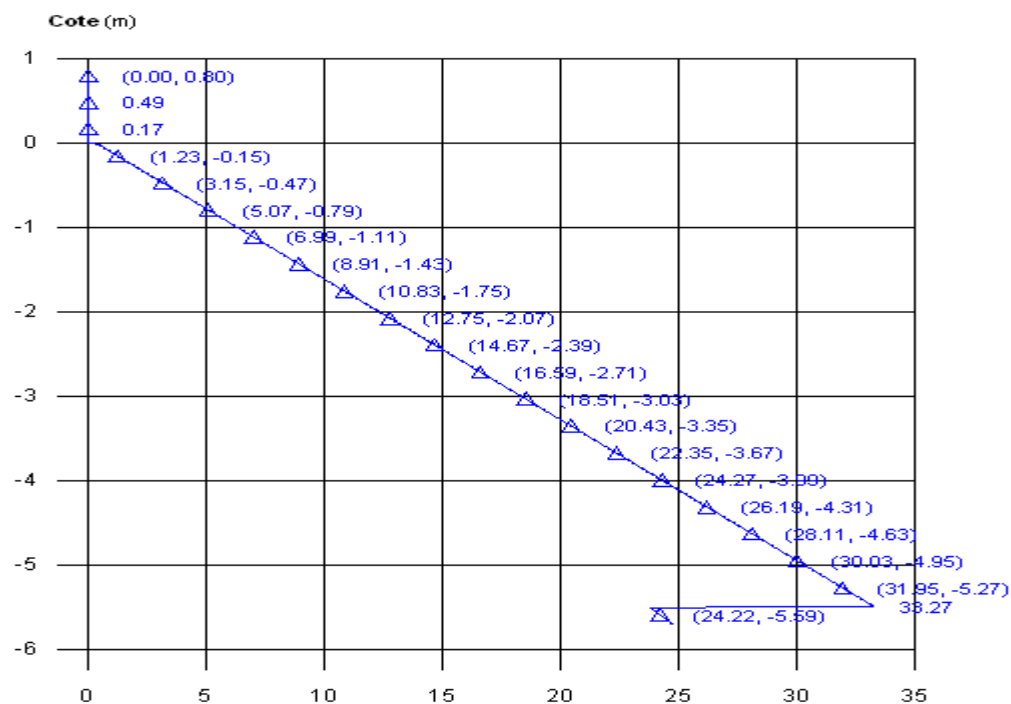


Figure III.19: Diagramme de poussée (KN/m²)

CHAPITRE III : Etude et Calcul des Murs de Soutènement

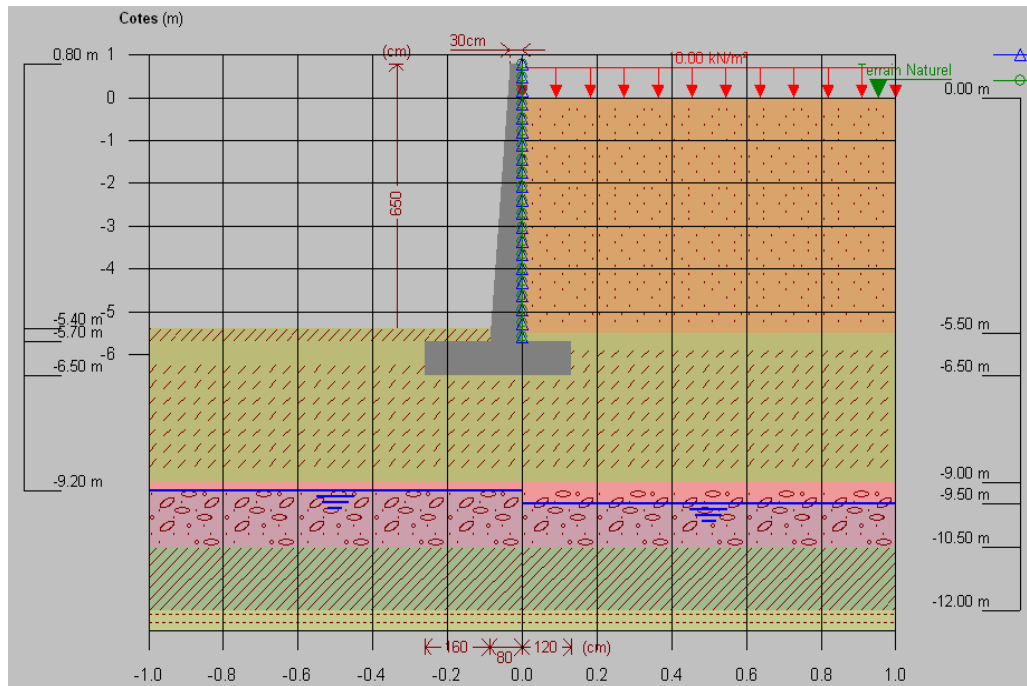


Figure III.20: donne des résultants de Pression hydrostatique

❖ Graphique des diagrammes de Pression hydrostatique :

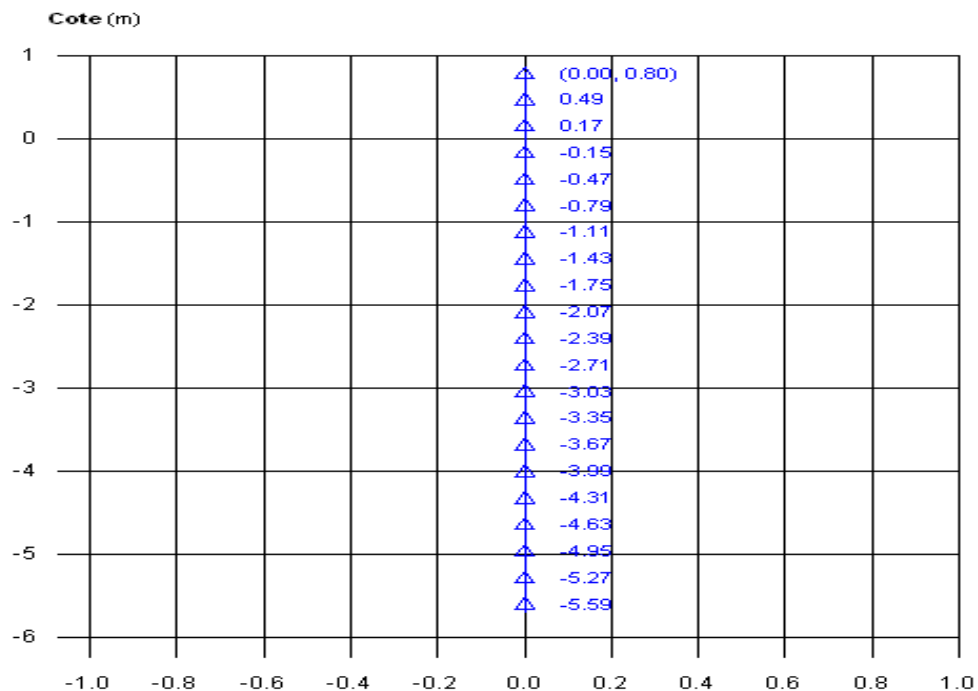


Figure III.21: Diagramme de Pression hydrostatique (KN/m²)

f. Vue la Structure de Mur soutènement (3D):

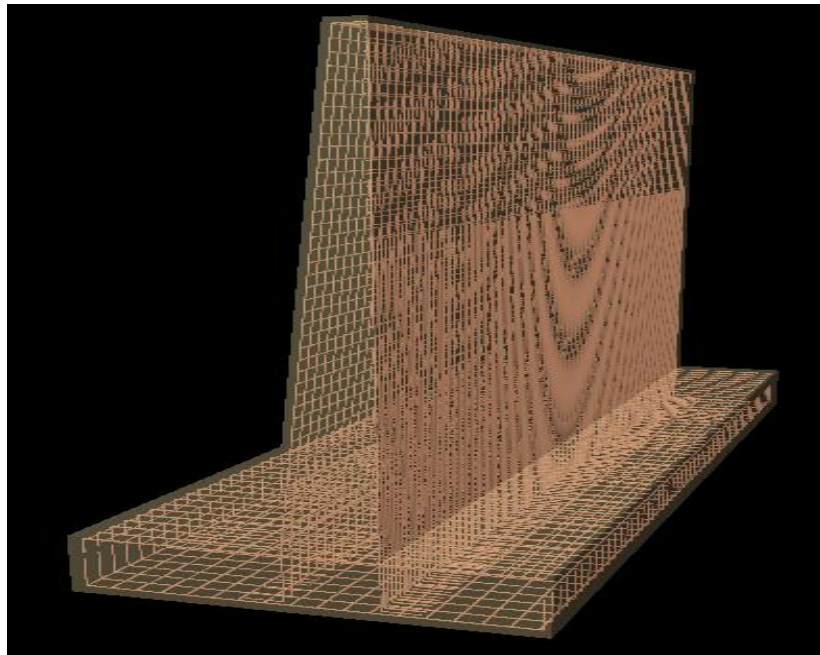


Figure III.23: Vue sur l'interface de Structure mur soutènement (armature + béton+ matériaux) .

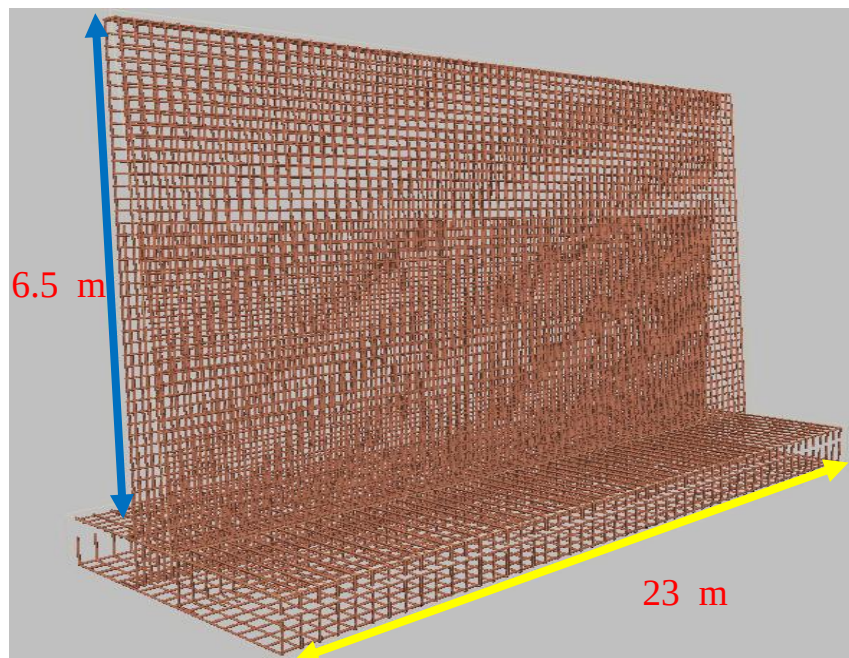


Figure III.24: Vue sur l'interface de Structure mur soutènement (armature)

III.9 Conclusion :

Chaque technique de construction d'un mur de soutènement répond à des besoins bien précis. Un mur de soutènement est un mur vertical qui retient la terre et s'oppose à sa poussée. Sa construction doit donc être réalisée parfaitement pour assurer une solidité et une durée de vie optimale.

