

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJ-BOUIRA**



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées  
Département de Génie Civil

**Mémoire de fin d'études**

Présenté par :

**DJEMA MOHAMED SEDDIK**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie civil

Option : Structures

**Thème :**

**Effet d'un chargement sismique sur les murs de soutènement**

**Devant le jury composé de :**

• MOUSSAOUI FAHEM	MAA	UAMOB	Président
• ROUABEH AICHA	MAA	UAMOB	Examineur
• BELMIHOUB HACENE	MAB	UAMOB	Encadreur

**Année Universitaire 2022/2023**

# Remerciements

*Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.*

*Je remercie Mr. BELMIHOUB HACENE et Je remercie également les enseignants de la Faculté de génie civil.*

*Je remercie les membres de jury, Mr MOUSSAOUI FAHE président de jury, Mme ROUABEH AICHA examinateur.*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail,*

*À mes parents qui m'ont soutenu pendant ma carrière scolaire.*

*À vous mon frère (ILYÈS) et mes sœurs qui m'avez toujours soutenu et encouragé durant ces années d'études.*

*À mes chers amis, K.Imad, H.Adlan, S.Oussama, G.Rachid, pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.*

# Résumé

La compréhension de l'interaction entre le sol, la structure et les forces sismiques est importante pour la conception d'un soutènement stable et sécurisés. Ce travail commence par une étude bibliographique des principes généraux et des méthodes utilisées dans le calcul des ouvrages de soutènement, et pour objet de construire un mur de soutènement sous sollicitation sismique, à l'aide d'un outil de simulation numérique PLAXIS 2D, son but est de faire une comparaison entre l'effet d'une charge statique et une charge dynamique sur le mur de soutènement.

D'après les conclusions de cette étude, il a été constaté des différences significatives dans l'analyse des réponses des soutènements en fonction des deux types de chargement. Le chargement sismique a généré des perturbations considérables sur les contraintes et les déplacements qui sont très remarquables. En revanche, le chargement statique a entraîné des réponses plus atténuées.

## Mots clés

**Soutènement**

**Plaxis 2D**

**Charge statique**

**Charge dynamique**

# Abstract

Understanding the interaction between soil, structure and seismic forces is important for the design of stable and secure supports. This work begins with a bibliographical study of the general principles and methods used in the calculation of support structures, and for the purpose of constructing a support wall under seismic stress, using a numerical simulation tool PLAXIS 2D, its purpose is to make a comparison between the effect of a static charge and a dynamic charge on the retaining wall.

Based on the findings of this study, significant differences were found in the analysis of support responses for both types of loading. Seismic loading has generated considerable disturbances on stresses and displacements which are very remarkable. In contrast, static loading resulted in more muted responses.

## Keys words

**Support**

**Plaxis 2D**

**Static load**

**Dynamic load**

## الخلاصة

إن فهم التفاعل بين التربة والبنية والقوى الزلزالية مهم لتصميم دعائم مستقرة وآمنة. ويبدأ هذا العمل بدراسة بليوغرافية للمبادئ والأساليب العامة المستخدمة في حساب هياكل الدعم، ولغرض بناء ، فإن الغرض منها هو إجراء مقارنة جدار داعم تحت الضغط الزلزالي، باستخدام أداة المحاكاة العددية بين تأثير الحمولة الثابتة و الديناميكية على الجدار

.Plaxis 2D

واستنادا إلى نتائج هذه الدراسة، وجدت اختلافات كبيرة في تحليل استجابات الدعم لكلا النوعين من التحميل. وأدى التحميل الزلزالي إلى حدوث اضطرابات كبيرة في حالات الإجهاد والتشريد، وهي اضطرابات ملحوظة للغاية. في المقابل، أدى التحميل الثابت إلى تغيرات أكثر ضعفا مقارنة بالحالة الأولى

الكلمات المفتاحية

PLAXIS 2D      الحمولة الثابتة      الحمولة الزلزالية      جدار الدعم

## Liste des notations principales

B : Largeur de la fondation

c : Cohésion du sol

e : Excentricité de la résultante de la charge verticale

H : Hauteur verticale d'un ouvrage de soutènement

E : Module d'Young

qu : Capacité portante de la fondation

$\alpha$  : Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale

$\beta$  : Angle d'inclinaison de la surface superficielle du remblai

$\gamma$  : Poids volumique du sol

$\gamma'$  : Poids volumique déjaugé

$\delta$  : Angle d'interface

$\varepsilon$  : Déformation

$\nu$  : Module de Poisson

$\sigma$  : Contrainte, horizontale ( $\sigma_h$ ), verticale ( $\sigma_v$ )

$\psi$  : Angle de dilatance du sol

$\theta$  : L'inclinaison de la face du mur sur l'horizontale

K0 : Coefficient des terres au repos

Fca : Force de poussée

Fp : Force de butée

FR : Facteur de renversement

$\sigma'_p$  : La pression de préconsolidation du sol déterminé à l'essai oedométrique

$\sigma'_{v0}$  : La contrainte effective en place

KP : Coefficient des poussées des terres passives

Ka : Coefficient des butées des terres actives

Z : Profondeur dans le sol

W' : Poids des terres

$\gamma_1'$ : Poids volumique effective submergé du sol

Q : Charge concentrée

$\sigma_r$  : Contrainte normale radiale

$\sigma_\theta$ : Contrainte normale orthoradial

Rinter : Facteur de rigidité

EA : Rigidité normal

EI : Rigidité de flexion



# Sommaire

Remerciement.....	I
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
الخلاصة.....	V
Liste des notations principales.....	VI
Liste des abréviations.....	VII
Liste des figures.....	X
Liste des tableaux.....	XIV
Introduction générale.....	1

## Chapitre 01 : Les ouvrage de soutènement.

I.1 INTRODUCTION .....	2
I.2 GENERALITES SUR LES MURS DE SOUTENEMENT .....	2
I.2.1 Définition .....	2
I.2.2 Le principe de l'ouvrage de soutènement .....	3
I.3 LES TYPES DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT .....	3
I.3.1 Mur poids .....	4
I.3.2 Mur en béton armé .....	8
I.3.3 Les rideaux palplanche métallique .....	11
I.3.4 Parois moulé et préfabriqué.....	12
I.3.5 Voiles et poutre ancré.....	14
I.3.6 Parois clouées.....	15
I.3.7 Les ouvrages en terre armé.....	15
I.3.8 Parois composite .....	16
I.3.9 Les murs de soutènement en sol renforcé par géo-synthétiques .....	18
I.3.10 Blindage de fouilles.....	19
I.4 MODE DE FONCTIONNEMENT DES SOUTENEMENT .....	20
I.4.1 Fonctionnement par le poids de l'ouvrage de soutènement .....	20
I.4.2 Fonctionnement par l'encastrement de l'ouvrage de soutènement .....	21
I.4.3 Fonctionnement par ancrage .....	22
I.5 MODE DE RUPTURE DES MURS DE SOUTENEMENT .....	22
I.6 STABILITE D'UN OUVRAGE DE SOUTENEMENT.....	23
I.6.1 La stabilité interne.....	23
I.6.2 La stabilité externe .....	24

I.7 PATHOLOGIE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT .....	26
I.1 REGLES A RESPECTER POUR CONSTRUIRE UN SOUTÈNEMENT .....	27
CONCLUSION .....	28

## **Chapitre 02 : Méthodes du calcul des pressions des terres.**

II.1 Introduction .....	29
II.2 Mobilisation des équilibres de poussée et de butée .....	29
II.2.1 Etat initial.....	30
II.2.2 Equilibre de poussée .....	31
II.2.3 Equilibre de butée .....	32
II.3 Calcul statique des pressions des terres .....	35
II.3.1 Théorie de coulomb .....	35
II.3.2 Théorie de rankine .....	38
II.3.3 Théories de KERISEL et CAQUOT .....	38
II.3.4 Théorie de BOUSSINESQ.....	39
II.4 L'analyse d'états limites par l'approche pseudo-statique.....	40
II.5 Méthode de calculs numériques.....	40
II.5.1 Méthode des éléments finis.....	40
II.5.2 La méthode des différences finies.....	41
Conclusion.....	41

## **Chapitre 03 : présentation de logiciel plaxis 2d.**

III.1 Introduction .....	42
III.2 Méthode des éléments finis en géotechnique .....	42
III.2.1 Concept de base.....	42
III.2.2 Calculs par la méthode des éléments finis .....	42
III.3 Présentation de logiciel plaxis 2d.....	43
III.3.1 Définition .....	43
III.3.2 Les sous-programmes de PLAXIS .....	44
III.4 Modélisation du mur de soutènement par plaxis 2D .....	44
III.4.1 Modélisation de comportement de sol.....	44
III.4.1.1 Modèle élastique linéaire .....	45
III.4.1.2 Modèle de Mohr-Coulomb .....	45
III.4.2 Les interfaces.....	48
III.4.3 Modélisation de l'interface sol/béton .....	49

III.4.4 Maillage.....	49
III.4.5 Conditions aux limites.....	49
III.5 Modélisation des séismes .....	49
Conclusion.....	50

**Chapitre 04 : APPLICATIONS NUMERIQUES.**

IV.1 Introduction.....	51
IV.2 Simulation numérique .....	51
IV.2.1 Présentation de cas d'étude : .....	51
IV.2.2 Les données géotechniques .....	52
IV.2.3 Conditions aux limites.....	55
IV.2.4 Les phases de calculs.....	55
IV.3 LE 1 <sup>ER</sup> CAS : ACTIVATION DES TROIS PREMIERE PHASES .....	58
IV.3.1 Représentation des résultats obtenus sous forme des schémas des courbes.....	58
IV.3.2 Interprétation des résultats.....	63
IV.4 La 2 <sup>eme</sup> cas : activation d'une charge DE 35 KN/m <sup>2</sup> .....	64
IV.4.1 Représentation des résultats obtenus sous forme des schémas des courbes.....	64
IV.4.2 Interprétation des résultats.....	69
IV.5 La 3 <sup>eme</sup> cas : activation d'une charge de 100 KN/m <sup>2</sup> .....	70
IV.5.1 Représentation des résultats obtenus sous forme des schémas des courbes.....	70
IV.5.2 Interprétation des résultats.....	74
IV.6 Le 4 <sup>eme</sup> cas : activation de la charge sismique .....	75
IV.6.1 Représentation des résultats obtenus sous forme des schémas des courbes.....	77
IV.6.2 Interprétation des résultats.....	81

# Liste de la figure

## Chapitre 01 : Les ouvrage de soutènement.

Figure I.1: Mur poids en béton non armé( village djebahia).....	5
Figure I.2: mur en gabion (autoroute Est Ouest –village boulerbah ).....	6
Figure I.3: Mur poids en maçonnerie jointoyée (La route nationale 05_Lakhdaria) .....	6
Figure I.4: Mur poids en maçonnerie de pierres sèches non jointoyée .....	7
Figure I.5: mur caisson (autoroute Est Ouest.Lakhdaria). .....	8
Figure I.6: Mur pneu sol (Bechloul).....	8
Figure I. 8: Mur en déblai.....	10
Figure I.7: Murs en béton armé en «T renversé» classique.....	10
Figure I.9: Diverses dispositions de bûches. ....	11
Figure I.10: Mur de soutènement renforcé avec contrefort.....	11
Figure I.11: Les rideaux de palplanches.....	13
Figure I.13: parois moulé. ....	13
Figure I.12: rideaux de palplanches ancrées par tirants actifs.....	13
Figure I.14: mur de soutènement en parois préfabriqué.....	14
Figure I.15: parois moulés ancrés. ....	14
Figure I.16: Voile ancré (La route nationale 05_khadiria).....	15
Figure I.17: poutre ancré. ....	15
Figure I.18: Mur en sol cloué (La route nationale 05_Lakhdaria) .....	16
Figure I.19: mur en remblai renforcé. ....	17
Figure I.20: parois berlinoise. ....	18
Figure I.21: Paroi parisienne. ....	18
Figure I.22: Parois lutétienne. ....	19
Figure I.24: Exemple de géo-grille. ....	20
Figure I.23: ouvrage de géotextile.....	20
Figure I. 25: Blindage des fouilles. ....	21
Figure I. 26: Reprise de la poussée par le poids de l'ouvrage.....	22
Figure I. 27: Reprise de la poussée grâce à l'encastrement de l'ouvrage. ....	22
Figure I. 28: Reprise de la poussée grâce à un ancrage.....	23
Figure I. 29: Mode de rupture des ouvrages de soutènement.....	24
Figure I. 30: Exemples de modes limites pour la rupture des ouvrages de soutènement.....	24

Figure I. 31: Rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement.....	25
Figure I. 32: Rupture au poinçonnement.....	25
Figure I. 33: rupture par glissement. ....	26
Figure I. 34: rupture par rotation (renversement).....	26
Figure I. 35: Exemple de glissement des terrains.....	27
Figure I. 36: Corrosion de palplanche. ....	27

## **Chapitre 02 : Méthodes du calcul des pressions des terres.**

Figure II. 1 :(a) Etat de butée (b) Etat de poussée.....	29
Figure II. 2: La condition initiale du sol au repos. (terre horizontale $\beta=0$ ).....	31
Figure II. 3: Etat limite du sol (terre horizontale $\beta=0$ , et sans frottement sol-écran $\delta=0$ ) .....	31
Figure II. 4: Répartition de la poussée selon le type de déplacement de l'écran ;(a) rotation autour du pied (b) translation horizontale (c) rotation autour du sommet (d) déplacement flexion entre deux appuis fixes [10].....	32
Figure II. 5: Etat limite de butée (terre horizontale $\beta=0$ , et sans frottement sol-écran $\delta=0$ )....	33
Figure II. 6: Variation du coefficient de pression des terres K en fonction de déformation... 33	33
Figure II. 7: (a) Coin actif de coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur (b) polygone des forces du coin actif de coulomb. ....	36
Figure II. 8: (a)Coin passif de Coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur (b) polygone des forces du coin passif de Coulomb. ....	37
Figure II. 9: Distributions de la pression active de Rankine sur le sol pour des différents remblais (a) remblai sans cohésion ;(b) remblai sans frottement ;(c) remblai avec frottement et cohésion.....	37
Figure II. 10: Équilibres de Boussinesq et de Rankine. ....	38

## **Chapitre 03 : présentation de logiciel plaxis 2d.**

Figure III. 1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. ....	45
Figure III. 2: Paramètres avancés de Mohr-Coulomb .....	45
Figure III. 3: Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et jonction avec les éléments du sol. ....	46