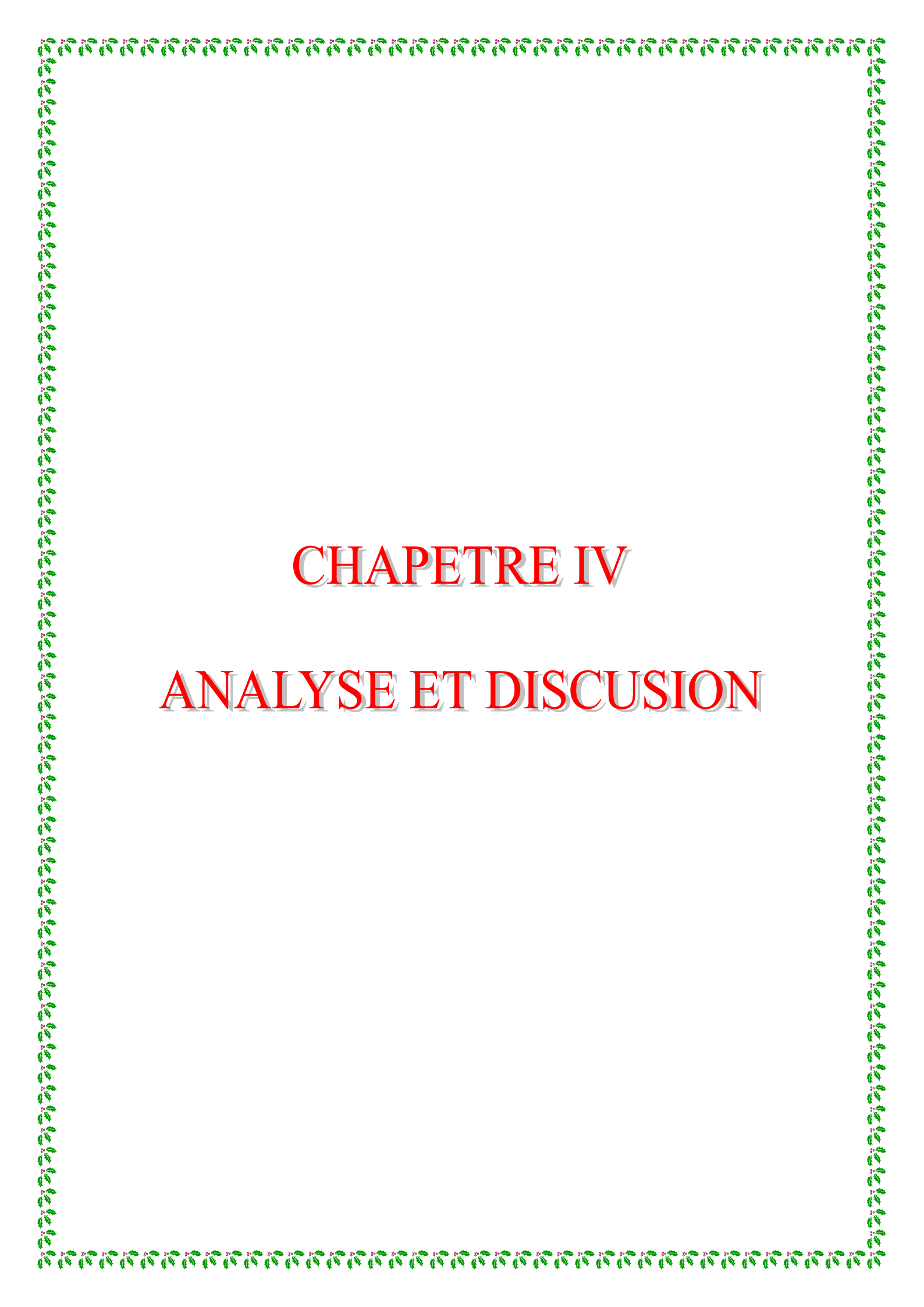
La qualité des mesures réalisées sur cet ouvrage en font un bon exemple pour la vérification des modèles utilisés dans le calcul des rideaux de soutènement.

et Il existe différents types de soutènements. Le choix entre les types de soutènements doit être fait en fonction :

- Du degré de la pente et le dénivelé du terrain.
- Du type de terre (terre simple, cailloux, graviers.
- De la quantité de terre à retenir en m³.
- De la hauteur du mur à réaliser ainsi que sa longueur.

*Ce programme a été conçu pour CYPE 2015 de Murs de soutènement en béton armé, le dimensionnement et la vérification des murs en béton armé pour le soutènement des terres travaillant en console. Il réalise le prédimensionnement automatique de la géométrie, le calcul du ferrailage de l'élévation du mur et le dimensionnement géométrique de la semelle du mur et de son armature.

Le programme permet aussi d'effectuer le prédimensionnement de la section transversale de l'élément de la structure en béton armé.



CHAPETRE IV

ANALYSE ET DISCUSSION

IV.1ml Introduction :

Dans le présent chapitre on présentera notre projet d'étude « analyse et discussion » 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 D'après l'étude effectuée sur les structures en Béton Armé de notre Mur de soutènement, utilise programme 'CYPE' 2015 de calcule dimensionnement mur de soutènement a vérifié et pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pre-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques(vérifications géométriques et de résistance et vérifications de stabilité < cercle de glissement le plus défavorable > et description du ferrailage ...ect) du mur de soutènement.

IV.2 Etude de cas :

La structure étudiée est un mur de soutènement type cantilever. Les dimensions du mur: la hauteur du mur est de 6.5 m, La largeur de la semelle est 3.6 m.

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 et calculs programme 'CYPE' 2015 pour Afin de vérifier la bonne marche de notre programme avec de Prise en compte du coefficient de sécurité.

IV.3 OBJECTIF :

L'Objectif de ce chapitre est de faire :

- ✚ Le pré-dimensionnement.
- ✚ Calcul statique : manuel.
- ✚ Le principe de vérification.
- ✚ Calcul Le Ferrailage.
- ✚ Calcul dynamique
- ✚ Calcul à l'aide du logiciel CYPE 2015.

IV.3.1 Le pré-dimensionnement :

- Hauteur du mur $H_t = 6.5$ m
- Largeur du mur $H = 3.6$ m
- Epaisseur du mur en basse $e_1 = 0.8$ m
- Epaisseur du mur en haute $e_0 = 0.3$ m.
- La longueur de l'ouvrage de soutènement $L = 23$ m

IV.3.2 calcul statique :

IV.3.2.1 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 6.5 mètre de hauteur :

■ Données Géotechniques :

- Poids volumique du remblai : $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion(f) : $\phi = 30^\circ$
- L'angle de frottement sur le mur : $\delta = (2/3 \phi) = 20^\circ$
- Angle d'inclinaison de la surface : $\beta = 0$
- Poids volumique déjaugé des terres $\gamma' = 10 \text{ KN/m}^3$
- Résistance admissible du sol de fondation $\sigma_s = 200 \text{ KN/m}^2 = 0.200 \text{ MPa}$
- Poids volumique du béton $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion du sol $C = 0 \text{ kPa}$
- Poids volumique du sol saturé $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ KN/m}^3$. $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- Poids de terre : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

Béton :	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	$\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$
	$f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}$
Armatures :	acier Fe E 400
	$\gamma_s = 1.15$
	$\mu_r = 0.392$

■ Données Géométriques :

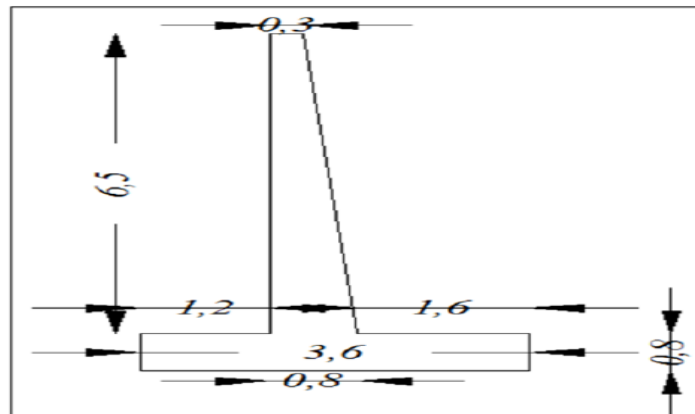


Figure IV.1: Données géométriques du mur.