## Chapitre 04 : APPLICATIONS NUMERIQUES.

Figure IV. 1 : Géométrie du modèle.....	48
Figure IV. 2 : déformation plane du maillage associé.....	50
Figure IV. 3: Représentation de la phase initiale. ....	51
Figure IV. 4 : Représentation de Représentation d'excavation.....	51
Figure IV. 5 : Représentation de l'installation de mur de soutènement. ....	52
Figure IV. 6 : Représentation de la phase de pose du remblai. ....	52
Figure IV. 7 : Représentation de schéma après l'activation des trois premières phases.....	53
Figure IV. 8 : Déformation du maillage. ....	53
Figure IV. 9 : Représentation de déplacement totale. ....	54
Figure IV. 10 : Représentation de déplacement horizontal.....	54
Figure IV. 11 : Représentation de déplacement vertical. ....	54
Figure IV. 12 : représentation de la contraint Totale. ....	55
Figure IV. 13 : représentation de La contrainte horizontale. ....	55
Figure IV. 14 : représentation de la Contraints verticale. ....	55
Figure IV. 15 : la dispositions des points choisis. ....	56
Figure IV. 16: Représentation de déplacement total. ....	56
Figure IV. 17: Représentation de déplacement selon XX'.....	57
Figure IV. 18 : Représentation de déplacement selon YY'.....	57
Figure IV. 19: Représentation de contrainte selon XX'.....	57
Figure IV. 20: Représentation de contrainte selon YY'.....	58
Figure IV. 21: Représentation de la réalisation des phases avec succès avec Plaxis. ....	59
Figure IV. 22: Représentation d'activation de la charge.....	59
Figure IV. 23: Représentation de déformation de maillage. ....	60
Figure IV. 24: Représentation de déplacement total. ....	60
Figure IV. 25: Représentation de déplacement horizontal.....	61
Figure IV. 26: Représentation de déplacement Vertical. ....	61
Figure IV. 27: Représentation de contrainte totale.....	61
Figure IV. 28: Représentation de contrainte horizontale. ....	62
Figure IV. 29: Représentation de contrainte verticale.....	62
Figure IV. 30: Représentation de déplacement total. ....	62
Figure IV. 31: Représentation de déplacement selon XX'.....	63

Figure IV. 32: Représentation de déplacement selon YY'	63
Figure IV. 33: représentation de contrainte selon XX'	63
Figure IV. 34: représentation de contrainte selon YY'	64
Figure IV. 35: Représentation de déformation de maillage.	65
Figure IV. 36: Représentation de déplacement total.	65
Figure IV. 37: Représentation de déplacement horizontal.	66
Figure IV. 38: Représentation de déplacement vertical.	66
Figure IV. 39: Représentation de la contrainte totale.	66
Figure IV. 40: Représentation de la contrainte horizontale.	67
Figure IV. 41 Représentation de la contrainte verticale.	67
Figure IV. 42: Représentation de déplacement total.	67
Figure IV. 43: Représentation de déplacement horizontal.	68
Figure IV. 44: Représentation de déplacement vertical.	68
Figure IV. 45: Représentation de la contrainte selon XX'	68
Figure IV. 46: Représentation de la contrainte selon YY'	69
Figure IV. 47: Fenêtre de la phase d'application de la méthode dynamique.	70
Figure IV. 48 : Fenêtre de la zone d'application de la méthode dynamique.	71
Figure IV. 49 : Enregistrement de l'accélération.	71
Figure IV. 50 : Représentation du déformation de maillage.	72
Figure IV. 51 : Représentation du déplacement total.	72
Figure IV. 52 : Représentation du déplacement horizontal.	73
Figure IV. 53 : Représentation du déplacement vertical.	73
Figure IV. 54 : Représentation de la contrainte totale.	73
Figure IV. 55 : Représentation de la contrainte horizontale.	74
Figure IV. 56 : Représentation de la contrainte verticale.	74
Figure IV. 57 : Représentation du déplacement total.	74
Figure IV. 58 : Représentation du déplacement horizontale.	75
Figure IV. 59 : Représentation du déplacement vertical.	75
Figure IV. 60 : Représentation de la contrainte selon XX'	75
Figure IV. 61 : Représentation de la contrainte selon YY'	76

## Liste des tableaux

Tableau I. 1: Les différents genres de structures de soutènement .....	4
Tableau II.1:Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive .....	34
Tableau II.2: Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement.. .....	35
Tableau IV. 1: Paramètre de sol. ....	49
Tableau IV. 2 : Valeurs de $\alpha_R$ et $\beta_R$ pour la couche du sol. ....	50
Tableau IV. 3: Caractéristiques du mur de soutènement. ....	51
Tableau IV. 4: Valeurs de $\alpha_R$ et $\beta_R$ pour le mur. ....	51
Tableau IV. 5: Caractéristiques du butons d'ancrage.....	52



# INTRODUCTION GENERALE

Les murs de soutènement jouent un rôle très important en raison de leur coût et de leur fonctionnalité comparativement élevé par rapport à d'autres structures de stabilisation. La conception d'une structure solide et résistante implique une étape cruciale qui consiste à déterminer les dimensions appropriées d'un mur de soutènement. Il s'agit de déterminer les caractéristiques géométriques et structurales nécessaires pour assurer la stabilité du mur face aux différentes sollicitations statiques et dynamiques auxquelles il est soumis.

La compréhension du comportement des structures de soutènement au cours d'un séisme est l'un des problèmes les plus anciens de la géotechnique. Les tremblements de terre ont provoqué des déformations permanentes des structures de soutènement pendant de nombreux séismes historiques. Dans certaines situations, les déformations subies étaient insignifiantes; Dans d'autres situations, elles ont provoqué des dégâts considérables dans certains cas, les structures de soutènement ont subi un effondrement, avec des résultats catastrophiques sur le plan physique et économique.

L'objectif primordial de ce mémoire est de concevoir et d'élaborer un mur de soutènement spécifiquement adapté aux sollicitations sismiques, en utilisant une méthode de simulation numérique avancée telle que PLAXIS 2D. son but est de faire une comparaison entre l'effet d'une charge statique et une charge dynamique sur le mur. Nous avons entrepris une étude bibliographique approfondie sur les ouvrages de soutènement, le calcul des pressions exercées par les terres et la modélisation numérique.

La réalisation du travail a été définie comme suit :

- 1- Une première partie consacrée à la recherche bibliographique comprenant deux chapitres :  
Le premier chapitre comporte des notions générales sur le comportement des ouvrages de soutènement, différents types et leur mode de fonctionnement, et les modes de rupture de ces ouvrages de soutènement. Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres.
- 2- Une deuxième partie consacrée à la modélisation numérique comprenant deux chapitres:  
Le premier chapitre comporte une présentation de logiciel PLAXIS 2D, et donne le deuxième on présente les résultats obtenus par le logiciel sous les différentes phases, avec l'interprétations des différentes courbes, figures obtenus et une comparaison entre l'effet des charges statiques et les charges dynamiques sur le mur de soutènement.

# **CHAPITRE I**

## **LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT**

## I.1 Introduction

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour retenir des quantités importantes de sol. Cet ouvrage assure différentes fonctions, notamment la protection des routes et des chemins contre les glissements de terrain, la formation de quais naturels pour les ports maritimes ou autres, l'érection d'obstacles verticaux de grande hauteur, ainsi que le soutien des excavations et tranchées sur les chantiers pour travailler à l'abri de l'eau.

Il existe différents types de soutènement, tels que les soutènements en béton, les murs en gabion, en bois et les soutènements en acier...etc. Le choix du type de soutènement dépend des conditions du site, des charges à supporter et du coût [1].

Les méthodes de construction des ouvrages de soutènement ont évolué au fil des années pour intégrer des techniques modernes telles que les murs de soutènement préfabriqués, les injections de ciment, les pieux et les ancrages. Les nouvelles technologies ont composé la possibilité de concevoir des structures de soutènement plus efficaces et plus durables. La conception des soutènements doit être effectuée par des ingénieurs qualifiés qui peuvent analyser les données du sol et les charges appliquées aux soutènements.

Ces différents types d'ouvrages partagent tous la même caractéristique : la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cependant, ce qui les distingue réside dans la façon dont ils gèrent cette force de poussée.

## I.2 Généralités sur les soutènements

### I.2.1 Définition

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour empêcher les risques d'éboulement ou de glissement sur un talus raide en amont, et peuvent également être utilisés pour prévenir l'érosion des sols. Par conséquent, leur installation peut être envisagée à titre provisoire ou permanent, en fonction des besoins [1].

Depuis les débuts de la construction, les ouvrages de soutènement ont joué un rôle essentiel, évoluant à travers différentes techniques telles que l'utilisation de pierres sèches, de maçonnerie, parfois de bois ou de polymère, et enfin de béton. Ces structures sont couramment employées pour :

- Dans un environnement montagneux, afin de protéger les voies de circulation des dangers liés aux glissements de terrain, en choisissant des emplacements près de cours d'eau ou lors du passage à travers une vallée.

- Dans un environnement urbain, dans le but de réduire l'impact d'une pente naturelle pour la construction d'une route, d'un bâtiment et l'agencement d'un quai.

### I.2.2 Le principe de l'ouvrage de soutènement

Le principe de soutènement est un concept utilisé en génie civil pour désigner l'ensemble des techniques et des structures qui permettent de garantir la stabilité et la sécurité des constructions, en évitant les glissements de terrain, les effondrements et les affaissements. Il est notamment utilisé dans la construction de tunnels, ponts, bâtiments, fouilles et d'ouvrages de barrage. Le concept de soutènement repose sur l'utilisation de divers éléments de construction qui permettent de maintenir les zones protégées ou les structures en place. Les murs de soutènement, les pieux, les palplanches, les tirants, les poutres de rétention ou des coffrages. Le choix des éléments de soutènement dépend des caractéristiques géologiques du terrain, de la hauteur de talus à retenir, de la pression exercée par le sol, En ce qui concerne la présence ou l'absence d'eau...etc. [2].

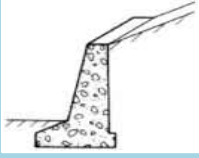
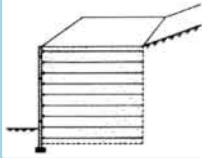
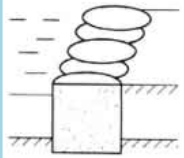

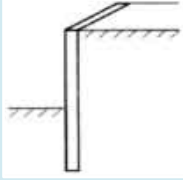
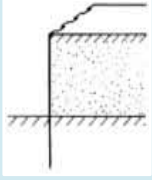
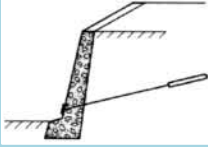
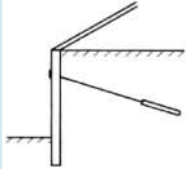
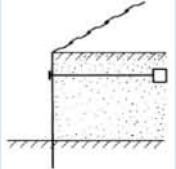
### I.3 Les types des ouvrages de soutènement

Un ouvrage de soutènement peut servir à retenir soit des terres ajoutées en remblai, soit le terrain existant. Si l'on parle du deuxième cas, on peut le qualifier d'ouvrage de soutènement en déblai.

Il existe trois principales catégories de structures de soutènement [3]:

- **les murs de soutènement** : Ces ouvrages ont généralement une base peu profonde et leur poids, qui peut inclure une partie de la masse de sol retenue, joue un rôle important. Par exemple, les murs en maçonnerie ou en béton, les murs en béton armé avec semelle, les murs à contreforts, les murs cellulaires, les murs-caissons, etc.
- **les écrans de soutènement** : Des structures légères, composées d'acier, de béton armé ou de bois, sont maintenues ou soutenues par des dispositifs d'ancrage. Leur capacité à résister à la flexion est cruciale, tandis que leur poids est négligeable. Cela inclut des exemples tels que des palplanches suspendues, des murs en béton coulés en place, des murs préfabriqués, des murs de type berlinois, des blindages de tranchées, et d'autres.
- **les ouvrages en remblai ou sol renforcé** : Ce sont des ouvrages qui incluent des renforcements disposés de manière approximativement horizontale, insérés entre les couches successives du matériau de remplissage au fur et à mesure de la construction de l'ouvrage. Par exemple, il peut s'agir de barrages constitués de plusieurs rangées de palplanches, de murs en sol cloué, de murs en Terre Armée, de murs renforcés avec des géotextiles, et d'autres.

Tableau I. 1: Les différents genres de structures de soutènement catégorisés en fonction de leur méthode de résistance à la pression exercée.

Mode de reprise de la poussée	Ouvrage de soutènement		
<b>Poids de l'ouvrage</b>	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 <b>Ouvrage cellulaire</b>
<b>Encastrement</b>	 Mur cantilever en béton armé	 Parois moulée	 <b>Rideau de palplanches</b>
<b>Ancrage</b>	 <b>Mur en béton ancré</b>	 <b>paroi moulée ancré</b>	 <b>Rideau ancré</b>

**I.3.1 Mur poids**

Ces murs, qui sont à la fois les plus anciens et les plus traditionnels, peuvent être construits en utilisant du béton non armé ou de la maçonnerie. Ils peuvent être composés d'une variété de matériaux tels que des pierres sèches, des gabions ou des éléments préfabriqués, qu'ils soient en béton armé ou non (blocs, caissons ou boîtes remplies de terre, etc.). Ces murs, qui ont une certaine étanchéité, sont généralement équipés d'un système de drainage (structure perméable) [3] et leur fondation a une largeur d'environ un tiers de la hauteur qu'ils soutiennent.

On retrouve plusieurs types de mur poids [4] :

### I.3.1.1 Murs poids en béton non armé

Les murs en béton non armé ou en béton cyclopéen sont fabriqués sur place. Parfois, une armature de peau est ajoutée. Afin d'assurer un drainage adéquat, l'utilisation de barbacanes est nécessaire, car l'eau ne peut pas traverser le béton.



Figure I.1: Mur poids en béton non armé( village djebahia).

### I.3.1.2 Murs poids en gabions

Constitués de structures en treillis métallique incorporant des blocs extraits de carrières, ils ont l'avantage de laisser passer les eaux de ruissellement, évitant ainsi toute pression hydrostatique supplémentaire. Les gabions présentent bien d'autres avantages : ils sont moins chers, très simples et rapides à construire et présentent une longévité considérable. Il est essentiel d'effectuer un entretien régulier des caissons pour prévenir la corrosion, qui pourrait entraîner des défaillances. Ce type de mur, conçu pour s'adapter aux terrains compressibles, présente une flexibilité supérieure par rapport aux murs en maçonnerie plus traditionnels [4].