CHAPITER 4: Analyse et discussion

a- Détermination du coefficient de poussée des terres (K_a) :

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

$$\delta = 20 \quad \beta = 0 \quad \eta = 90$$

$$K_a = \frac{0.75}{0.93 \left[1 + \sqrt{\frac{0.38}{0.93}} \right]^2} = 0.30$$

$$K_{aq} = \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cdot \cos \gamma}{\cos \delta_o + \sin \varphi \cdot \cos \gamma_o} \cdot e^{-2 \theta \tan \varphi}$$

$$K_{aq} = 0.165$$

b- Calcule les actions :

profondeur	σ_v	U	σ_v effective	K_a	σ_h horizontal	Q	$\Delta \sigma_q'$
0	0	0	0	0.30	0	10	1.65
5.5	99	0	99	0.30	29.7	10	1.65
7.3	131.4	0	131.4	0.30	39.42	10	1.65

Diagramme	Force resultante
Poussé 0 → 7.3	104.1

Incline δ	Contraint vertical	Contraint horizontal
20	35.60	97.82

c - Calcul action favorable :

Action	Force (KN/ml)	Bras de levier (m)	Moments (KN.m)
Voile	89.37	1.7	151.92
Semelle	72	1.8	129.6
Remblai gauche	6.48	0.6	3.88
Remblai droit	187.2	2.3	430.56
Composante verticale Poussé de 0 à 7.3 m	35.60	3.6	128.16
Somme :			844.12

d- Calcul action défavorable:

Action	Force (KN/ml)	Bras de levier (m)	Moments (KN.m)
Composante horizontale de Poussé	97.82	$\frac{H}{3} = 2.43$	237.7

CHAPITER 4: Analyse et discussion

e- Calcul de F_{s_r} :

$$F_{s_r} = \frac{\Sigma \text{moment des actions favorables}}{\Sigma \text{moment des actions défavorables}} = 3.55 > 1.5 \quad \underline{\text{CV}}$$



* poussée de terre :

$$P_{H \sigma_h} = \frac{1}{2} \times \sigma_h \times H$$

$$P_{H \sigma_h} = \frac{1}{2} \times 39.42 \times 7.3 = 143.88 \text{ KN}$$

$$CG_{\sigma_h} = \frac{Ht}{3} = \frac{7.3}{3} = 2.43 \text{ m}$$

* poussée de surcharge :

$$P_{H \Delta \sigma_q} = \Delta \sigma_q \times H$$

$$P_{H \Delta \sigma_q} = 1.65 \times 7.3 = 12.04 \text{ KN}$$

$$CG_{\Delta \sigma_q} = \frac{Ht}{2} = \frac{7.3}{2} = 3.65 \text{ m}$$

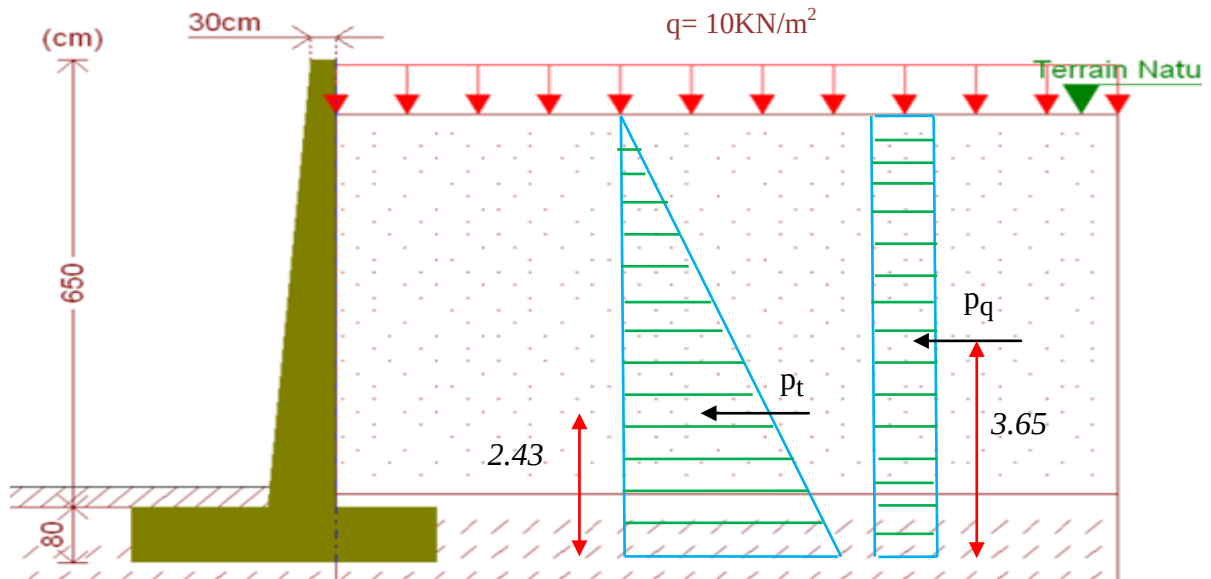


Figure IV.2: Représentation de la charge (Q_{pt} , Q_{pq})

IV.3.3 Le principe de vérification :

Pour le calcul de vérification du 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).

IV.3.3.1 Vérification au renversement :

Moment de renversement dû à la poussée des terres

$$M_r = P_{H \text{ } \sigma_h} \times Y1 + P_{H \text{ } \Delta \sigma_q} \times Y2 \quad \text{pour } Y2 = 3.65 \text{ m}$$

$$M_{r/A} = 143.88 \times 2.43 + 12.04 \times 3.65 = 393.56 \text{ KN.m} \quad \text{pour } Y1 = 2.43 \text{ m}$$

Moment stabilisateur dû aux charges verticales

$$\Sigma M_{s/A} = [89.37 \times (1.1/2) + 1.6] + [72 \times (1.8)] + [12 \times (3.6 - (1.2/2))] + [18 \times (6.5 \times 1.2) \times (3.6 - (1.2/2))] = 776 \text{ KN}$$

Coefficient de la sécurité au renversement :

$$C. S. R = \frac{M_s}{M_r} \geq 1.3$$

$$C. S. R = 1.97 > 1.3 \text{ CV}$$

IV.3.3.2 Vérification au glissement:

$$F_s = \frac{C.B + N.\tan \delta}{T} > 1.3$$

Avec :

N : la somme des actions verticales

T : la somme des actions horizontales

δ : L'angle de frottement sur le mur

$$F_s = \frac{390.65.\tan(20)}{237.7} < 1.3$$

$$C=0$$

$$B=0$$

$$\tan \delta (20) = 0.36$$

$$F_{gl} = 0.59 < 1.3 \quad \text{Stabilité au renversement n'est vérifiée}$$

IV.3.3.3 Vérification du tiers central:

Excentricité de charges verticales :

$$\bar{x} = \frac{MS - Mr}{\Sigma v} = \frac{776 - 393.56}{229} \quad \bar{x} = 1.67 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} = \frac{3.6}{2} - 1.67 \quad e = 0.13 \text{ m}$$

Le tiers centrale :

$$E_{\max} = \frac{B}{6} = \frac{3.6}{6} = 0.6 \text{ m}$$

$e < E_{\max}$ ➡ la résultante passe par le tiers centrale de la semelle.

IV.3.3.4 Stabilité du sol de fondation :

Cette vérification consiste à s'assurer que les contraintes transmises au sol sont admissibles. Pour cela on doit dans un premier temps ramener tous les efforts appliqués au centre de la semelle (face inférieure):

a/ contrainte au niveau du patin :

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 = \frac{\Sigma V \left(1 + \frac{6.e}{B}\right)}{B}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 = 176.93 \text{ KN/m}^2$$

b/ contrainte au niveau de talon :

$$\sigma_{\min} = \sigma_2 = \frac{\Sigma V \left(1 - \frac{6.e}{B}\right)}{B}$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_2 = 30.72 \text{ KN/m}^2$$

c/ contrainte de référence équivalons :

$$\sigma_{\text{réf}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\text{réf}} = 126.20 \text{ KN/m}^2$$

n

d/ résultats : comparaison de $\sigma_{\text{réf}}$, σ_{adm} :

$$\sigma_{\text{réf}} = 126.20 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

- ♦ Donc le sol peut supporter la charge transmise par l'ouvrage

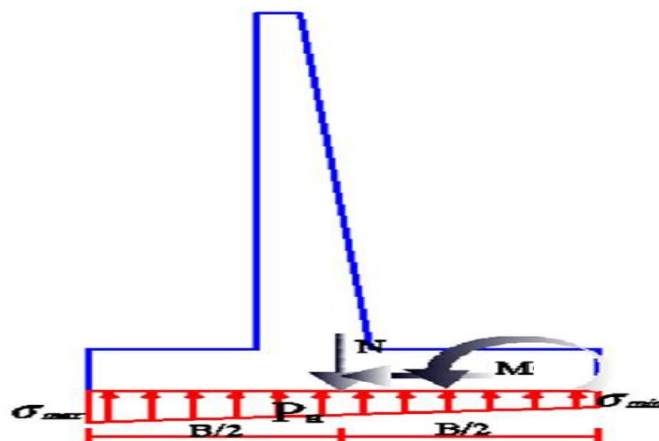


Figure IV.3: Bilan des contraintes.

IV.3.4 Calcul Le Ferrailage :

IV.3.4.1 Ferrailage de la semelle :

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

$$A = 1.2 \text{ m} \quad C = 0.8 \text{ m} \quad B = 3.6 \text{ m}$$

$$\mu_r = 0.186 \quad \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPA}$$

➤ Longueur de la console (**D**):

$$D = A + \frac{C}{2} = 1.2 + \frac{0.8}{2} = 1.6 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \times D}{B} = 176.93 - \frac{(176.93 - 30.72) \times 1.6}{3.6} = 112 \text{ KN/m}^2$$

$$R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_d) \times D}{2} = \frac{(176.93 + 112) \times 1.6}{2} = 231.14 \text{ KN/m}^2$$

➤ Le bras de levier (**d**) :

$$d = \frac{(\sigma_d + 2\sigma_{max}) \times D}{(\sigma_d + \sigma_{max}) \times 3} = \frac{(112 + (2 \times 176.93)) \times 1.6}{(112 + 176.93) \times 3} = 0.86 \text{ m}$$

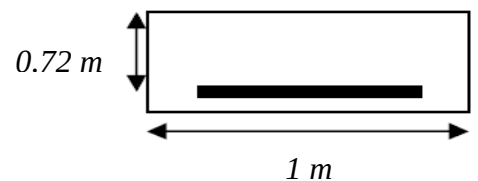
➤ Le moment (**M**) :

$$M = R \times d = 231.14 \times 0.86 = 198.78 \text{ KN.m}$$

➤ Section D'encastrement du patin :

$$d' = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.8 = 0.72 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{b d'^2 f_{bu}} = \frac{0.19878}{1 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.0270$$



$\mu (0.0270) < \mu_r (0.392)$ => Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0270)}) = 0.052$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.72 \times [1 - (0.4 \times 0.052)] = 0.70 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.19878}{0.70 \times 347.82} = 12.42 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{8T14}$$

➤ Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.72 \times 2.1}{400} = 8.69 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{4T16}$$

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

❖ Choix des Barres :

Pour la nappe inférieure on prend : **6 T 20 / ml** espacement de 20 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **4 T 16 / ml** espacement de 20 cm

Pour la nappe supérieure on prend : **6 T 20 / ml** espacement de 15 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **4 T 14 / ml** espacement de 15 cm

IV.3.4.1 Ferraillage 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 :

$$F_1 = 21.64 \text{ KN}$$

$$F_2 = 126.62 \text{ KN}$$

★ Point d'application de ces poussées :

$$X_1 = \frac{H_t}{2} = \frac{7.30}{2} = 3.65 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{H_t}{3} = \frac{7.30}{3} = 2.43 \text{ m}$$

★ Le moment utilisé dans le calcul de ferraillage 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 :

$$M = F_1 \times X_1 + F_2 \times X_2 = (21.64 \times 3.65) + (126.62 \times 2.43) = 386.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.38667}{1 \times 0.72^2 \times 14.2} = 0.0525$$

$\mu (0.0525) < \mu_r (0.392)$ $\Rightarrow$ Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0525)}) = 0.067$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.72 \times [1 - (0.4 \times 0.067)] = 0.72 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.38667}{0.72 \times 347.82} = 15.44 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{8T16}$$

➤ Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.72 \times 2.1}{400} = 8.69 \text{ cm}^2 \longrightarrow \underline{6T14}$$

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

★ Choix des Barres :

Pour la nappe inférieure on prend : **8 T 16 / ml** espacement de 15 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **6 T 14 / ml** espacement de 15 cm

Pour la nappe supérieure on prend : **8 T16 / ml** espacement de 15 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : **6 T 14 / ml** espacement de 15 cm

IV.3.5 CALCUL DYNAMIQUE :

On doit introduire la poussée active dynamique globale.