Figure I.2: mur en gabion (autoroute Est Ouest –village boulerbah )

### I.3.1.3 Mur poids en maçonnerie de pierres sèches

#### ❖ Mur poids en maçonnerie de pierres sèches jointoyée

Les murs poids en maçonnerie jointoyée, présents notamment dans les zones montagneuses, sont constitués de briques ou de pierres assemblées avec du mortier. En règle générale, on les érige en béton armé après l'achèvement des fondations. Il est courant de commettre une erreur lorsqu'on construit ce genre de mur en alignant les joints verticaux, ce qui affaiblit sa solidité. Ces murs s'intègrent harmonieusement dans le paysage. À la différence des murs poids en maçonnerie de pierres sèches, ils nécessitent un système de drainage car l'eau ne peut pas s'écouler entre les pierres. On peut obtenir une forme trapézoïdale grâce à des redans [4].



Figure I.3: Mur poids en maçonnerie jointoyée (La route nationale 05\_Lakhdaria)

### ❖ Mur poids en maçonnerie de pierres sèches non jointoyée

Dans les régions de montagne, Les structures en pierre sèche sont principalement employées afin de maintenir des constructions nécessitées par la déclivité du terrain: rétention des sols en zone agricole, maintien des pentes pour le passage de chemins ou des routes ou de cours d'eau, aménagement de plateformes, etc. Les bâtiments d'habitation ou de stockage sont moins concernés par cette technique sans mortier, ce qui apporte des inconvénients pour la gestion climatique de l'intérieur, face à l'intrusion de nuisibles, pour la stabilité des éléments structurels. Un simple mortier de terre, facile à mettre en œuvre et économique était alors suffisant, pour les constructions les plus précaires et bien sûr les mortiers de chaux et de plâtre [4].



Figure I.4: Mur poids en maçonnerie de pierres sèches non jointoyée

#### I.3.1.4 Murs à caisson

Les murs à caissons reposent sur des éléments préfabriqués en béton armé ou en acier, qui sont assemblés pour former des cellules sans fond remplies de terre, connues sous le nom de caissons. Cette méthode de construction murale a une longue histoire et a été employée depuis de nombreux siècles [1].

La solidité des murs-caissons repose sur la dimension des composants et la masse du matériau utilisé pour le remplissage. Ces murs présentent l'avantage d'être simples et rapides à construire, mais ils sont restreints en termes de hauteur et peuvent subir un déplacement latéral considérable.





**Figure I.5: mur caisson (autoroute Est Ouest.Lakhdaria).**

### **I.3.1.5 Mur soutènement en pneu sol**

Les constructions fabriquées à partir de pneus et de terre, connues sous le nom de pneu sol, sont caractérisées par leur flexibilité, leur capacité à supporter d'importants tassements différentiels sans subir de dommages. Cette approche permet une répartition efficace des forces dans le matériau et les fondations, tandis que la végétation se développe rapidement et recouvre la structure.



**Figure I.6: Mur pneu sol (Bechloul).**

### **I.3.2 Mur en béton armé**

Il est courant d'utiliser des murs en béton armé comme ouvrages de soutènement, ce qui implique des structures minces en cantilever avec une large base ancrée dans le sol pour assurer la stabilité face à une partie du poids du remblai. Ces murs sont considérés comme des murs poids lorsqu'on prend en compte le remblai entre le mur et la verticale passant par l'extrémité arrière de la semelle. Ils sont généralement rigides et peuvent se présenter sous différentes formes, telles que le mur en T renversé, le mur contrefort, le mur diverse, etc.

### I.3.2.1 Mur en T renversé

La méthode dominante pour construire un mur en béton armé, connu également sous le nom de mur en cantilever, consiste à encastrer le pan vertical dans la fondation. Cette technique s'avère économique pour des hauteurs inférieures à 5 à 6 mètres et peut être utilisée sur des sols de qualité mécanique limitée, sans nécessiter de contreforts. Par rapport à un mur massif de même hauteur et de même largeur de fondation, elle exerce des contraintes plus légères sur le sol [4].

Lorsqu'il s'agit de murs en déblai, la réduction de la longueur du talon et l'augmentation de celle de la semelle sont nécessaires en raison des contraintes liées au volume des travaux de terrassement et aux problèmes de stabilité temporaire des excavations lors de la construction des remblais par excavation [4].



Figure I.7: Murs en béton armé en «T renversé» classique.

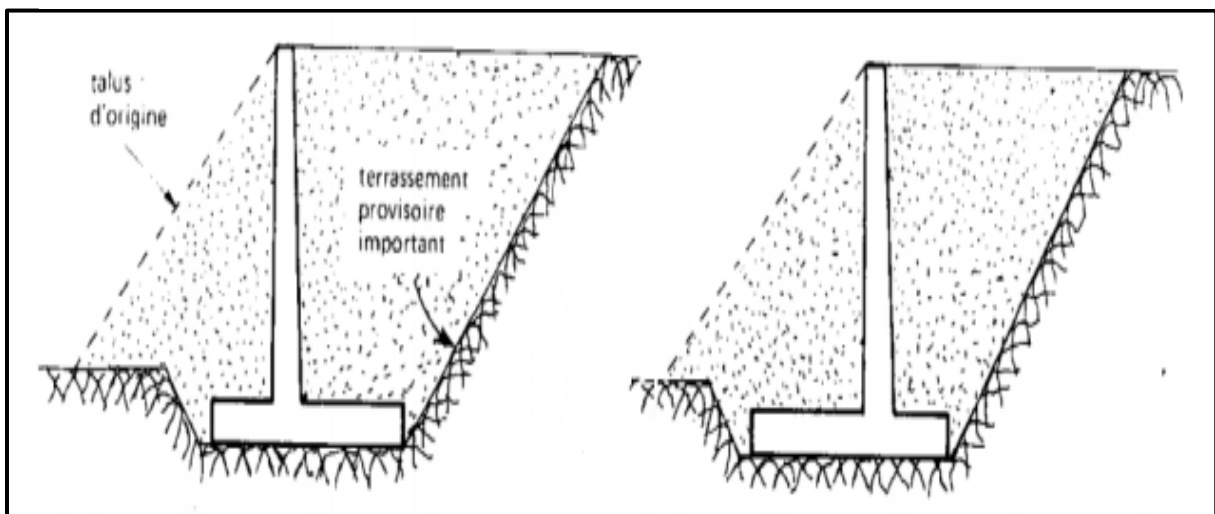


Figure I.8: Mur en déblai.

Occasionnellement, pour assurer la résistance du mur au glissement, il est nécessaire de placer une bêche sous la fondation, la pelle peut être positionnée soit à l'avant ou à l'arrière de la fondation, voire parfois prolongée par la dalle.

Lorsqu'on creuse une tranchée sans utiliser de coffrage, la bêche est généralement immergée pendant toute la durée des travaux. Cette méthode présente un avantage potentiel en permettant de placer la semelle complètement hors gel. Cependant, Lorsqu'on ouvre une tranchée, il y a une possibilité que le sol se décomprime dans la zone où la bêche subit la plus grande pression. De plus, après la construction du mur, il y a également un risque que la butée devant la bêche soit enlevée lors de travaux de terrassement, tels que l'excavation d'une tranchée pour l'installation d'une canalisation [4].

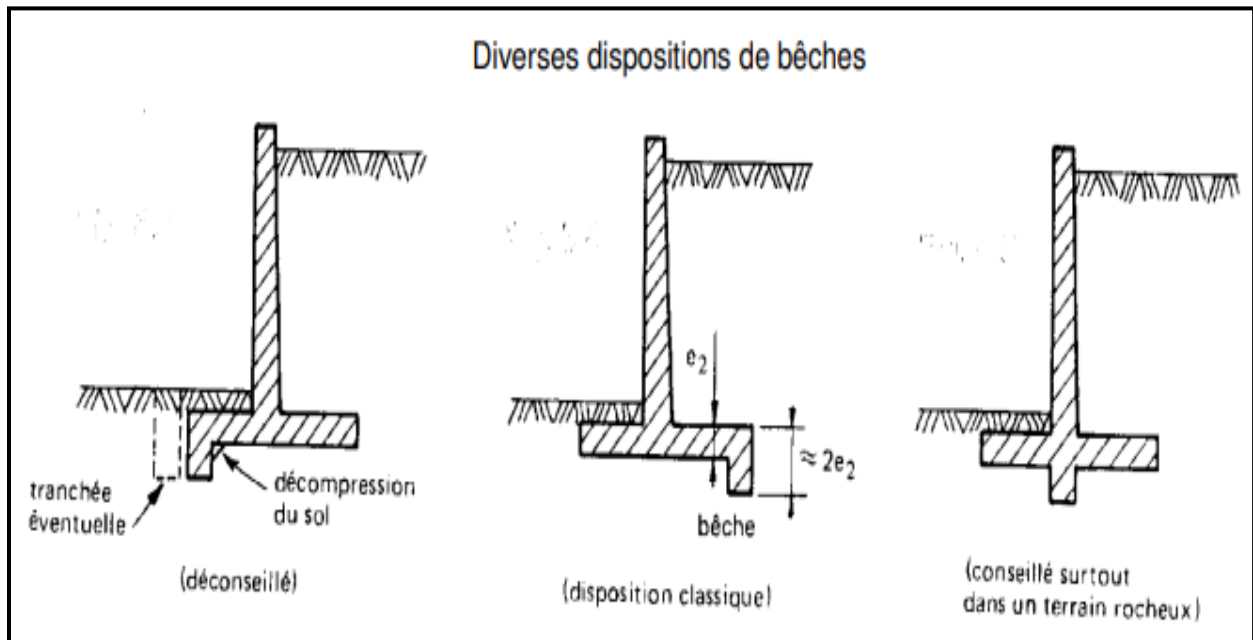


Figure I.9: Diverses dispositions de bêches.

### I.3.2.2 Mur de soutènement renforcé avec contrefort

Lorsque le mur dépasse les six mètres de hauteur ou que les coefficients de poussée sont élevés, il y a une augmentation du moment de fixation du mur sur la semelle. Une méthode préliminaire consiste à employer des contrevents pour réduire ce moment.

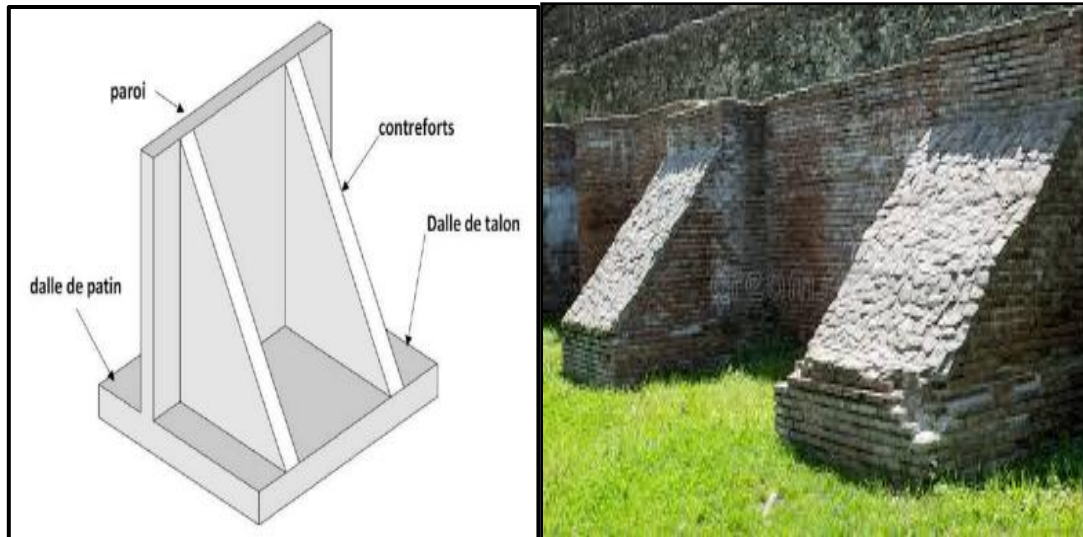


Figure I.10: Mur de soutènement renforcé avec contrefort.

### I.3.3 Les rideaux palplanche métallique

Les rideaux de palplanches jouent un rôle de soutien en supportant la charge exercée par la pression des sols et de l'eau, tout en résistant à la flexion. Ils utilisent des points d'appui composés du sol enfoncé et, si nécessaire, de tirants positionnés dans la partie supérieure de l'écran. Dans le cas des rideaux ancrés, la partie enfoncée du rideau de palplanche représente généralement de 30 à 50 % de sa hauteur totale, tandis que pour les rideaux non ancrés, cette proportion peut aller jusqu'à 70 %.

Les rideaux de palplanches offrent de nombreuses options d'utilisation, comme servir de soutènement pour les remblais ou les déblais, ainsi que dans des environnements aquatiques. Cependant, leurs possibilités d'application sont restreintes en raison de leur méthode d'installation par fonçage, ainsi que des aspects liés à leur fonctionnement mécanique et à leurs dimensions. Sur le plan mécanique, les profilés métalliques disponibles sur le marché limitent leur capacité de résistance à la flexion, alors que les moyens de transport imposent des contraintes sur leurs dimensions, celles-ci sont limitées à un maximum de 24 mètres. Lorsque la hauteur hors fiche est faible, Les forces de butée présentes dans la zone encastrée peuvent contrebalancer les pressions exercées par le remblai à retenir. Cependant, si la hauteur hors fiche est élevée, il est fréquent d'utiliser des tirants comme système d'ancrage en tête [1].



Figure I.11: Les rideaux de palplanches.

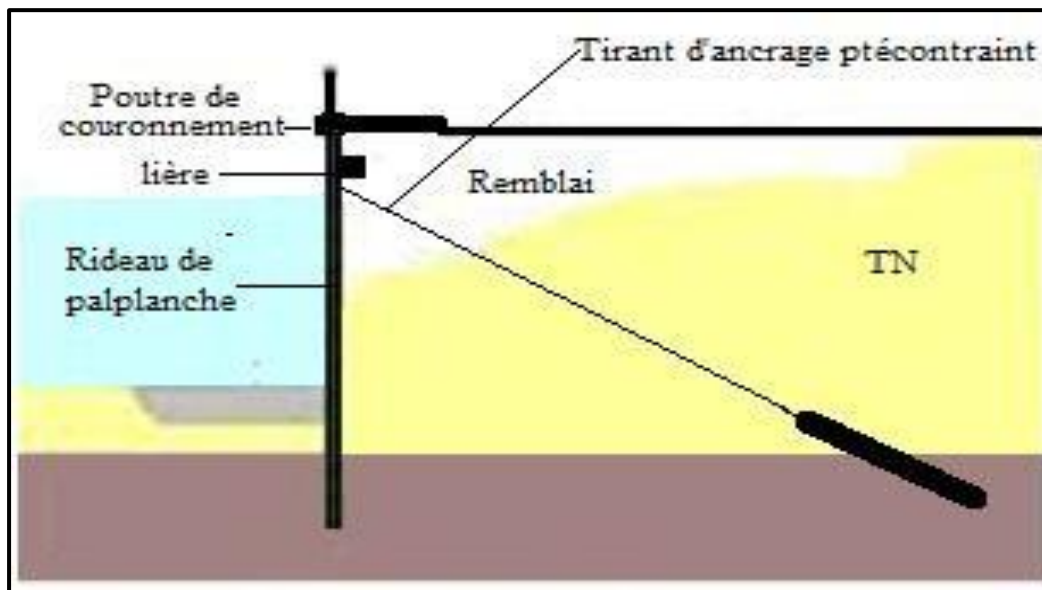


Figure I.12: rideaux de palplanches ancrées par tirants actifs.

### I.3.4 Parois moulé et préfabriqué

#### I.3.4.1 Parois moulé

La technique des parois moulées implique la création d'une paroi en béton dans le sol existant, avant toute excavation. Pour garantir la solidité de la paroi, on coule du béton dans une tranchée boueuse. Cette méthode est fréquemment employée pour les constructions situées en-dessous de la nappe phréatique, notamment dans les zones urbaines et portuaires. Une paroi moulée s'intègre dans le sol de fondation en s'encastant partiellement ou totalement. [1].

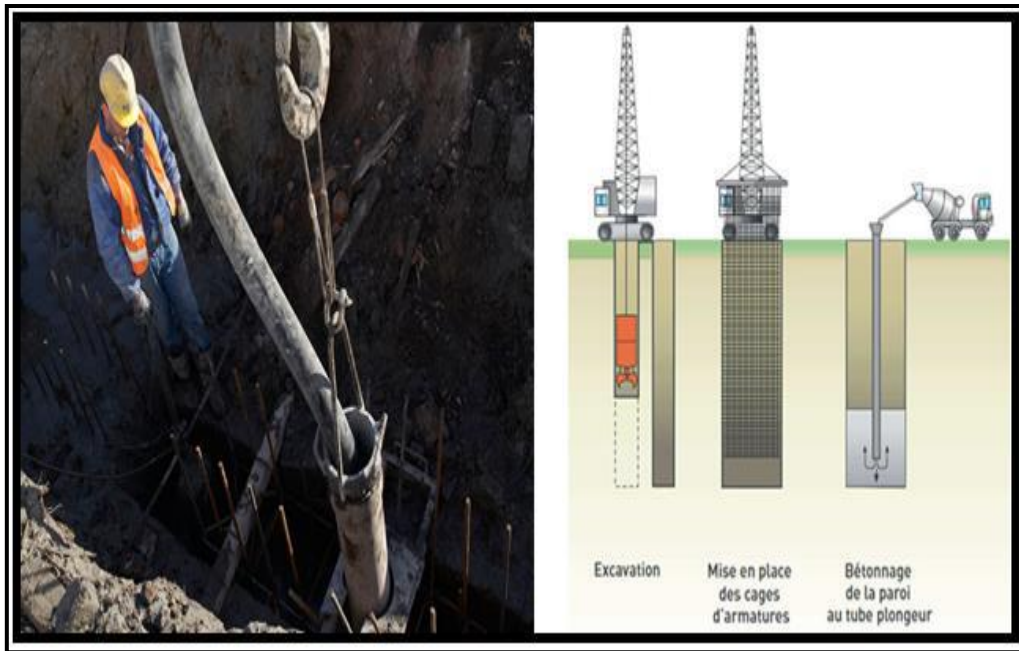


Figure I.13: parois moulé.

#### I.3.4.2 Parois préfabriqué

Les éléments préfabriqués sont souvent utilisés pour réaliser des murs de soutènement. Ces éléments sont composés dans des usines spécialisées. Ils peuvent être composés de béton armé ou non. Ils peuvent prendre différentes formes selon le besoin et le choix du client. Ces travaux peuvent être effectués sur presque n'importe quel terrain, à condition que les mesures de sécurité appropriées soient prises.



Figure I.14: mur de soutènement en parois préfabriqué.

### I.3.4.3 Parois ancré

Ce sont des parois encastrées dans le massif de sol par des tirants, permet de limiter les déplacements des parois.

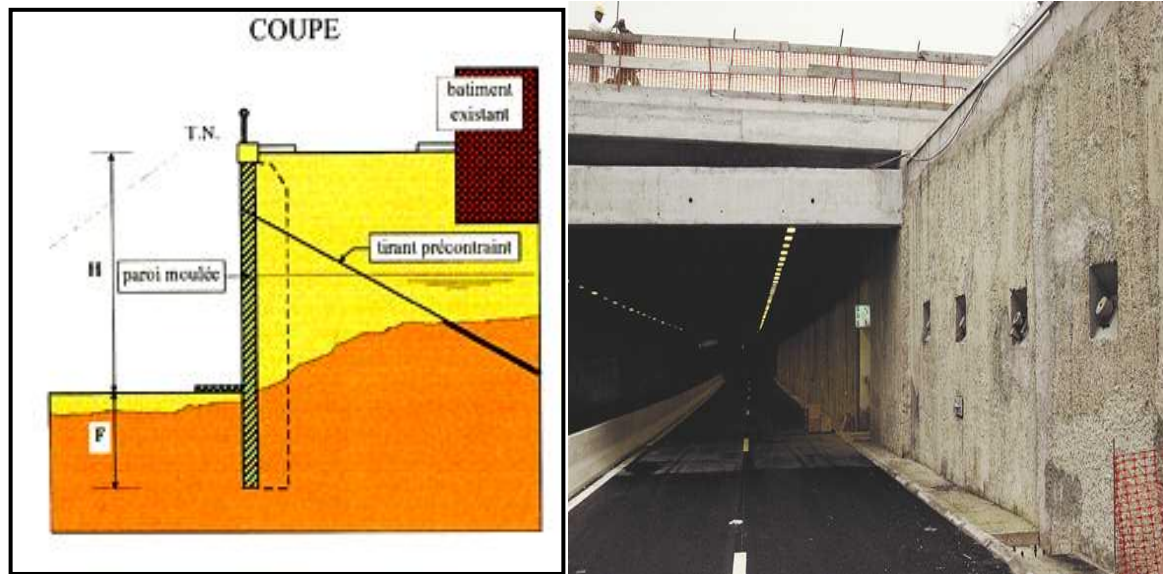


Figure I.15: parois moulées ancrées.

### I.3.5 Voiles et poutre ancré

#### I.3.5.1 Voiles ancré

Il s'agit d'un ouvrage fait de béton armé avec un voile, fixé par deux ou plusieurs rangées de tirants d'ancrage précontraints. La finalité de l'ouvrage peut être significative parfois, tandis que la fiche technique est plutôt limitée. Un voile épais, connu sous le nom de poutre ancrée, est couramment caractérisé par une unique série de tirants d'ancrage précontraints.

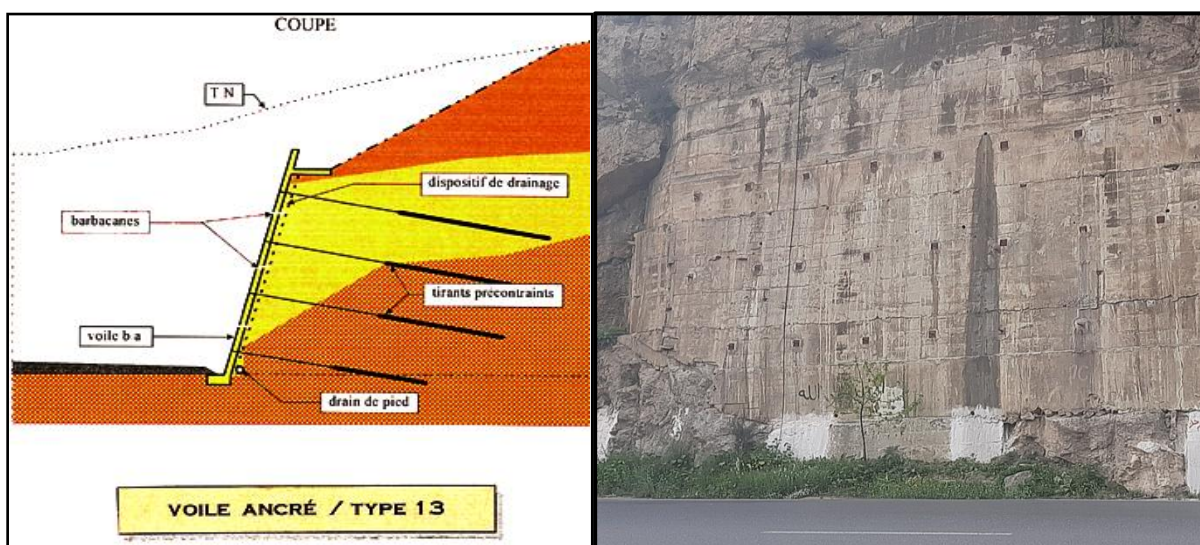


Figure I.16: Voile ancré (La route nationale 05\_khadiria)

### I.3.5.2 Poutre ancré

Ce sont des parois encastrées dans le massif de sol par des tirants, permet de limiter les déplacements des parois.



Figure I.17: poutre ancré.

### I.3.6 Parois clouées

Les massifs de soutènement cloutés sont construits en excavant le sol en place par étapes successives. Pendant chaque phase de terrassement, on utilise des barres passives (clous) disposées en lits légèrement inclinés par rapport à l'horizontale pour renforcer le sol. Ensuite, un revêtement est généralement réalisé en utilisant un treillis métallique recouvert d'un voile de béton projeté.

Les clous sont couramment fabriqués en utilisant une structure métallique, souvent un cylindre de béton, qui est solidement fixée dans un trou à l'aide d'un mélange de ciment. En alternative, ils peuvent être constitués d'une barre ou d'un profilé qui est installé en utilisant des techniques telles que le battage.



Figure I.18: Mur en sol cloué (La route nationale 05\_Lakhdaria)



### I.3.7 Les ouvrages en terre armé

Les structures de soutènement en sol renforcé reposent sur l'assemblage d'un remblai bien tassé et d'éléments de renfort connectés à une surface extérieure, ce qui crée une structure semblable à un bloc souple et cohérent. En tirant parti de l'interaction entre le remblai et les éléments de renforcement, cette configuration offre la capacité de résister à des charges et à des déformations. [5].

Les composants préfabriqués sont : [6]:

- Les composants clés du sol renforcé comprennent les éléments de renforcement et le matériau de remblai.
- Les composants frontaux qui facilitent la création de structures verticales.

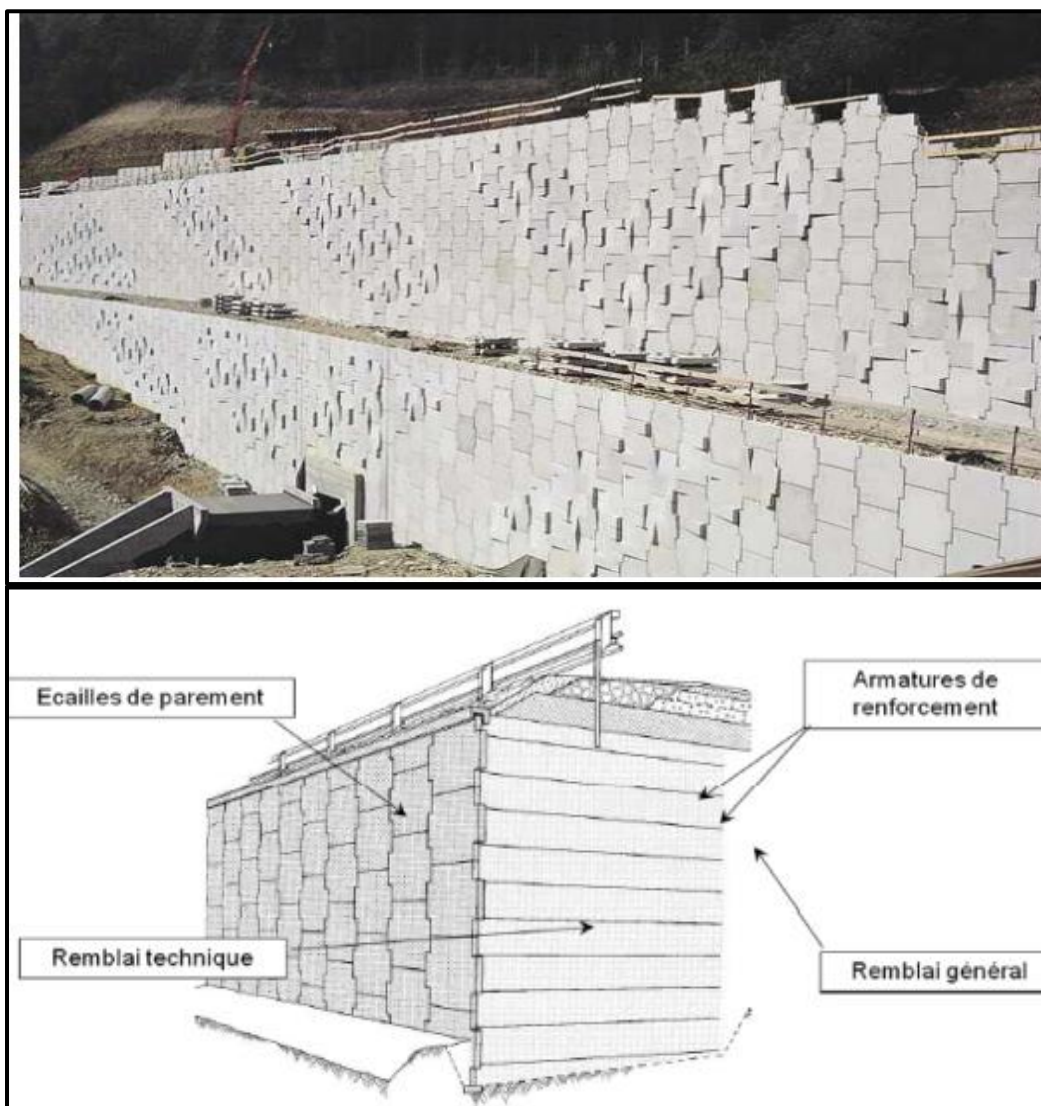


Figure I.19: mur en remblai renforcé.