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

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

$$\theta = \arctan(k_h / (1 k_v)).$$

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

♦ Calcul de K_h et K_v :

$$K_h = 0.1$$

$$K_v = 0.3 \times 0.1 = 0.03$$

♦ Calcul de θ :

$$\theta = \arctan \frac{0.1}{1+0.03} = \arctan(0.97) = 5.53$$

♦ Calcul de K_{ad} :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(30-5.53)}{\cos^2 5.53} \left\{ 1 + \frac{\sqrt{\sin 30 \sin(30-5.53)}}{\cos^2 5.53} \right\}^{-2} = 0.393$$

♦ Calcul de P_{ad} :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \times 0.393 \times (1+0.03) \times 18 \times (6.5)^2 \times 1 \text{ ml} = 153.92 \text{ KN}$$

Données

$$H = 6.5 \quad A = 0.1$$

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

$$\beta = 0 \quad \varphi = 30^\circ$$

IV.3.6 Les résultats de logiciel CYPE 2015 :

1 - Norme et Matériaux :

- Norme: BAEL-91 (R-99) (France)
- Béton: B25
- Acier des barres: Fe E400
- Type de fissuration: Préjudiciable
- Enrobage sur le parement avant: 3.0 cm
- Enrobage sur le parement arrière: 3.0 cm
- Enrobage supérieur de la fondation: 5.0 cm
- Enrobage inférieur de la fondation: 5.0 cm
- Enrobage latéral de la fondation: 7.0 cm
- Dimension du plus gros granulat: 30 mm

2- Actions :

- Poussée sur l'avant: Passive
- Poussée sur l'arrière: Active

3 - Données générales :

- Cote du terrain naturel: 0.00 m
- Hauteur du mur au-dessus du terrain naturel: 0.80 m
- Arase: Arrière
- Longueur du mur en vue en plan: 10.00 m
- Distance entre joints: 8.00 m
- Type de fondation: Semelle filante

4 - Description du terrain :

- * L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion(f) : $\varphi = 30^\circ$
- * Évacuation par drainage: 100 %
- * Pourcentage de butée: 25 %
- * Cote butée: 0.30 m

CHAPITER 4: Analyse et discussion

- * Contrainte admissible: 0.2 MPa = 200 kN/m²
- * Coefficient de frottement terrain-béton: 0.60
- * Profondeur de la nappe phréatique: 9.50 m

a - Les couches de terrain

Références	Cote supérieure	Description	Coefficient de poussée
1 – Remblai	0.00 m	Poids volumique: 18.00 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 10.00 kN/m ³ Angle de frottement interne: 20.00 degrés Cohésion: 0.00 kN/m ²	Active arrière: 0.38
2 - : Sable grossier rougeâtre	-5.50 m	Poids volumique: 18.00 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 11.00 kN/m ³ Angle de frottement interne: 38.00 degrés Cohésion: 0.00 kN/m ²	Active arrière: 0.34
3 - Tout venant d'Oued (Galet)	-9.50 m	Poids volumique: 18.00 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 11.00 kN/m ³ Angle de frottement interne: 20.00 degrés Cohésion: 0.00 kN/m ²	Active arrière: 0.33
4 - Sable grossier intercalé par des passages de limon argileux à argile limoneuse friable	-10.50 m	Poids volumique: 18.00 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 11.00 kN/m ³ Angle de frottement interne: 38.00 degrés Cohésion: 0.00 kN/m ²	Active arrière: 0.34
5 - sable grossier a fin rougeâtre	-12.00 m	Poids volumique: 18.00 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 11.00 kN/m ³ Angle de frottement interne: 38.00 degrés Cohésion: 0.00 kN/m ²	Active arrière: 0.33

Tableau IV.1: Données du couche de terrain.

b - Remblai sur l'avant :

Références	Description	Coefficient de poussée
Sable grossier rougeâtre	Poids volumique: 18.00 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 11.00 kN/m ³ Angle de frottement interne: 38.00 degrés Cohésion: 0.00 kN/m ²	Active arrière: 0.33

c - Remblai sur l'arrière :

Références	Description	Coefficient de poussée
Remblai	Poids volumique: 18.00 kN/m ³ Poids volumique déjaugé: 10.00 kN/m ³ Angle de frottement interne: 30.00 degrés Cohésion: 0.00 kN/m ²	Active arrière: 0.33

5 - Section verticale du terrain :

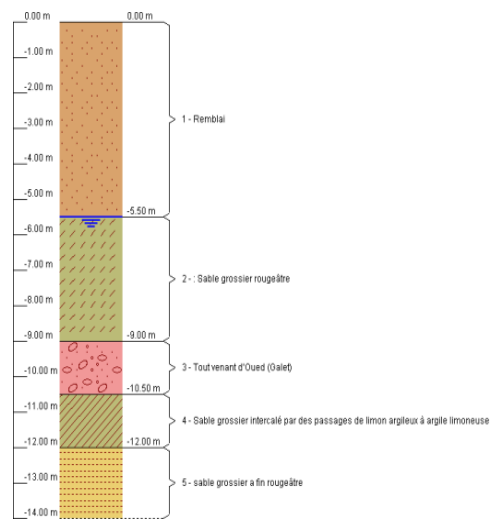


Figure IV.4: Données du section verticale de terrain.

6 – Géométrie du mur soutènement :

MUR

Hauteur: 6.50 m

Épaisseur supérieure: 30.0 cm

Épaisseur inférieure: 80.0 cm

SEMELLE FILANTE

Avec patin et talon

Épaisseur/Hauteur: 80 cm

Débord avant / arrière: 160.0 / 120.0 cm

Béton de propreté: 10 cm

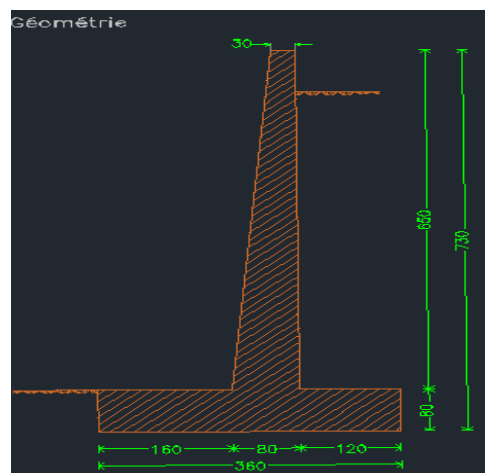


Figure IV.5: géométrie du mur soutènement

CHAPITER 4: Analyse et discussion

7 - Schéma des phases :

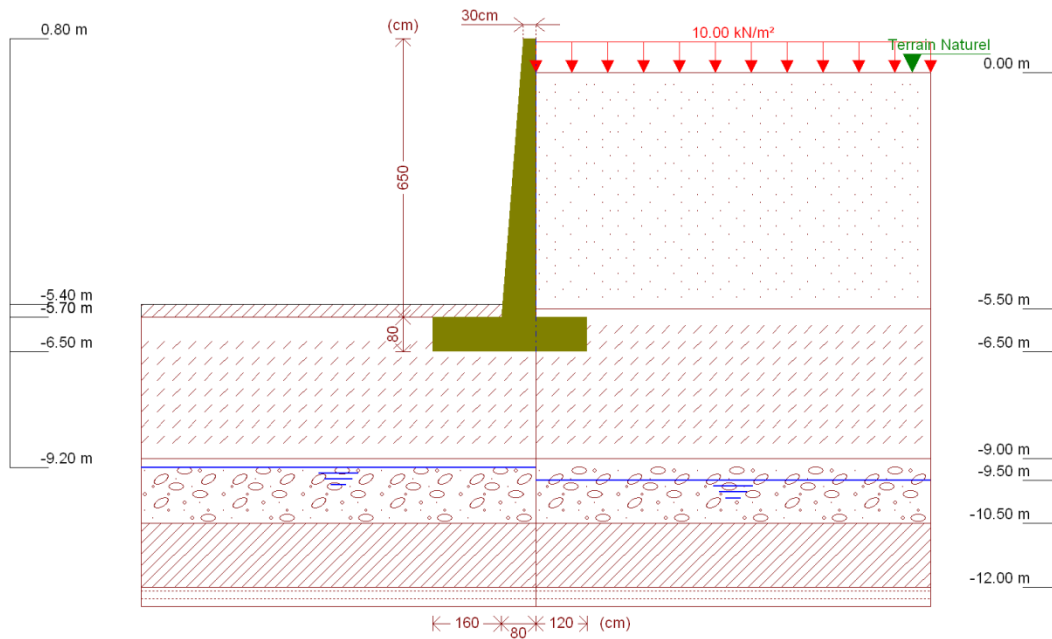


Figure IV.6: schéma des phases de mur soutènement.

Références	Nom	Description
Phase 1	Phase	Avec nappe phréatique sur l'arrière jusqu'à la cote: -9.50 m Avec nappe phréatique sur l'avant jusqu'à la cote: -9.20 m

9 - Résultats des phases :

Cote (m)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (kN·m/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)	Pression hydrostatique (kN/m²)
0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.16	5.10	0.00	-0.06	0.00	0.00
-0.49	11.06	2.35	0.25	6.27	0.00
-1.14	17.82	7.70	3.02	10.17	0.00
-1.79	25.38	15.58	9.91	14.07	0.00
-2.44	33.74	25.99	22.55	17.97	0.00
-3.09	42.89	38.94	42.56	21.87	0.00
-3.74	52.85	54.43	71.57	25.77	0.00
-4.39	63.59	72.45	111.21	29.67	0.00
-5.04	75.14	93.00	163.11	33.57	0.00
-5.69	87.48	114.10	228.71	26.83	0.00
Max	87.68 Cote: -5.70 m	114.36 Cote: -5.70 m	229.83 Cote: -5.70 m	36.27 Cote: -5.49 m	0.00 Cote: 0.80 m
Min	0.00 Cote: 0.80 m	0.00 Cote: 0.80 m	-0.11 Cote: -0.08 m	0.00 Cote: 0.80 m	0.00 Cote: 0.80 m

Tableau IV.2: charge permanente et poussée des terres avec surcharges.