### I.3.8 Parois composite

#### I.3.8.1 Les parois berlinoises

Les murs berlinois sont de plus en plus couramment utilisés de nos jours en raison de leur remarquable capacité d'adaptation aux différentes conditions géologiques rencontrées, tels que les canalisations et les conduites d'eau. Ils sont conçus de manière à pouvoir ajuster les distances entre les étais (profils) en fonction des obstacles rencontrés lors de l'excavation, et la méthode de remplissage (revêtement) des espaces entre les étais peut être variée. Ainsi, les parois berlinoises offrent une grande flexibilité d'installation, fixées au sol à l'aide de cales ou d'autres méthodes similaires. [7].



Figure I.20: paroi berlinoise [9].

#### I.3.8.2 Paroi parisienne

Les éléments verticaux intégrés dans une paroi parisienne sont constitués de poteaux préfabriqués en béton armé, qui sont placés dans un trou rempli d'un mélange de bentonite et de ciment. Dans certains types de sol, ils peuvent être enfoncés en utilisant une technique de battage. Les poteaux peuvent présenter des rainures ou des renforts en attente pour fixer les panneaux. [7].

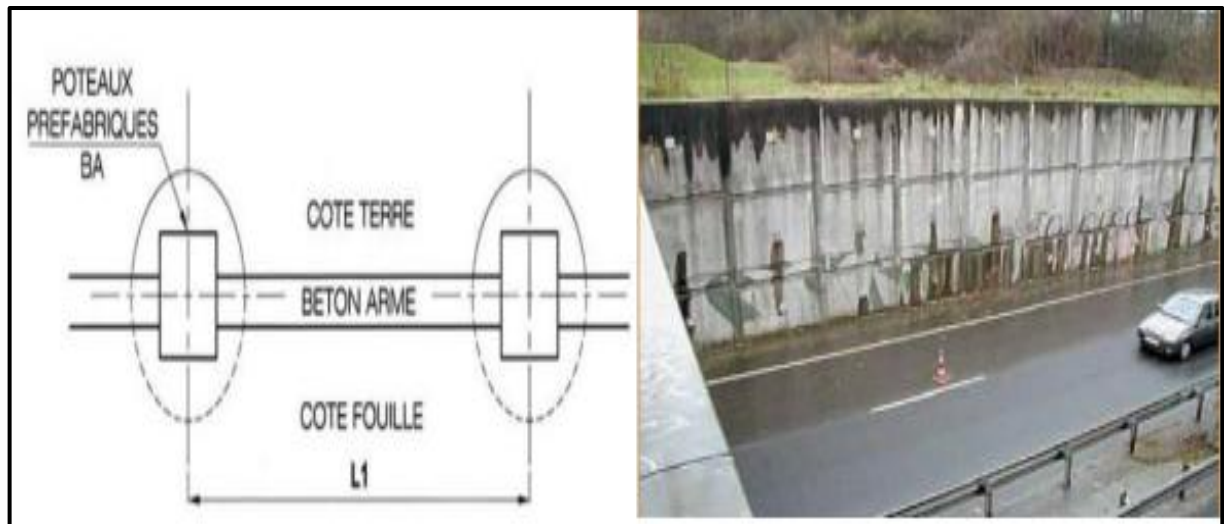


Figure I.21: Paroi parisienne.

### I.3.8.3 Parois lutétienne

La technique de construction des parois lutésiennes présente une évolution par rapport au procédé traditionnel de paroi parisienne, où les poteaux préfabriqués sont remplacés par des pieux en béton armé coulés sur place via des forages. Cette évolution permet une utilisation plus large des parois lutésiennes par rapport aux parois parisiennes, car les éléments verticaux peuvent être adaptés en termes de géométrie et de longueur pour répondre aux spécificités du chantier. Toutefois, un inconvénient des parois lutésiennes réside dans la nécessité d'un positionnement précis des armatures en attente pour fixer les panneaux. [7].

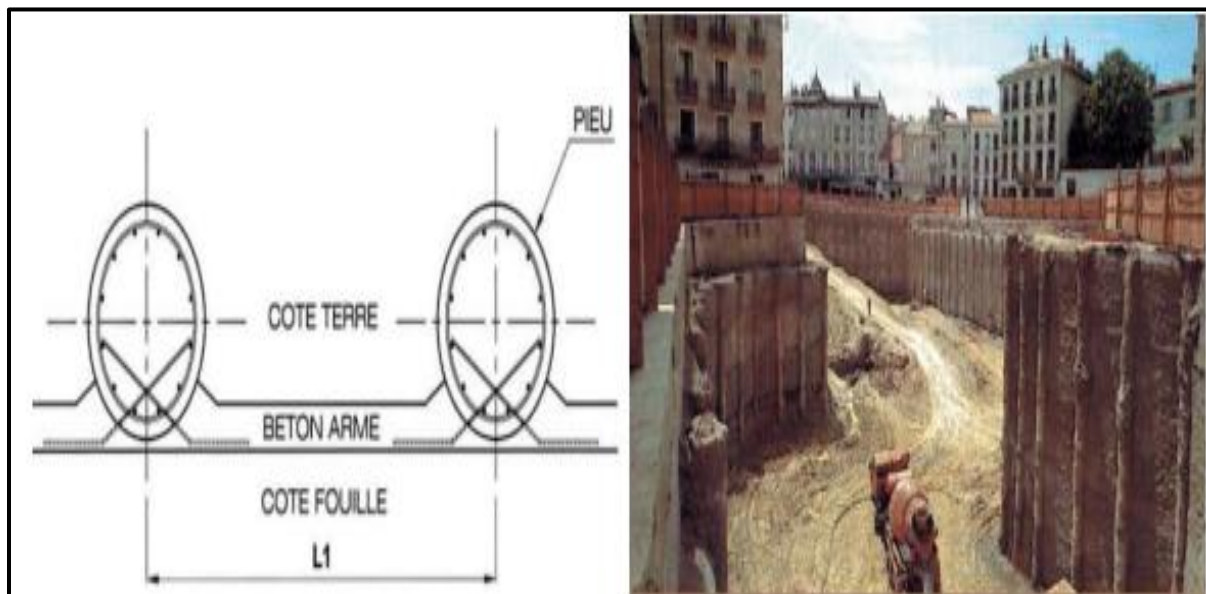


Figure I.22: Parois lutétienne [9].

### I.3.9 Les murs de soutènement en sol renforcé par géo-synthétiques

#### I.3.9.1 Les géotextiles

Les géotextiles, qui sont fabriqués à partir de polymères, sont largement utilisés dans les secteurs de la géotechnique et du génie civil en raison de leur capacité à permettre la circulation des fluides. Ils peuvent être tissés, non tissés ou tricotés, Ils jouent un rôle crucial dans le maintien de la séparation dans le sol, ce qui est essentiel, la filtration et le renforcement. Les géotextiles tissés sont fabriqués en entrelaçant généralement à angle droit deux ou plusieurs faisceaux d'éléments tels que des fils, des filaments ou des bandelettes. [8].



Figure I.23: ouvrage de géotextile [8].

#### I.3.9.2 Les géo-grilles

Les géo-grilles sont des substances géo-synthétiques élaborées dans le but de fortifier les terrains. Elles sont composées de polymères agencés en structures planes, munies d'un agencement régulier d'éléments qui résistent à la traction. Ces éléments peuvent être joints par différentes méthodes telles que l'extrusion, le collage ou l'entrelacement, ce qui crée des ouvertures plus larges que les composants et permet de retenir le sol en place. [8].



Figure I.24: Exemple de géo-grille [8].

### I.3.10 Blindage de fouilles

L'utilisation du blindage comprend l'emploi de techniques ou de combinaisons de produits géotechniques pour mettre en place des systèmes de retenue et des solutions de stabilisation. Cette méthode est utile pour sécuriser un sol avec une pente instable ou une excavation, tout en préservant les structures voisines déjà en place.



Figure I. 25: Blindage des fouilles.

## I.4 Mode de fonctionnement des soutènements

Il est possible d'adopter diverses approches pour récupérer la force de poussée générée par le massif de terre retenu, et on peut identifier trois principaux modes de fonctionnement [1] :

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

### I.4.1 Fonctionnement par le poids de l'ouvrage de soutènement

Le mur poids en béton ou en maçonnerie est considéré comme l'ouvrage le plus traditionnel et le plus ancien de sa catégorie. Ces structures rigides ont une tolérance limitée aux variations

de tassement, ne pouvant supporter des différences supérieures à quelques pour-mille sans subir des dommages. [2]

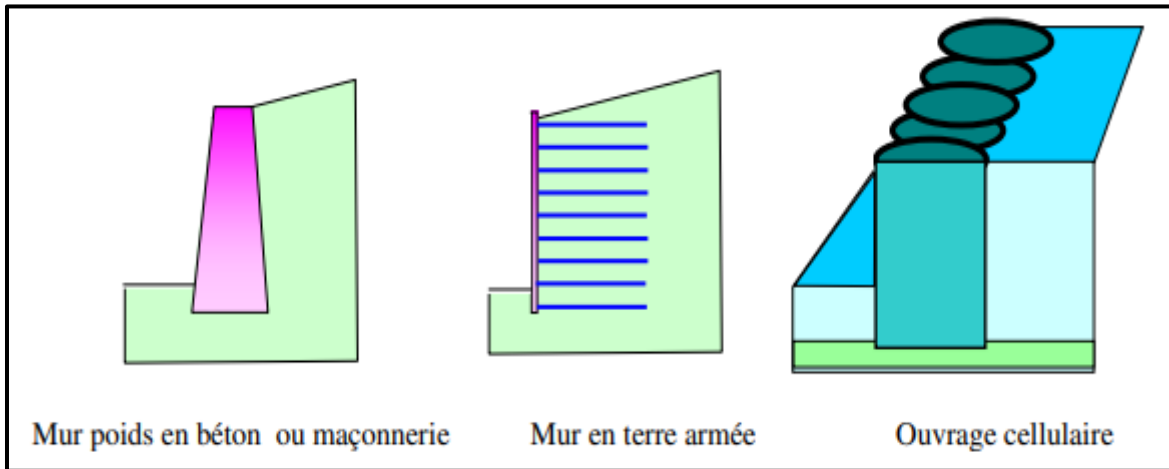


Figure I. 26: Des ouvrages qui Représentent la poussée par son poids.

#### I.4.2 Fonctionnement par l'encastrement de l'ouvrage de soutènement

L'inconvénient des murs de soutènement lourds réside dans le fait que pour des hauteurs de retenue dépassant les 4 mètres, il est nécessaire d'utiliser des quantités considérables de matériaux, ce qui impose des contraintes significatives sur le sol. Dans ce cas, on opte pour un mur de soutènement flexible qui tire parti du poids du sol à l'arrière pour assurer une certaine stabilité.

Dans cette classe, on peut observer les principales catégories d'ouvrages, à savoir :

- Les murs en béton armé.
- Les rideaux palplanches.
- Blindage de fouilles.
- Les murs en parois moulées.

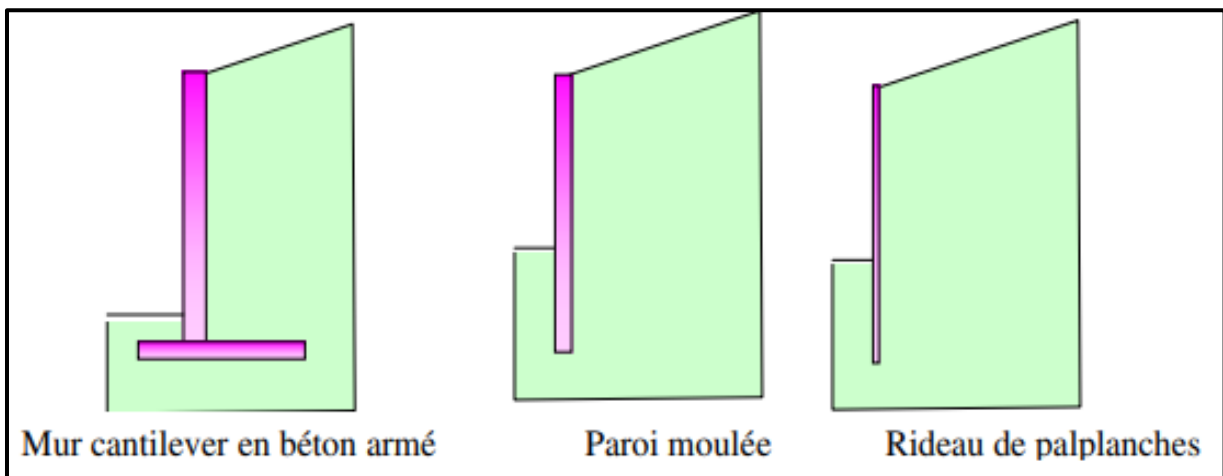


Figure I. 27: Des ouvrages qui Représentent la poussée grâce à l'encastrement.

### I.4.3 Fonctionnement par ancrage

Les ouvrages de soutènement qui utilisent le poids ou l'encastrement de la structure pour reprendre la pression des terres peuvent être renforcés en combinant des tirants ou des ancrages, ce qui donne lieu à des structures telles que les murs ancrés et les parois moulées. Ce principe s'applique également aux palplanches lorsque le sol de fondation est trop résistant pour les enfoncer à la profondeur souhaitée. Les types de structures ancrées couramment utilisées sont les suivantes :

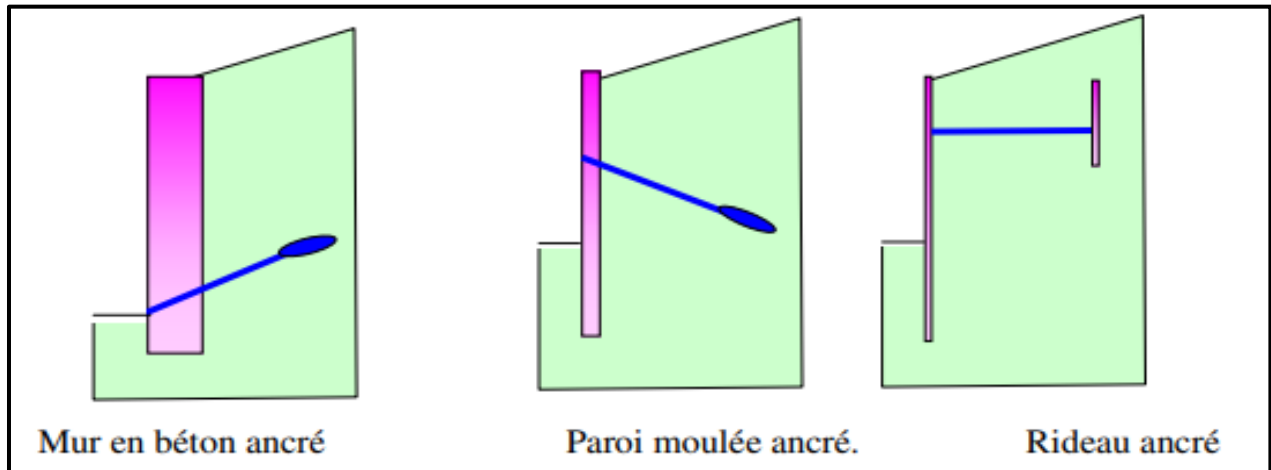


Figure I. 28: Des ouvrages qui Représentent la poussée grâce à un ancrage.

### I.5 Mode de rupture des murs de soutènement

Pour concevoir adéquatement des murs de soutènement, il est crucial de comprendre la notion de "rupture" et les différentes façons dont les murs peuvent se détériorer.

En conditions stationnaires, les murs de soutènement font face à des forces résultant de la charge exercée par leur propre masse, les pressions du sol et des forces externes telles que celles transmises par les butons. Un mur de soutènement bien conçu permet de compenser ces forces sans engendrer de contraintes de cisaillement proches de la résistance au cisaillement du sol. Toutefois, lors d'un tremblement de terre, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent perturber cet équilibre et entraîner une déformation permanente du mur. [9].

En principe cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement:

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base. (Figure 29 [a]).
- Le renversement de l'ouvrage (Figure 29 [b]).
- Le poinçonnement du sol de fondation (Figure 29 [c]).
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (Figure 29 [d]).

- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Figure 29 [e]).

Les premiers quatre types de rupture se rapportent à l'instabilité externe de la construction, tandis que la rupture des composants structurels concerne l'instabilité interne de celle-ci. [2]

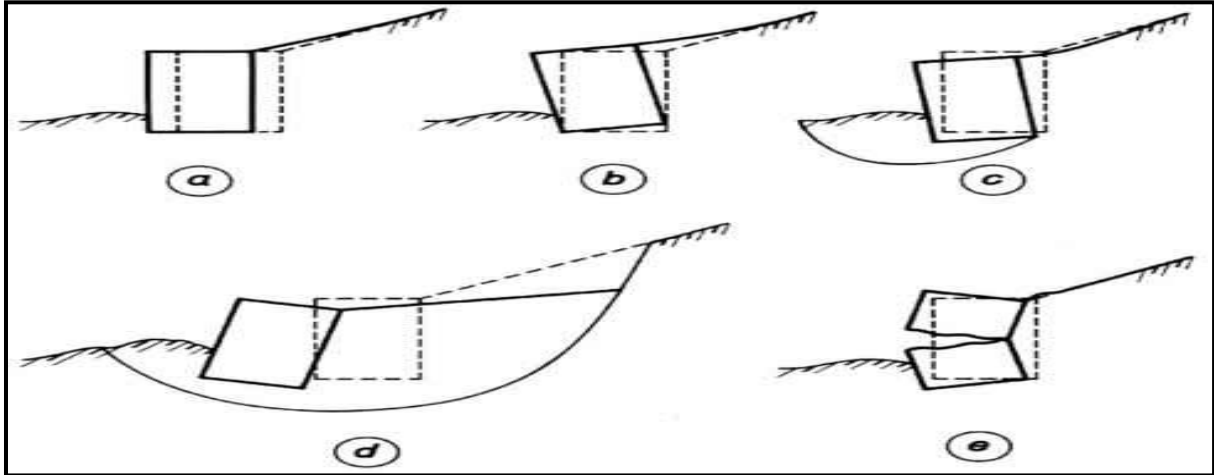


Figure I. 29: Mode de rupture des ouvrages de soutènement [2].

## I.6 Stabilité d'un ouvrage de soutènement

### I.6.1 La stabilité interne

Chaque type de construction nécessite une analyse distincte de sa stabilité interne. Il est essentiel de vérifier la résistance inhérente de la structure par rapport aux forces (et déformations) qui la sollicitent. Dans le cas des murs de charge, cette vérification repose sur des calculs conventionnels en béton. Pour les murs en béton armé (ou les murs cantilever), la stabilité interne est évaluée à l'aide d'un calcul spécifique au béton armé [10].

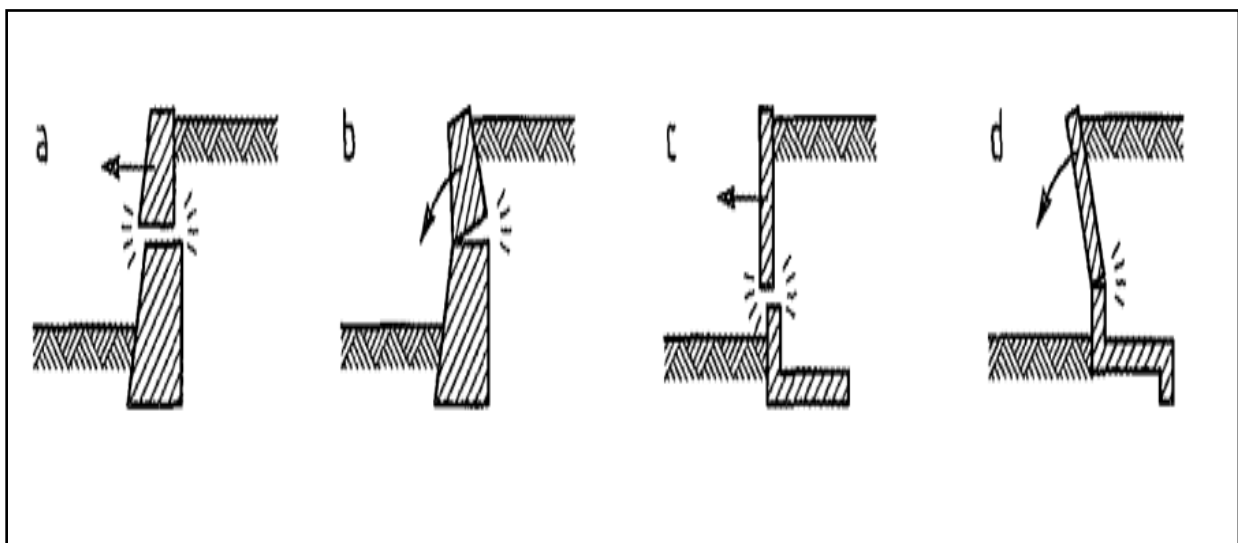


Figure I. 30: Exemples de modes limites pour la rupture des ouvrages de soutènement.



## I.6.2 La stabilité externe

Il est important de vérifier les éléments de stabilité ci-dessous pour assurer la stabilité externe.

### I.6.2.1 Stabilité d'ensemble

L'importance réside dans la stabilité globale de la structure par rapport à une zone plus étendue de chaque côté, qui peut potentiellement se mettre en mouvement même en l'absence de toute rupture structurelle. Cependant, la construction de la structure elle-même est la cause initiale de ce mouvement global, en raison des travaux de déblai ou de remblai nécessaires. Cette étude appartient au domaine de la stabilité des pentes [10].

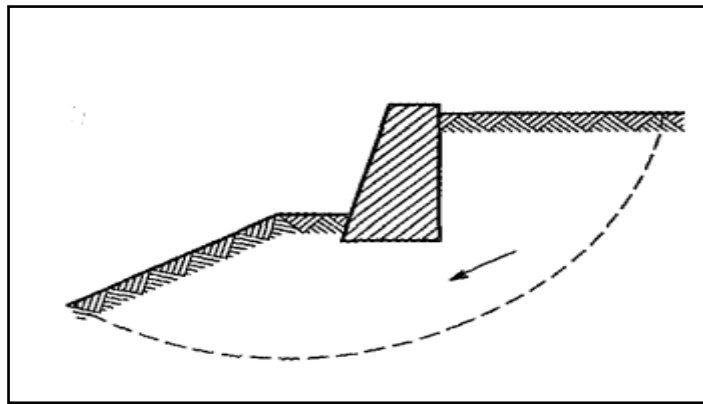


Figure I. 31: Rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement.

### I.6.2.2 La stabilité au poinçonnement

Le critère de stabilité au poinçonnement implique de s'assurer que l'on se trouve à une distance suffisante des limites de rupture du sol de fondation. En termes simples, cela signifie vérifier que la contrainte normale exercée sur le sol de fondation reste en dessous d'une fraction de la contrainte de rupture du sol [10].

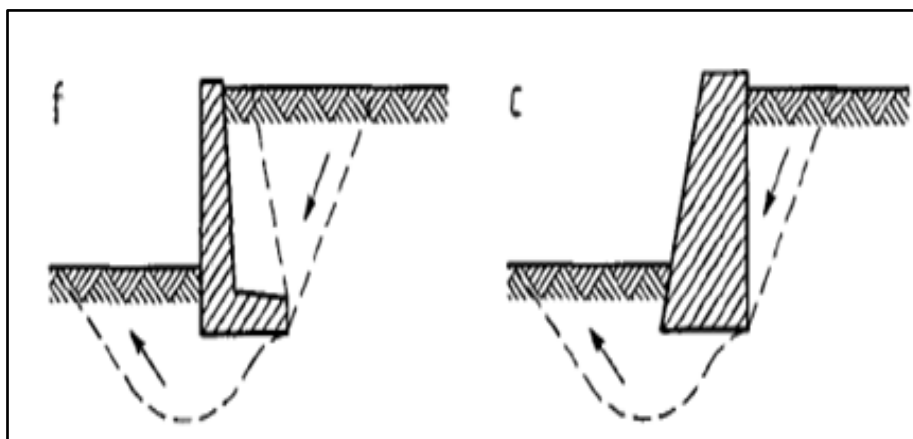


Figure I. 32: Rupture au poinçonnement.

### I.6.2.3 Stabilité au glissement

Il est essentiel de s'assurer que la fondation de l'ouvrage est solide en vérifiant que le rapport entre la force résistante et la force motrice dépasse le facteur de sécurité habituellement fixé à 1,5. Le type de matériau en contact avec le sol aura une incidence sur le glissement le long de l'angle de frottement sol-mur [10].

La vérification de la résistance au glissement s'écrit :  $F = \frac{[(W + Pv) \cdot \text{tg} \delta + C \cdot B]}{Ph} > 1.5$

B : largeur de la fondation.

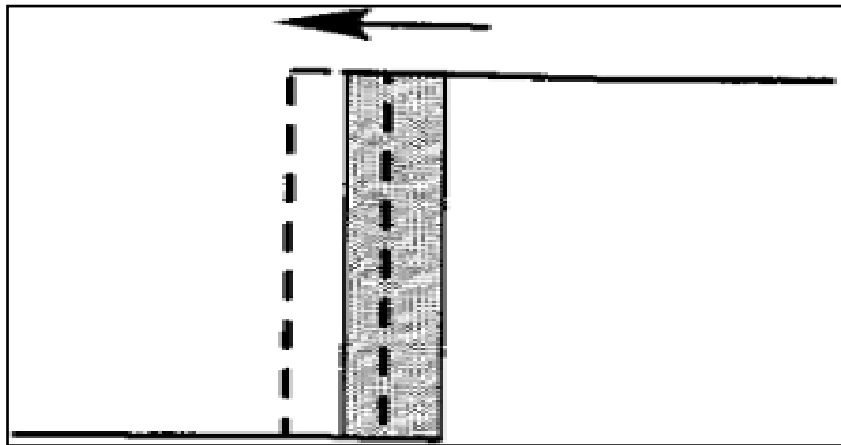


Figure I. 33: rupture par glissement.

### I.6.2.4 Stabilité au renversement

La justification repose sur l'idée que le mur pourrait céder en basculant au niveau de son bord inférieur aval de la fondation

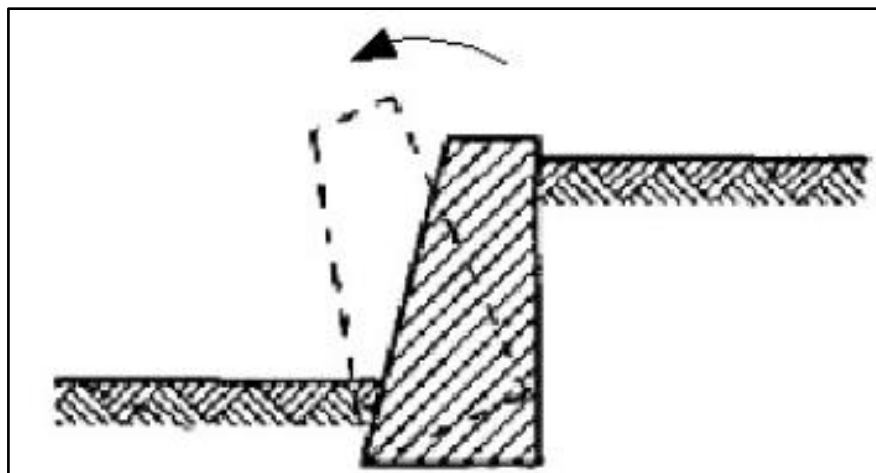


Figure I. 34: rupture par rotation (renversement).

## I.7 Pathologie des ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement sont des structures pour retenir et stabiliser les sols ou les matériaux en pente. Ces structures sont souvent utilisées pour créer des terrasses, des routes, des chemins de fer, des digues, des murs de soutènement, des barrages, etc. Cependant, ils peuvent être affectés par diverses pathologies qui peuvent affecter leur performance et leur durabilité. Quelques exemples de pathologies courantes des structures de soutènement :

- **Glissement de terrain :** Si le sol derrière le mur de soutènement est soumis à un mauvais drainage ou s'il y a des fissures dans le sol, cela peut provoquer un glissement de terrain, qui peut endommager le mur ou même le faire effondrer.



Figure I. 35: Exemple de glissement des terrains.

- **Corrosion :** La corrosion peut se produire dans les structures métalliques des ouvrages de soutènement, ce qui pourrait affaiblir la résistance des matériaux et entraîner une perte d'intégrité. (Corrosion des palplanches).



Figure I. 36: Corrosion de palplanche.