CHAPITER 4: Analyse et discussion

Cote (m)	Diagramme d'effort normal (kN/m)	Diagramme d'effort tranchant (kN/m)	Diagramme de moment fléchissant (kN·m/m)	Diagramme de poussée (kN/m²)	Pression hydrostatique (kN/m²)
0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.16	5.10	0.00	-0.06	0.00	0.00
-0.49	11.06	0.72	-0.15	2.94	0.00
-1.14	17.82	3.90	0.86	6.84	0.00
-1.79	25.38	9.61	4.57	10.74	0.00
-2.44	33.74	17.86	12.62	14.64	0.00
-3.09	42.89	28.64	26.64	18.54	0.00
-3.74	52.85	41.96	48.26	22.44	0.00
-4.39	63.59	57.82	79.09	26.34	0.00
-5.04	75.14	76.20	120.78	30.24	0.00
-5.69	87.48	95.31	174.77	24.45	0.00
Maximum	87.68 Cote: -5.70 m	95.56 Cote: -5.70 m	175.70 Cote: -5.70 m	32.94 Cote: -5.49 m	0.00 Cote: 0.80 m
Minimum	0.00 Cote: 0.80 m	0.00 Cote: 0.80 m	-0.16 Cote: -0.35 m	0.00 Cote: 0.80 m	0.00 Cote: 0.80 m

Tableau IV.3: charge permanente et poussée des terres.

10 – Combinaisons :

Hypothèses

1 - Charge permanente
2 - Poussée des terres
3 – Surcharge

Combinaisons pour les états limites ultimes

Combinaison	Hypothèses		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.35	1.00	
3	1.00	1.35	
4	1.35	1.35	
5	1.00	1.00	1.50
6	1.35	1.00	1.50
7	1.00	1.35	1.50
8	1.35	1.35	1.50

Combinaisons pour les états limites de service

Combinaison	Hypothèses		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

CHAPITER 4: Analyse et discussion

11 - Description du ferrailage :

COURONNEMENT				
Armature supérieure: 2HA16				
Ancrage avant / arrière: 20 / 20 cm				
TRONÇONS				
Num.	Avant		Arrière	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
an	HA16e=15 Recouvrement: 0.4 m	HA14e=15	HA16e=15 Recouvrement: 0.6 m Renfort 1: HA20 h=4 m	HA14e=15
SEMELLE SUPERFICIELLE				
Armature	Longitudinal	Transversal		
Supérieure	HA14e=15	HA20e=20 Crosse Avant / Arrière: 20 / - cm		
Inférieure	HA20e=20	HA16e=20 Crosse avant / arrière: 25 / 25 cm		
Longueur d'ancrage courbe en amorce: 30 cm				

Tableau IV.4 : Données du ferrailage de mur

12 - Vérifications géométriques et de résistance :

Référence: Mur: safi		
Vérification	Valeurs	État
Vérification au cisaillement en amorce du mur: <i>Critère de CYPE</i>	Maximum: 1474.2 kN/m Calculé: 157.2 kN/m	Vérifiée
Épaisseur minimale du tronçon: <i>Critère du SETRA "Les ouvrages de soutènement: Guide de conception générale"</i>	Minimum: 15 cm Calculé: 30 cm	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.7.2,5</i>	Minimum: 4.5 cm	
- Arrière:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Séparation maximale des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i>	Maximum: 25 cm	
- Arrière:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique horizontal minimum par face: <i>BAEL-91, Article SETRA 3.4.3</i>	Minimum: 0.0015	
- Arrière (-5.70 m):	Calculé: 0.00167	Vérifiée
- Avant (-5.70 m):	Calculé: 0.00167	Vérifiée

CHAPITER 4: Analyse et discussion

Pourcentage mécanique horizontal minimum par face: <i>Article A.8.2,41 de la norme BAEL-91</i> - Arrière: - Avant:	Calculé: 0.00167 Minimum: 0.00097 Minimum: 0.00032	Vérifiée Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face tendue: <i>BAEL-91, Article B.6.4</i> - Arrière (-5.70 m): - Arrière (-1.70 m):	Minimum: 0.001 Calculé: 0.0039 Calculé: 0.00208	Vérifiée Vérifiée
Pourcentage mécanique vertical minimum sur la face tendue: <i>BAEL-91, Article A.4.2, 1</i> - Arrière (-5.70 m): - Arrière (-1.70 m):	Minimum: 0.0012 Calculé: 0.0039 Calculé: 0.00208	Vérifiée Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face comprimée: <i>Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91</i> - Avant (-5.70 m): - Avant (-1.70 m):	Minimum: 0.001 Calculé: 0.00128 Calculé: 0.00208	Vérifiée Vérifiée
Section minimale des armatures verticales de la face comprimée: <i>BAEL-91, Article A.8.1,21</i> - Avant (-5.70 m): - Avant (-1.70 m):	Minimum: 4 cm²/m Calculé: 10.5cm²/m Calculé: 10.5 cm²/m	Vérifiée Vérifiée
Pourcentage géométrique maximum d'armature verticale total: <i>Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91</i> - (0.80 m): - (-1.70 m):	Maximum: 0.05 Calculé: 0.00684 Calculé: 0.00842	Vérifiée Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures verticales: <i>BAEL-91, Article A.7.2,5</i> - Arrière: - Avant:	Minimum: 3 cm Calculé: 10 cm Calculé: 10 cm	Vérifiée Vérifiée
Séparation maximale entre barres: <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i> - Armature verticale Arrière: - Armature verticale Avant:	Maximum: 25 cm Calculé: 15 cm Calculé: 15 cm	Vérifiée Vérifiée
Diamètre minimal des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Minimum: 0.6 cm Calculé: 1.6 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures verticales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Minimum: 0.6 cm Calculé: 1.4 cm	Vérifiée
Vérification sous flexion composée: <i>Vérification réalisée par unité de longueur de mur</i>	Calculé: 2.1 cm	Vérifiée

CHAPITER 4: Analyse et discussion

Vérification à l'effort tranchant: <i>BAEL-91, Article A.5.2,2</i>	Maximum: 926.5 kN/m Calculé: 125.8 kN/m	Vérifiée
Vérification de la fissuration par contraintes dans les barres: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Maximum: 201.633 MPa Calculé: 40.6392 MPa	Vérifiée
Longueur de recouvrement: <i>BAEL-91, Article A.6.1,2</i>		
- Base arrière:	Minimum: 0.49 m Calculé: 0.60 m	Vérifiée
- Base avant:	Minimum: 0.29 m Calculé: 0.4 m	Vérifiée
Vérification de l'ancrage de l'armature de base en couronnement: <i>Critère de CYPE</i>	Calculé: 20 cm	
- Arrière:	Minimum: 20 cm	Vérifiée
- Avant:	Minimum: 0 cm	Vérifiée
Section minimale longitudinale face supérieure poutre de couronnement: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 4 cm ² Calculé: 4 cm ²	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle:		
- Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Arrière: -5.70 m		
- Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Avant: -5.70 m		
- Section critique en flexion composée: Cote: -5.70 m, Md: 321.65 kN·m/m, Nd: 87.68 kN/m, Vd: 157.21 kN/m, Contrainte maximale de l'acier: 130.927 MPa		
- Section critique sous effort tranchant: Cote: -5.00 m		

Référence: Semelle filante: safi		
Vérification	Valeurs	État
Vérification de la stabilité: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i>		
- Coefficient de sécurité au renversement:	Minimum: 1.3 Calculé: 1.35	Vérifiée
- Coefficient de sécurité au glissement:	Minimum: 1.3 Calculé: 1.93	Vérifiée
Épaisseur minimale:		
- Semelle superficielle: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 15 cm Calculé: 80 cm	Vérifiée
Contraintes appliquées au sol: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i>		
- Contrainte maximale:	Maximum: 0.2 MPa Calculé: 0.1859 MPa	Vérifiée
- Contrainte minimale:	Maximum: 0.2 MPa Calculé: 0.3975 MPa	Vérifiée

CHAPITER 4: Analyse et discussion

Référence: Semelle filante: safi		
Vérification	Valeurs	État
Flexion dans la semelle: <i>Vérification basée sur des critères résistants</i>		
- Armature sup. arrière:	Minimum: 4.05 cm ² /m Calculé: 5.7 cm ² /m	Vérifiée
- Armature inf. arrière:	Minimum: 0 cm ² /m Calculé: 3.05 cm ² /m	Vérifiée
- Armature sup. avant:	Minimum: 0 cm ² /m Calculé: 5.7 cm ² /m	Vérifiée
- Armature inf. avant:	Minimum: 7.01 cm ² /m Calculé: 10.05 cm ² /m	Vérifiée
Effort tranchant: <i>BAEL-91, Article A.5.2,2</i>		
- Arrière:	Maximum: 875 kN/m Calculé: 74.1 kN/m	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 131.9 kN/m	Vérifiée
Longueur d'ancrage: <i>BAEL-91, Article A.6.1,2</i>		
- Attentes arrière:	Minimum: 20 cm Calculé: 30.4 cm	Vérifiée
- Attentes avant:	Minimum: 14 cm Calculé: 30.4 cm	Vérifiée
- Armature inf. arrière (Crosse):	Minimum: 17.6 cm Calculé: 25 cm	Vérifiée
- Armature inf. avant (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 25 cm	Vérifiée
- Armature sup. arrière (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 0 cm	Vérifiée
- Armature sup. avant (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 20 cm	Vérifiée
Enrobage:		
- Inférieure: <i>DTU 13.12. Article 2,54.</i>	Minimum: 4 cm Calculé: 5 cm	Vérifiée
- Latéral: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.1,3</i>	Minimum: 5 cm Calculé: 7 cm	Vérifiée
- Supérieure: <i>DTU 13.12. Article 2,54.</i>	Minimum: 4 cm Calculé: 5 cm	Vérifiée
Diamètre minimum: <i>Critère de CYPE</i>		
- Armature transversale inférieure:	Minimum: Ø12 Calculé: HA16	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure:	Calculé: HA20	Vérifiée
- Armature transversale supérieure:	Calculé: HA20	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure:	Calculé: HA14	Vérifiée

CHAPITER 4: Analyse et discussion

Référence: Semelle filante: safi		
Vérification	Valeurs	État
Séparation maximale entre barres: <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i>	Maximum: 25 cm	
- Armature transversale inférieure:	Calculé: 20 cm	Vérifiée
- Armature transversale supérieure:	Calculé: 20 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Séparation minimale entre barres: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 10 cm	
- Armature transversale inférieure:	Calculé: 20 cm	Vérifiée
- Armature transversale supérieure:	Calculé: 20 cm	Vérifiée
- Armature longitudinale inférieure:	Calculé: 15cm	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique minimum:		
- Armature longitudinale inférieure: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i>	Minimum: 0.001 Calculé: 0.00196	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i>	Minimum: 0.0005 Calculé: 0.00128	Vérifiée
- Armature transversale inférieure: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 0.001 Calculé: 0.00125	Vérifiée
- Armature transversale supérieure: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 0.001 Calculé: 0.00196	Vérifiée
Pourcentage mécanique minimal:		
- Armature longitudinale inférieure: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i>	Minimum: 0.00031 Calculé: 0.00196	Vérifiée
- Armature longitudinale supérieure: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i>	Minimum: 0.00049 Calculé: 0.00128	Vérifiée
- Armature transversale inférieure: <i>BAEL-91, Article A.4.2</i>	Minimum: 0.00105 Calculé: 0.00125	Vérifiée
- Armature transversale supérieure: <i>BAEL-91, Article A.4.2</i>	Minimum: 0.0006 Calculé: 0.00196	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle:		
- Moment fléchissant défavorable dans la section de référence de l'arrière: 132.96 kN·m/m		
- Moment fléchissant défavorable dans la section de référence de l'avant: 217.58 kN·m/m		

Tableau IV.5 : Vérifications géométriques et de résistance.

CHAPITER 4: Analyse et discussion

13 -Vérifications de stabilité (cercle de glissement le plus défavorable)

Référence: Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable): safi		
Vérification	Valeurs	État
Cercle de glissement le plus défavorable: Combinaisons sans séisme: - Phase: Coordonnées du centre du cercle (-1.64 m ; 0.20 m) - Rayon: 7.43 m: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i>	Minimum: 1.5 Calculé: 1.864	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		

14 - Quantitatif :

Référence: Mur		Fe E400			Total
Nom de l'armature		HA14	HA16	HA20	
Armature de base transversal	Longueur (m)	67x6.66			446.22
	Poids (kg)	67x8.05			539.23
Armature longitudinal	Longueur (m)		44x9.86		433.84
	Poids (kg)		44x15.56		684.74
Armature de base transversal	Longueur (m)	67x6.64			444.88
	Poids (kg)	67x8.02			537.61
Armature longitudinal	Longueur (m)		44x9.86		433.84
	Poids (kg)		44x15.56		684.74
Armature poutre de couronnement	Longueur (m)		2x9.86		19.72
	Poids (kg)		2x15.56		31.12
Armature inférieure - Transversal	Longueur (m)		51x4.24		216.24
	Poids (kg)		51x6.69		341.30
Armature inférieure - Longitudinal	Longueur (m)			18x9.86	177.48
	Poids (kg)			18x24.32	437.69
Armature supérieure - Transversal	Longueur (m)			51x3.65	186.15
	Poids (kg)			51x9.00	459.07
Armature supérieure - Longitudinal	Longueur (m)	24x9.86			236.64
	Poids (kg)	24x11.92			285.96
Amorces - Transversal – Gauche	Longueur (m)	67x1.41			94.47
	Poids (kg)	67x1.70			114.16
Amorces - Transversal – Droite	Longueur (m)	67x1.63			109.21
	Poids (kg)	67x1.97			131.97
Amorces - Transversal – Droite	Longueur (m)			66x5.00	330.00
	Poids (kg)			66x12.33	813.83
Total	Longueur (m)	1331.42	1103.64	693.63	
	Poids (kg)	1608.93	1741.90	1710.59	5061.42
Total avec pertes (3%)	Longueur (m)	1464.56	1214.00	762.99	
	Poids (kg)	1769.82	1916.09	1881.65	5567.56

Tableau IV.6 : Données Quantitatif du ferrailage

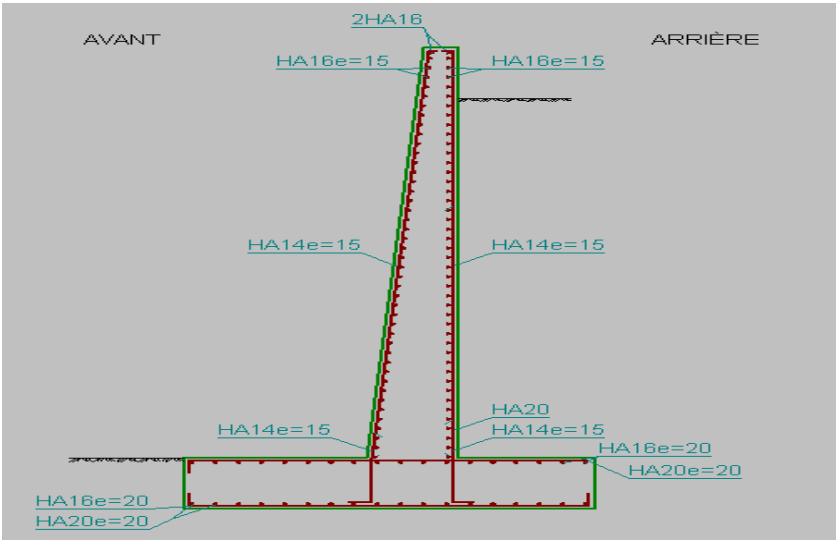


Figure IV.7: Données du ferrailage de mur soutènement.

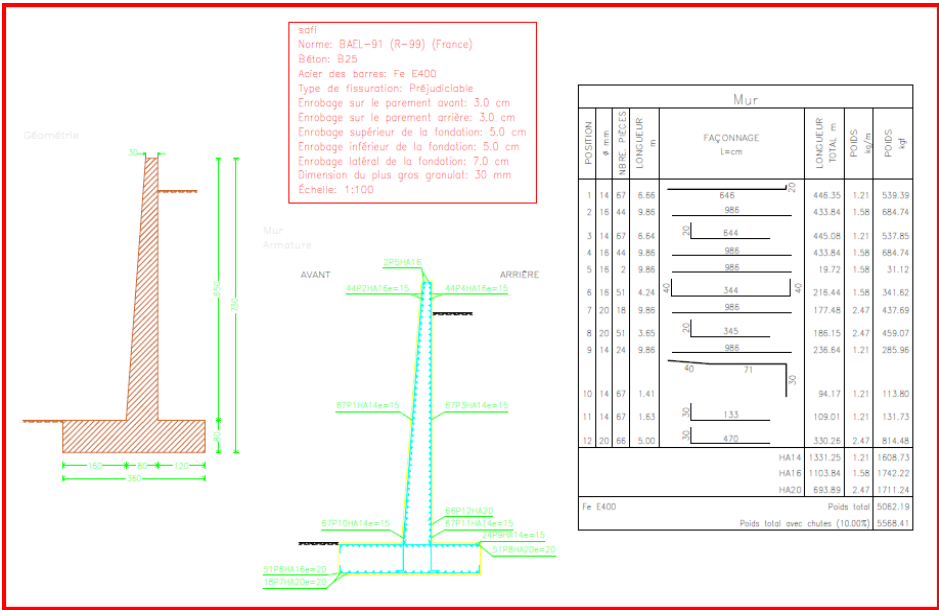


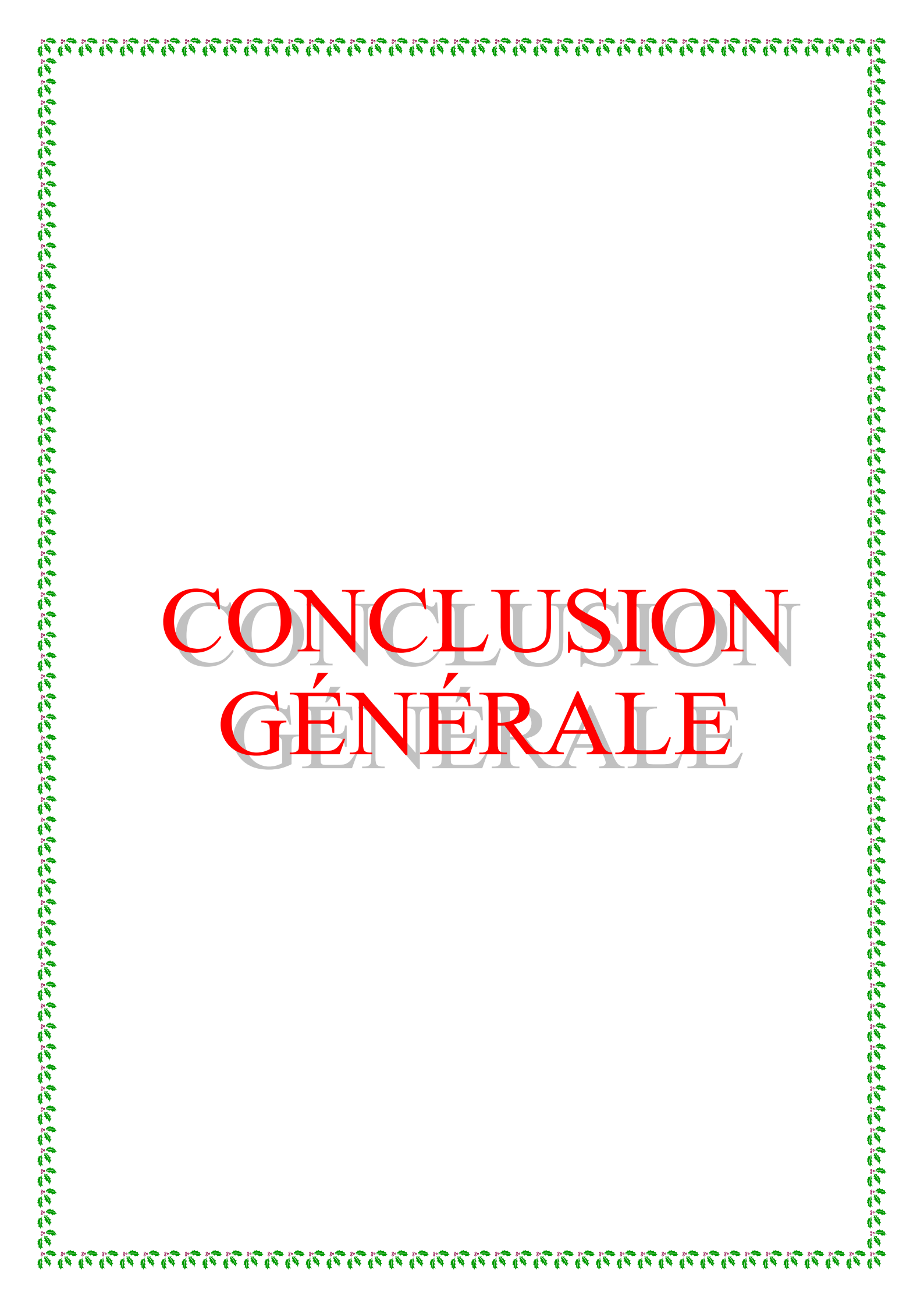
Figure IV.8: Données générale de mur soutènement.