- **Effondrement du mur** : Si les murs de soutènement ne sont pas réalisés de manière adaptée pour résister aux pressions du sol, ils risquent de s'effondrer, des eaux souterraines, ou des charges externes telles que les véhicules qui passent au-dessus.
- **Fissuration** : Les fissures peuvent apparaître des les ouvrage de soutènement en raison de la surcharge, des vibrations, du retrait du sol ou de la mauvaise qualité des matériaux utilisé dans la construction.
- **Erosion** : L'érosion est un problème courant pour les digues et les murs de soutènement construits le long des rivières ou de la côte. Si le sol autour de l'ouvrage est mal stabilisé, l'érosion peut progressivement entraîner la perte de sol et la détérioration de l'ouvrage.
- **Les forces de la nature** : Les ouvrages de soutènement peuvent subir des dommages significatifs en raison de diverses forces naturelles telles que les tremblements de terre, les tempêtes, les précipitations intenses, les inondations, et d'autres facteurs.
- **Les plantes** : Les plantes peuvent également endommager les structures de soutènement. Les racines des plantes peuvent se développer dans les murs de soutènement et les faire se déplacer, ce qui peut conduire à des fissures ou à des effondrements.
- **Gel et dégel** : Les cycles de gel et de dégel peuvent provoquer des mouvements dans les sols, ce qui peut entraîner des dommages aux ouvrages de soutènement. Ces mouvements peuvent causer des fissures, des déformations et des ruptures.

### I.8 Règles à respecter pour construire un soutènement

Il est essentiel de respecter les règles de construction énumérées ci-dessous afin de prévenir l'effondrement d'un mur de soutènement.

- **Étude de sol** : L'analyse du sol est essentielle afin d'évaluer sa capacité de support.
- **Conception du mur** : Il s'agit dimensionner correctement l'ouvrage, y compris la vérification des surcharges temporaires. Un bon dispositif de renforcement (ferraillage) qui suit les plans établis, afin d'éviter que le mur ne se fissure, la quantité d'armatures et leur placement précis sont des paramètres importants.
- **Réalisation des fondations** : Il est essentiel d'accorder une attention particulière aux semelles de fondations afin de les ancrer solidement pour les protéger du gel et garantir une stabilité contre le glissement et le renversement. De plus, il est crucial de prendre en compte la liaison entre la fondation et le mur, en veillant à ne pas négliger les exigences de ferraillage du mur.

- **Système de drainage efficace :** Les incidents fréquents sont souvent causés par l'insuffisance, la mauvaise conception ou le dysfonctionnement des systèmes de drainage et d'évacuation des eaux de ruissellement. Par conséquent, il est crucial de prendre des mesures spécifiques pour assurer un bon drainage, comme l'emploi de drains verticaux de qualité dans le remblai et de drains horizontaux à la base du mur, ainsi que l'installation de barbacanes efficaces pour une évacuation rapide des eaux. De plus, il est essentiel d'éviter l'utilisation d'un sol imperméable lorsqu'on comble l'espace derrière le mur de soutènement afin d'éviter une surcharge en cas de fortes pluies.
- **Qualité des matériaux :** Il est essentiel de considérer la qualité des matériaux, tels qu'un dosage précis du béton, une disposition adéquate des armatures et des sections réalisées conformément aux plans et en quantité adéquate.
- **Étanchéité de la paroi contre terre :** Pour protéger les armatures en acier d'un mur en béton armé, une barrière étanche est placée à l'arrière du mur, en contact avec le sol et l'eau, dans le but de les préserver.
- **Entretien régulier :** Il est impératif de procéder régulièrement à des vérifications pour s'assurer du bon fonctionnement de l'évacuation des eaux et des barbacanes, éliminer toute présence de parasites et respecter les charges d'exploitation prévues lors de la conception du mur.

## Conclusion

Dans le premier chapitre, on examine les différentes définitions et classifications des ouvrages de soutènement, ainsi que leur comportement en fonction des caractéristiques géométriques et mécaniques, ainsi que des contraintes exercées par les pressions sur les terrains environnants.

# **CHAPITRE II**

## **METHODES DU CALCUL DES PRESSIONS DES TERRES**

## II.1 Introduction

La réponse d'un mur de soutènement face aux secousses sismiques est influencée à la fois par les pressions latérales totales de la terre, qui se forment pendant les tremblements de terre, et comprennent à la fois les pressions gravitationnelles statiques existantes avant le séisme, ainsi que les pressions dynamiques transitoires générées par le séisme.

Les déplacements relatifs entre le mur et le sol exercent une forte influence sur les pressions statiques exercées par les terres sur les structures de soutènement. Selon ces déplacements, le sol peut se trouver soit en état d'équilibre de poussée (état actif), soit en état de butée (état passif). [9] .

- Lorsque le mur de soutènement s'éloigne du sol derrière lui, cela entraîne des déformations latérales en extension dans le sol, ce qui génère des pressions sur les terres actives (poussée) (voir Figure II.1.b).
- Lorsque le mur de soutènement se déplace vers le sol, il génère des déformations latérales de compression dans le sol, ce qui entraîne le développement de pressions sur les terres passives (butée) (voir Figure II.1.a).

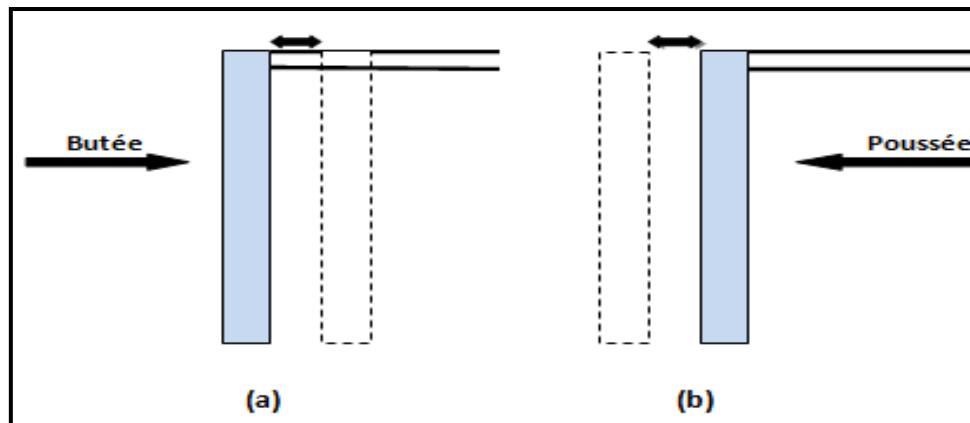


Figure II. 1 :(a) Etat de butée (b) Etat de poussée.

## II.2 Mobilisation des équilibres de poussée et de butée

Il existe trois états d'équilibre pour un massif de sol :

- Etat initial du sol.
- L'état de poussée exercé par le sol (pression active des terres).
- L'état de butée du sol (force exercée par la pression passive des terres).

### II.2.1 Etat initial

Avant d'être sujet à des mouvements, le sol se trouve dans un état initial qui est façonné par son passé géologique. On désigne ce phénomène sous le nom de poussée des sols inactifs, Nous pouvons exprimer la relation entre la contrainte horizontale effective et la contrainte verticale effective en utilisant le coefficient spécifique aux terres au repos  $K_o$  [11].

$$\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo} \quad (\text{II.1})$$

$\sigma'_{ho}$  : La contrainte effective horizontale,

$\sigma'_{vo}$  : La contrainte effective verticale,

$K_o$  : Le coefficient des terres au repos.

La valeur de  $K_o$ , La mesure précise de cette valeur peut être réalisée à l'aide de l'appareil triaxial en laboratoire et du mètre de pression sur le chantier. L'évaluation qu'elle subit joue un rôle crucial dans l'analyse de la stabilité et la conception des différentes structures.

Il est possible de calculer  $K_o$  en supposant que le sol exhibe une réaction élastique linéaire. en supposant un comportement théorique. [11],  $K_o$  serait égal à :

$$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (\text{II.2})$$

Il est possible d'appliquer la méthode simplifiée de Jacky aux sols pulvérulents ainsi qu'aux sols fins qui sont généralement consolidés.

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad (\text{II.3})$$

$\phi'$  : La mesure de l'angle de frottement effectif du sol.

Si un talus présente une inclinaison,  $\beta$ , la valeur de  $K_o$ , en utilisant la même signification

$$K_{o\beta} = K_o (1 + \sin \beta) \quad (\text{II.4})$$

La valeur de  $K_o$  tend à augmenter pour les sols consolidés par rapport aux sols normalement consolidés, Étant donné l'importance du coefficient de sur consolidation  $R_{oc}$ , cela est d'autant plus crucial. La relation donnée ci-dessous pourra être employée: (pour un sol moyennement sur consolidé) :

$$K_o = (1 - \sin \phi') R_{oc}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{II.5})$$



$R_{oc}$  : Le rapport de sur consolidation égale :  $\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$  avec  $\sigma'_p$  est la contrainte de pré consolidation.

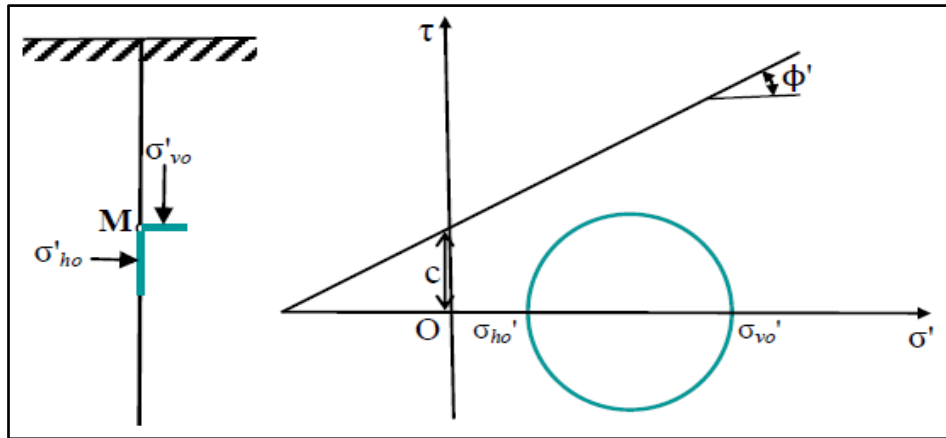


Figure II. 2: La condition initiale du sol au repos. (terre horizontale  $\beta=0$ ).

### II.2.2 Equilibre de poussée

L'écran subit une pression provenant du sol, ce qui entraîne un déplacement du sol pour atténuer la contrainte initiale  $\sigma'_{ho}$ , le sol décomprime, Dans le but de parvenir à une limite de valeur optimale autorisée  $\sigma'_a$  inférieure à  $\sigma'_{ho}$ .  $\sigma'_h = \sigma'_a$

En comparaison avec l'état initial, la contrainte  $\sigma'_{vo}$  à un niveau constant. La contrainte horizontale  $\sigma'_h$  décroît de manière progressive jusqu'à ce que le cercle de Mohr atteigne le point où il touche la droite de Mohr-Coulomb., atteignant ainsi une valeur En atteignant une valeur de  $\sigma'_h = \sigma'_a$ , le sol se trouve dans un état de poussée, La contrainte de poussée découle de la contrainte exercée dans la direction verticale.  $\sigma'_{vo}$ , Pour un écran vertical qui ne présente aucune friction entre le sol et l'écran, le coefficient de poussée est utilisé.  $K_a$  [12] :

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_{vo} \quad (II.6)$$

Avec :

$\sigma'_a$  : La contrainte de poussée.

$\sigma'_{vo}$  : La contrainte effective verticale.

$K_a$  : Le coefficient de poussée.

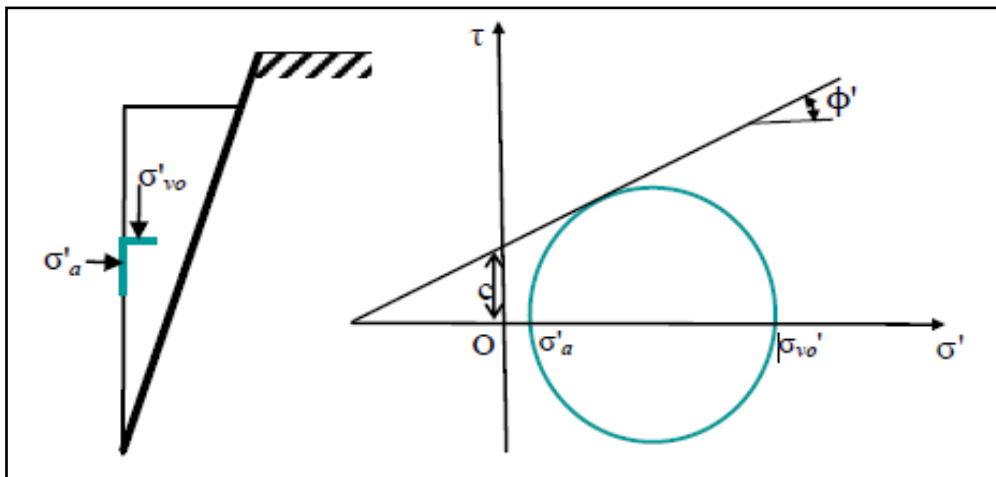


Figure II. 3: Etat limite du sol (terre horizontale  $\beta=0$ , avec absence de frottement sol-écran  $\delta=0$ )

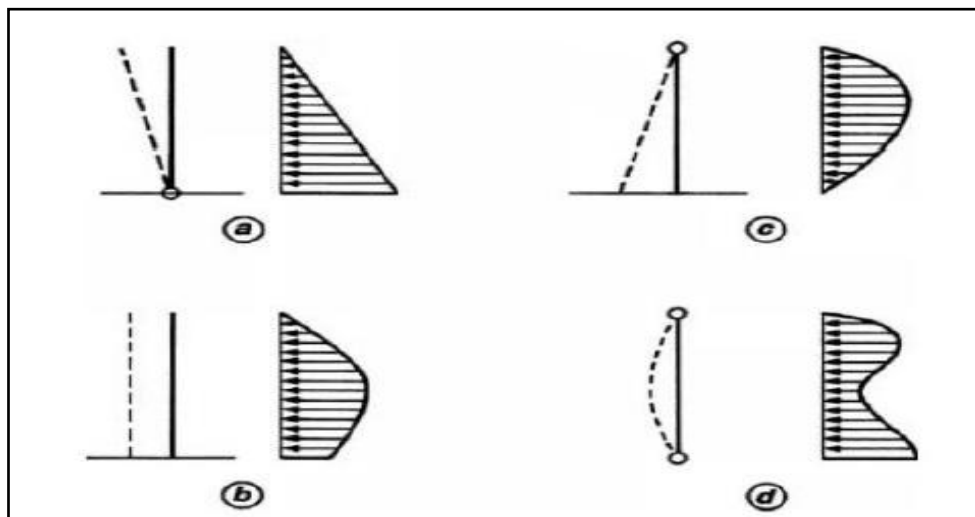


Figure II. 4: La distribution de la force exercée varie en fonction du mode de déplacement de l'écran;(a) rotation autour du pied (b) translation horizontale (c) rotation autour du sommet (d) déplacement flexion entre deux appuis fixes [10].