IV.4 Conclusion:

Ce chapitre contient une discussion des résultats obtenus ainsi la géométrie finale du mur de soutènement en béton armé pour la réalisation.

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 on remarque qu'il prend beaucoup de temps par rapport au calcul avec le programme, aussi plusieurs paramètres ne sont pas pris en considération donc le risque de la sous-estimation des coefficients est mis en jeu. L'étude tridimensionnelle par le logiciel 'CYPE' nous donne des valeurs définies en plus des graphiques illustratifs pour chaque étape de la construction du mur de soutènement.

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



CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion Générale

A l'issue de l'étude bibliographique, les murs de soutènement en béton armé représentent un choix pratique et idéal pour répondre au besoin de soutenir des talus, des berges ou des rives, suite aux différentes formes et manière qu'on peut les construire et leur faciliter l'adaptation aux différents sites de réalisation tel que la berge d'Oued M'zi. C'est des ouvrages d'art capable de maintenir la stabilité des sols contre les ruptures et les glissements.

Notre objectif principal dans ce chapitre est de présenter la zone d'étude et d'établir un état des lieux global sur la berge d'Oued M'zi. Cela a consisté à observer (inspecter), comprendre noter et renforcer en premier lieu la route communale de Khat el Oued touché par les désordres suite à la crue brutale du 30 Septembre 2016 et d'y remédier par la réalisation d'un tronçon de mur de soutènement.

La Quatrième 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 donnée 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 'CYPE' 2015 qui nous a donné des valeurs des coefficients acceptables suite à la modification géométriques des tronçons par rapport au calcul manuel, Pour le ferrailage la différence simple était bien visible suite à la différence des paramètres et les hypothèses de calcul pris par le logiciel qui sont similaire aux celles du calcul manuel.

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

Cette étude numérique effectuée sur le Mur de soutènement conventionnelle appliquée sur un mur de soutènement type cantilever sous le programme CYPE 2015 nous a permis de déduire quelques résultats importants :

- La ligne des tractions maximales définie par le calcul numérique d'un mur en béton Armée est localisée au niveau du parement.
- Le mur de soutènement en Béton Armée résiste mieux face aux charges dynamiques.
- La nécessité de rajouter à l'extrémité de la fondation des pieux pour le maintien de la stabilité de la structure de soutènement.

Conclusion Général

Toutefois, en conclusion, nous mentionnerons les raisons les plus courantes du mur de soutènement, que nous devons considérer:

- * l'absence d'études, surtout pour les murs courants.
- * L'eau, véritable ennemi n ° 1 des murs de soutènement, nous devons construire un mur de soutènement renforcé, tout en prenant les critères nécessaires pour que ce mur ne soit affecté par aucun facteur naturel.
- * des erreurs sur les données, lors de la conception tenant en particulier à l'absence ou à l'insuffisance de reconnaissance de sol (sol d'assise et/ou terrain retenu).
- * des modifications survenues postérieurement à la construction de l'ouvrage.

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.

Annexes

ANNEXE

Les coupes géologiques détaillées de chaque sondage

❖ Sondage N°1

RAPPORT DE FORAGE															
Client : DTP LAGHOUAT															
Projet : MUR DE SOUTÈNEMENT										Dossier N° :					
Endroit :										Sondage : S1					
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 10 Niveau d'eau (m) :				Coordonnées GPS: X : Y : Z :				Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact ☐ Remanié ☐ Perdu ☐ Carotte ☐					
Echelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	Nb coups/15cm	N ou RQD	Tubage	Type et Numéro	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE		
1.0												Tout Venant d'Oued			
2.0															
3.0															
4.0	-3.50											Limons argileux à Argile limoneuse de couleur marron à jaune			
5.0	-4.50														
6.0	-4.00														
7.0												Grès friable rougeâtre devenant compact en profondeur, contenant des passages rocheux (4.50-5.00);			
8.0															
9.0															
10.0	-9.50											marne très fracturée verdâtre			
11.0	-9.50											Fin du forage à une profondeur de 10 m.			
12.0	-10.00														
13.0	-10.00														
14.0															
15.0															
16.0															
17.0															
REMARQUES :												TYPE D'ÉCHANTILLON :		ABREVIATIONS :	
												CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(G _s , G _n) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par :					Vérifié par :					02/11/2015		Page : 1 de 1			

Programme: Soltestis 2007 ©

ANNEXE

❖ Sondage N°2

RAPPORT DE FORAGE Client : DTP LAGHOUAT																	
Projet : MUR DE SOUTÈNEMENT Endroit :										Dossier N° : sans titre Sondage : S2							
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 10 Niveau d'eau (m) :				Coordonnées GPS: X : Y : Z :			Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact ☐ Remanié ☐ Perdu ☐ Carotte ☐								
Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération				Nb coups/15cm	N ou RCD	Tubage	Type et Numéro	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
			25	50	75	100											
1.0															Tout Venant d'Oued contenant des passages de limon argileux friable intercalé par des passages rocheux		
2.0																	
3.0																	
4.0																	
5.0															Limon argileux à Argile limoneuse de couleur marron à jaune		
6.0																	
7.0	-7.00	7.00															
8.0																	
9.0															Fin du forage à une profondeur de 10 m.		
10.0	-10.00	10.00															
11.0																	
12.0																	
13.0																	
14.0																	
15.0																	
16.0																	
17.0																	
REMARQUES :												TYPE D'ÉCHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(δ _s , G _n) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement			
Préparé par :								Vérifié par :				02/11/2015		Page : 1 de 1			

Programme: Soltest 2007 ©

ANNEXE

❖ Sondage N°3

RAPPORT DE FORAGE <i>Client : DTP LAGHOUAT</i>															
Projet : MUR DE SOUTÈNEMENT Endroit :										Dossier N° : sans titre Sondage : S3					
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 20 Niveau d'eau (m) :				Coordonnées GPS: X : Y : Z :			Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact ☐ Remanié ☐ Perdu ☐ Carotte ☐						
Echelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	Nb coups/15cm	N ou RQD	Tubage	Type et Numéro	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE		
1.5												REMBLAIS			
3.0												Sable grossier rougeâtre			
4.5	-5.00	5.00										Tout venant d'Oued (Galet)			
6.0												Sable grossier intercalé par des passages de limon argileux à argile limoneuse friable ;			
7.5												sable grossier a fin rougeâtre			
9.0	-9.00	9.00										Fin du forage à une profondeur de 20 m.			
10.5	-10.50	10.50													
12.0	-12.00	12.00													
13.5															
15.0															
16.5															
18.0															
19.5	-20.00	20.00													
21.0															
22.5															
24.0															
25.5															
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON :		ABREVIATIONS :			
										CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg (WL/PL) W : Teneur en eau AC : Analyse chimique OIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement			
Préparé par :					Vérifié par :					02/12/2015		Page : 1 de 1			

Programme: Soltest3 2007 ©

ANNEXE

*Photo en cours de sondage (MUR DE SOUTÈNEMENT SUR
LABERGE DROITE DE OUED M'ZI)*

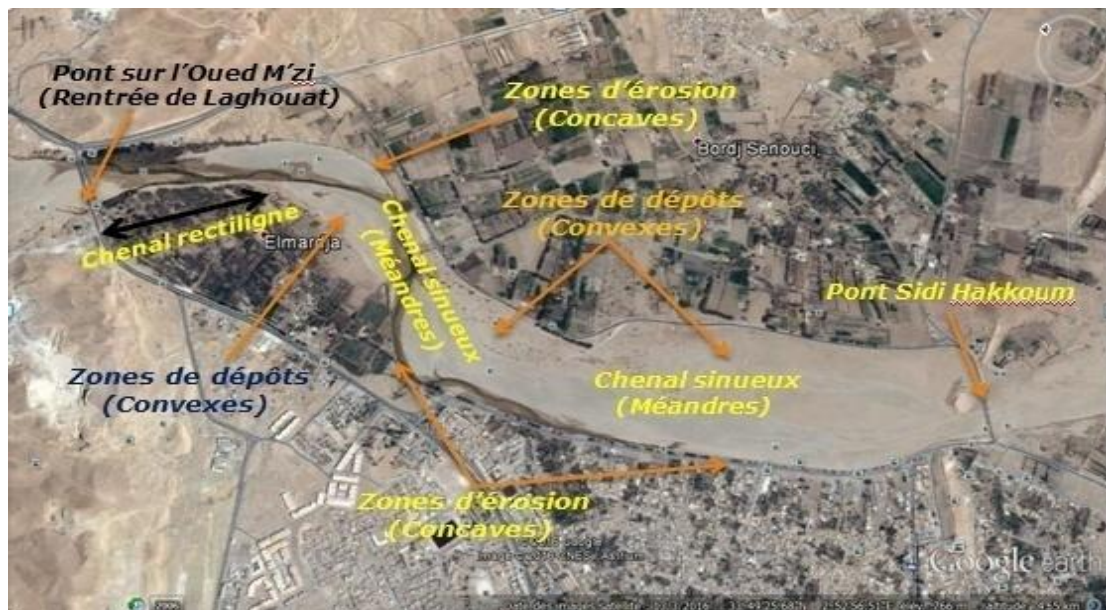


ANNEXE

Etude de Sol
MUR DE SOUTÈNEMENT SUR LABERGE DROITE DE OUED M'ZI
Photo satellite de l'endroit et implantation des sondages



Vue générale du tronçon de l'Oued M'zi
Pont entrée de Laghouat – Pont Sidi Hakkoum



ANNEXE

Vérification de programme cype

Référence: Vérifications géométriques et de résistance (Mur): safi		
Vérification	Valeurs	État
Vérification au cisaillement en amorce du mur: <i>Critère de CYPE</i>	Maximum: 1474.2 kN/m Calculé: 157.2 kN/m	Vérifiée
Épaisseur minimale du tronçon: <i>Critère du SETRA "Les ouvrages de soutènement: Guide de conception générale"</i>	Minimum: 15 cm Calculé: 30 cm	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.7.2,5</i>	Minimum: 4.5 cm	
-Arrière:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
-Avant:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Séparation maximale des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i>	Maximum: 25 cm	
-Arrière:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
-Avant:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique horizontal minimum par face: <i>BAEL-91, Article SETRA 3.4.3</i>	Minimum: 0.0015	
-Arrière (-5.70 m):	Calculé: 0.00167	Vérifiée
-Avant (-5.70 m):	Calculé: 0.00167	Vérifiée
Pourcentage mécanique horizontal minimum par face: <i>Article A.8.2,41 de la norme BAEL-91</i>	Calculé: 0.00167	
-Arrière:	Minimum: 0.00097	Vérifiée
-Avant:	Minimum: 0.00032	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face tendue: <i>BAEL-91, Article B.6.4</i>	Minimum: 0.001	
-Arrière (-5.70 m):	Calculé: 0.0039	Vérifiée
-Arrière (-1.70 m):	Calculé: 0.00208	Vérifiée
Pourcentage mécanique vertical minimum sur la face tendue: <i>BAEL-91, Article A.4.2, 1</i>	Minimum: 0.0012	
-Arrière (-5.70 m):	Calculé: 0.0039	Vérifiée
-Arrière (-1.70 m):	Calculé: 0.00208	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face comprimée: <i>Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91</i>	Minimum: 0.001	
-Avant (-5.70 m):	Calculé: 0.00128	Vérifiée
-Avant (-1.70 m):	Calculé: 0.00208	Vérifiée
Section minimale des armatures verticales de la face comprimée: <i>BAEL-91, Article A.8.1,21</i>	Minimum: 4 cm ² /m	
-Avant (-5.70 m):	Calculé: 10.5 cm ² /m	Vérifiée
-Avant (-1.70 m):	Calculé: 10.5 cm ² /m	Vérifiée

ANNEXE

Pourcentage géométrique maximum d'armature verticale total: <i>Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91</i>	Maximum: 0.05	Vérifiée
- (0.80 m):	Calculé: 0.00684	Vérifiée
- (-1.70 m):	Calculé: 0.00842	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures verticales: <i>BAEL-91, Article A.7.2,5</i>	Minimum: 3 cm	
- Arrière:	Calculé: 10 cm	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 10 cm	Vérifiée
Séparation maximale entre barres: <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i>	Maximum: 25 cm	
- Armature verticale Arrière:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature verticale Avant:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Minimum: 0.6 cm Calculé: 1.6 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures verticales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Minimum: 0.6 cm Calculé: 1.4 cm	Vérifiée
Vérification sous flexion composée: <i>Vérification réalisée par unité de longueur de mur</i>	2.1 cm	Vérifiée
Vérification à l'effort tranchant: <i>BAEL-91, Article A.5.2,2</i>	Maximum: 926.5 kN/m Calculé: 125.8 kN/m	Vérifiée
Vérification de la fissuration par contraintes dans les barres: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Maximum: 201.633 MPa Calculé: 40.6392 MPa	Vérifiée
Longueur de recouvrement: <i>BAEL-91, Article A.6.1,2</i>		
- Base arrière:	Minimum: 0.49 m Calculé: 0.60 m	Vérifiée
- Base avant:	Minimum: 0.29 m Calculé: 0.4 m	Vérifiée
Vérification de l'ancrage de l'armature de base en couronnement: <i>Critère de CYPE</i>	Calculé: 20 cm	
- Arrière:	Minimum: 20 cm	Vérifiée
- Avant:	Minimum: 0 cm	Vérifiée
Section minimale longitudinale face supérieure poutre de couronnement: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 4 cm ² Calculé: 4 cm ²	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle:		
- Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Arrière: -5.70 m		
- Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Avant: -5.70 m		
- Section critique en flexion composée: Cote: -5.70 m, Md: 321.65 kN·m/m, Nd: 87.68 kN/m, Vd: 131.82 kN/m, Contrainte maximale de l'acier: 130.927 MPa		
- Section critique sous effort tranchant: Cote: -5.00 m		

ANNEXE

Référence: Vérifications géométriques et de résistance (Semelle filante)		
Vérification	Valeurs	État
Vérification de la stabilité: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i>		
-Coefficient de sécurité au renversement:	Minimum: 1.5 Calculé: 3.32	Vérifiée
-Coefficient de sécurité au glissement:	Minimum: 1.5 Calculé: 1.80	Vérifiée
Épaisseur minimale: -Semelle superficielle: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 15 cm Calculé: 80 cm	Vérifiée
Contraintes appliquées au sol: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i>		
-Contrainte moyenne:	Maximum: 0.2 MPa Calculé: 0.1859 MPa	Vérifiée
-Contrainte maximale:	Maximum: 0.2 MPa Calculé: 0.3975 MPa	Vérifiée
Flexion dans la semelle: <i>Vérification basée sur des critères résistants</i>		
-Armature sup. arrière:	Minimum: 4.05 cm ² /m Calculé: 5.7 cm ² /m	Vérifiée
-Armature inf. arrière:	Minimum: 0 cm ² /m Calculé: 3.05 cm ² /m	Vérifiée
-Armature sup. avant:	Minimum: 0 cm ² /m Calculé: 5.7 cm ² /m	Vérifiée
-Armature inf. avant:	Minimum: 7.01 cm ² /m Calculé: 10.05 cm ² /m	Vérifiée
Effort tranchant: <i>BAEL-91, Article A.5.2,2</i>	Maximum: 875 kN/m	
-Arrière:	Calculé: 74.1 kN/m	Vérifiée
-Avant:	Calculé: 131.9 kN/m	Vérifiée
Longueur d'ancrage: <i>BAEL-91, Article A.6.1,2</i>		
-Attentes arrière:	Minimum: 20 cm Calculé: 30.4 cm	Vérifiée
-Attentes avant:	Minimum: 14 cm Calculé: 30.4 cm	Vérifiée
-Armature inf. arrière (Crosse):	Minimum: 17.6 cm Calculé: 25 cm	Vérifiée
-Armature inf. avant (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 25 cm	Vérifiée
-Armature sup. arrière (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 0 cm	Vérifiée
-Armature sup. avant (Crosse):	Minimum: 0 cm Calculé: 20 cm	Vérifiée
Enrobage:		
-Inférieure:	Minimum: 4 cm	Vérifiée

ANNEXE

DTU 13.12. Article 2,54.	Calculé: 5 cm	
-Latéral: FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.1,3	Minimum: 5 cm Calculé: 7 cm	Vérifiée
-Supérieure: DTU 13.12. Article 2,54.	Minimum: 4 cm Calculé: 5 cm	Vérifiée
Diamètre minimum: Critère de CYPE	Minimum: Ø12	
-Armature transversale inférieure:	Calculé: HA16	Vérifiée
-Armature longitudinale inférieure:	Calculé: HA20	Vérifiée
-Armature transversale supérieure:	Calculé: HA20	Vérifiée
-Armature longitudinale supérieure:	Calculé: HA14	Vérifiée
Séparation maximale entre barres: BAEL-91, Article A.4.5,33	Maximum: 25 cm	
-Armature transversale inférieure:	Calculé: 20 cm	Vérifiée
-Armature transversale supérieure:	Calculé: 20 cm	Vérifiée
-Armature longitudinale inférieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
-Armature longitudinale supérieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Séparation minimale entre barres: Critère de CYPE	Minimum: 10 cm	
-Armature transversale inférieure:	Calculé: 20 cm	Vérifiée
-Armature transversale supérieure:	Calculé: 20 cm	Vérifiée
-Armature longitudinale inférieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
-Armature longitudinale supérieure:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique minimum:		
-Armature longitudinale inférieure: FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3	Minimum: 0.001 Calculé: 0.00196	Vérifiée
-Armature longitudinale supérieure: FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3	Minimum: 0.0005 Calculé: 0.00128	Vérifiée
-Armature transversale inférieure: Critère de CYPE	Minimum: 0.001 Calculé: 0.00125	Vérifiée
-Armature transversale supérieure: Critère de CYPE	Minimum: 0.001 Calculé: 0.00196	Vérifiée
Pourcentage mécanique minimal:		
-Armature longitudinale inférieure: FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3	Minimum: 0.00031 Calculé: 0.00196	Vérifiée
-Armature longitudinale supérieure: FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3	Minimum: 0.00049 Calculé: 0.00128	Vérifiée
-Armature transversale inférieure: BAEL-91, Article A.4.2	Minimum: 0.00105 Calculé: 0.00125	Vérifiée
-Armature transversale supérieure: BAEL-91, Article A.4.2	Minimum: 0.0006 Calculé: 0.00196	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle:		
- Moment fléchissant défavorable dans la section de référence de l'arrière: 132.96 kN·m/m		
- Moment fléchissant défavorable dans la section de référence de l'avant: 217.58 kN·m/m		

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] BAZIZ Karim, (2017), thèse de magistère « effet de la variabilité des paramètres de calcul sur la Stabilité des murs de soutènement », Université Mouloud MAMMERI (Tizi Ouzou).
- [2] CHERARRED, (2011) , Cours “calcul des fondations et ouvrages de soutènements“(1^{er} Année Master géotechnique).
- [3] LLARBI PACHA Samir,(2012), Mémoire de fin d’étude " Ouvrage intégré dans le projet d’évitement de la ville de Kherrata (viaduc de 600 ML) ", Université de A.M BEJAIA.
- [4] Site d'internet : Wikipedia (2020).
- [5] Présentation de la wilaya de Laghouat, monographie D.P.A.T (2018).
- [6] Aissaoui Asma,(2016), thèse de magistère « hydrologie et hydrogéologie du bassin versant de l'oued M'zi (Laghouat), Algérie, Université d’Oran2 (Oran).
- [7] Site d'internet : Wikipedia(2018).
- [8] Présentation de la wilaya de Laghouat, monographie D.P.A.T(2016).
- [9] direction de protection civile de la wilaya de Laghouat.
- [10] Direction de l'Hydraulique de la wilaya de Laghouat.
- [11] Direction des Travaux Publics de la wilaya de Laghouat.
- [12] Site d'internet : Wikipedia (2020)
- [13] Présentation de la wilaya de Laghouat, monographie D.P.A.T.
- Béton Armé , norme: BAEL-91 (R-99) (France)
 - Note de calcul de mur de soutènement en béton armé (calcul manuel

Logiciel :

- ❖ Programme CYPE 2015calcul