### II.2.3 Equilibre de butée

La pression exercée par l'écran contre le sol le fait se verrouiller en position. Le déplacement du sol continuera tant que la contrainte initiale  $\sigma'_{ho}$  ne sera pas accrue. La compression du sol se produit. Pour parvenir à une valeur maximale,  $\sigma'_p$  (Équilibre passif ou supérieur) supérieur à  $\sigma'_{ho}$ . En comparaison avec l'état initial la contrainte  $\sigma'_{vo}$  étant constante, Lorsqu'on atteint une certaine valeur, La contrainte horizontale  $\sigma'_{ho}$  est augmentée progressivement jusqu'à ce que le cercle de Mohr entre en contact avec la droite de Mohr-

Coulomb..  $\sigma'_h = \sigma'_p$  le sol est à l'état de butée. La contrainte verticale est étroitement associée à la contrainte de butée.  $\sigma'_{vo}$ , Si un écran vertical sans frottement entre le sol et l'écran est présent, On peut définir ce concept en utilisant le coefficient de butée.  $K_p$  [13].

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_{vo} \quad (II.7)$$

Avec :

$\sigma'_p$  : La contrainte de butée.

$\sigma'_{vo}$  : La contrainte effective verticale, et

$K_p$  : le coefficient de butée.

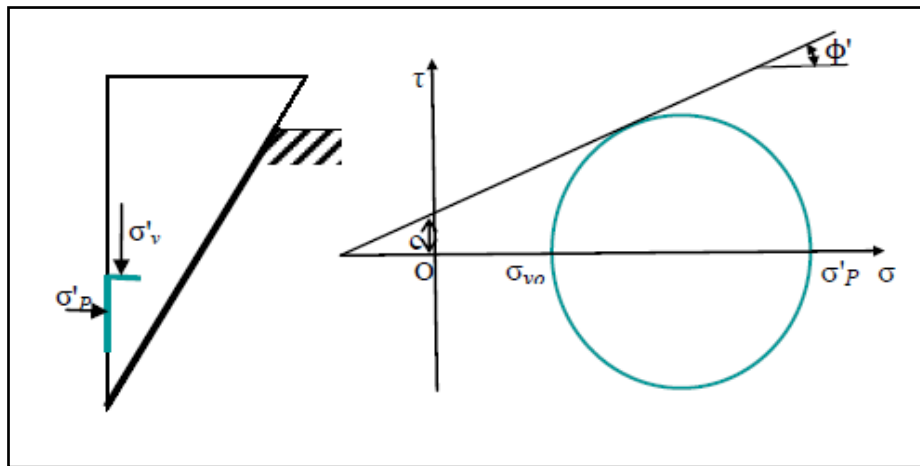


Figure II. 5: Etat limite de butée (terre horizontale  $\beta=0$ , et sans frottement sol-écran  $\delta=0$ )

Voici un exemple qui démontre la corrélation entre les déformations latérales et les fluctuations du coefficient de pression latérale.

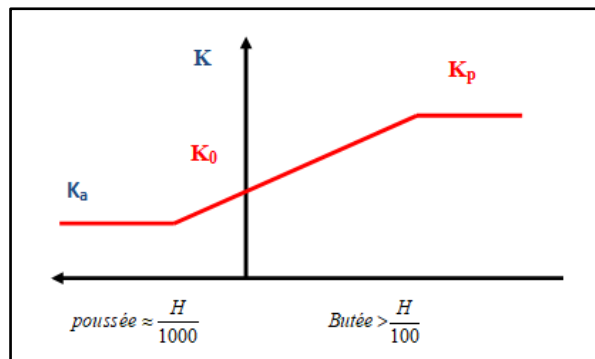


Figure II. 6: Modification du coefficient de pression des sols K en relation avec la déformation.

On remarque une grande différence dans le déplacement horizontal nécessaire pour déclencher la poussée passive selon le type de sable utilisé : de 2 à 4 % pour les sables denses et de 10 à 15 % pour les sables lâches. Cette valeur est considérablement plus élevée que le déplacement requis pour activer la pression active, qui se situe généralement entre 0,1 et 0,25 %. [14].

En considérant la hauteur de l'écran comme  $H$ , les estimations approximatives des déplacements sont les suivantes :  $\Delta_{U_A} \approx \frac{H}{1000}$  et  $\Delta_{U_p} \approx \frac{H}{100}$  (II.8)

Lors du calcul de la force de poussée ou de butée, il est crucial de prendre en compte à la fois l'amplitude et la direction du mouvement relatif de l'objet par rapport au sol.

Les déplacements nécessaires pour générer une butée sont donnés dans le (Tableau II.1), et ils dépendent des mêmes paramètres que la poussée. Les terrains de nature et de compacité différente jouent un rôle crucial dans la mobilisation de la résistance maximale, qui dépasse largement celle nécessaire pour minimiser la poussée. La zone de déplacement du massif délimitée par la ligne de rupture par cisaillement est beaucoup plus importante que l'effet de la poussée. La poussée et la butée représentent deux états extrêmes d'équilibre lors de la rupture d'un sol dans le massif.

Tableau II.1: Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive

Type de sol	Déplacement du mur
<b>Sable dense</b>	(0.005)H
<b>Sable meuble</b>	(0.01)H
<b>Argile tendre</b>	(0.01)H
<b>Argile molle</b>	(0.05)H

## II.3 Calcul statique des pressions des terres

### II.3.1 Théorie de coulomb

Coulomb a abordé en premier lieu la question des pressions latérales exercées par les terres sur les structures de soutènement en 1776. Il a utilisé le principe d'équilibre des forces pour estimer que la force exercée sur l'arrière d'un mur de soutènement était attribuable au poids d'un coin de terre au-dessus d'une surface de rupture plane. La résolution du problème selon Coulomb consiste à calculer la poussée du sol agissant sur le mur dans les conditions minimales de contrainte active et maximales de contrainte passive. Étant donné que le problème est intrinsèquement indéterminé, une solution précise n'est pas possible, il est obligatoire d'examiner une variété de surfaces de rupture probables afin d'identifier celle qui est la plus importante [20].

Si l'on respecte la pression minimale exercée par la terre, la poussée active sur un mur, dont la géométrie est représentée dans la figure (Figure 07.a), est calculée en équilibrant les forces (Figure 07.b). Pour une surface de défaillance critique, l'expression de la poussée active sur un mur qui retient un sol non cohésif est la suivante :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \times \gamma \times H^2 \quad (\text{II.9})$$

$$\text{Où} \quad K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (\text{II.9})$$

Avec :

$\theta$  : Angle d'inclinaison du parement de l'écran

$\beta$  : Angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ;

$\delta$  : Est l'angle de frottement de l'interface entre le mur et le sol.

$\phi$  : Angle de frottement du sol.

Tableau II.2: Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement. [2].

Etat de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Des surfaces extrêmement polies ou recouvertes d'un lubrifiant.	$\delta = 0$
La surface présente une texture lisse. (béton lisse, béton trait)	$\delta = \frac{1}{3}\phi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier)	$\delta = \frac{2}{3}\phi$
Murs caissons.	$\delta \geq \frac{2}{3}\phi$
Parements fictifs inclinés des murs Cantilever.	$\delta = \phi$

L'inclinaison de la surface de la rupture critique forme un angle :

$$\alpha_A = \phi + \text{Arctg} \left[ \frac{\text{tag}(\phi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (\text{II.10})$$

Où

$$C_1 = \sqrt{\text{tg}(\phi - \beta) \times [\text{tg}(\phi - \beta) + \cot g(\phi - \theta)] \times [1 + \text{tg}(\delta + \theta) \cot g(\phi - \theta)]} \quad (\text{II.11})$$

$$C_2 = 1 + [\text{tg}(\delta + \theta) [\text{tg}(\phi - \beta) + \cot g(\phi - \theta)]] \quad (\text{II.12})$$

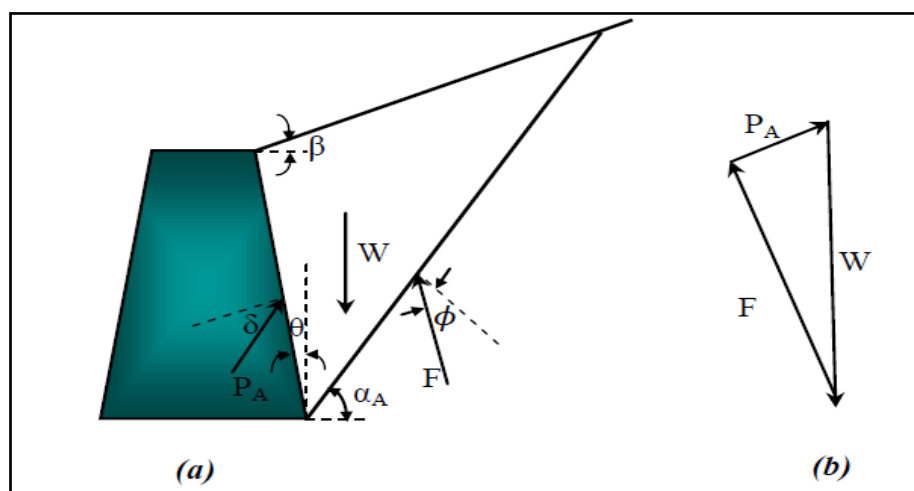


Figure II. 7: (a) Zone de coulomb en activité délimitée par la surface du remblai., la surface de rupture et le mur (b) schéma des forces résultantes de la région active du coin de Coulom.

La répartition de la pression active ne fait l'objet d'aucune prédiction explicite dans la théorie de Coulomb. Cependant, il est possible de démontrer que cette répartition est triangulaire pour les surfaces de remblai linéaires qui ne sont pas soumises à des charges de surface. Dans cette configuration, la pression active agit en un point situé à une distance  $H/3$  au-dessus du mur d'une hauteur  $H$ .

Selon la théorie de Coulomb, une résistance est prédite dans un remblai pulvérulent lorsque des conditions passives sont présentes. [9].

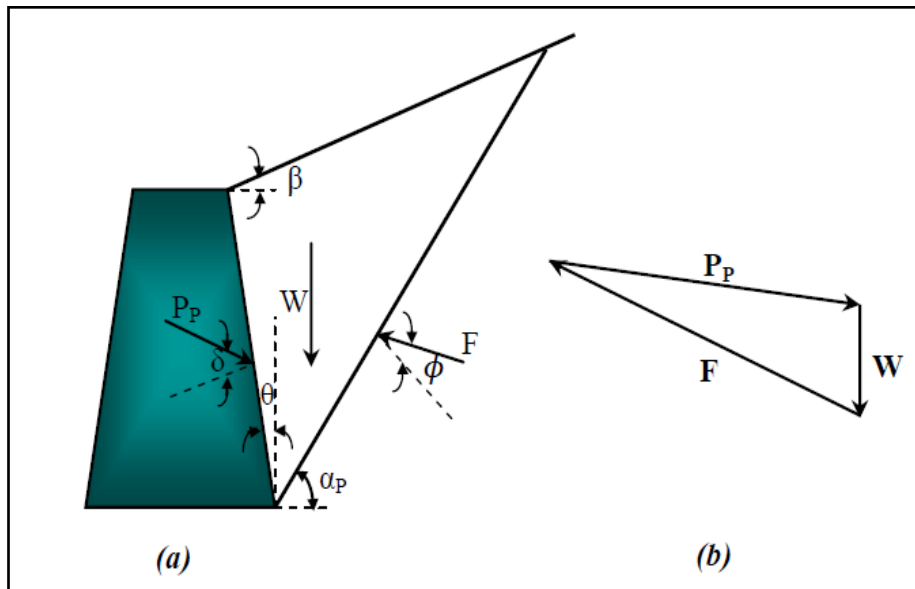
$$P_p = \frac{1}{2} K_p \times \gamma \times H^2 \quad (\text{II.13})$$

Où

$$K_p = \frac{\cos(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \beta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (\text{II.14})$$

La valeur de l'inclinaison de la surface de rupture nécessaire pour des conditions passives par rapport à l'horizontale est la suivante :

$$\alpha_p = -\phi + \text{Arctg} \left[ \frac{\text{tg}(\phi + \beta)}{C_4} \right] \quad (\text{II.15})$$



**Figure II. 8: (a) La surface du remblai limite le coin passif de Coulomb., la surface de rupture et le mur (b) polygone des forces du coin passif de Coulomb.**

Contrairement à la théorie de Rankine, la théorie de Coulomb offre une estimation des pressions exercées par le sol sur les murs pour différentes inclinaisons de remblai, en prenant

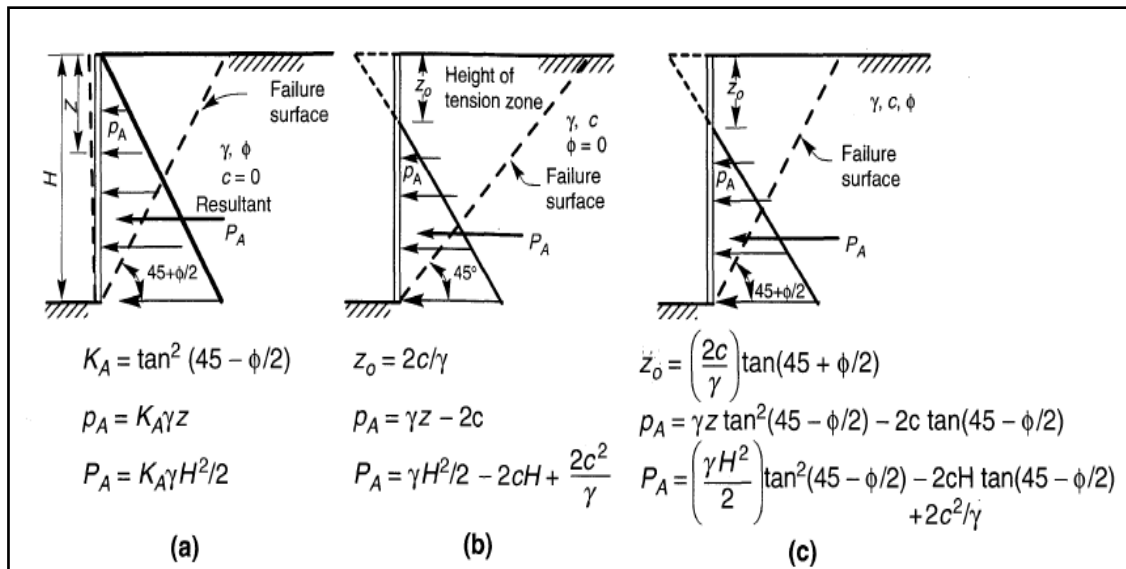
en compte les charges concentrées et les forces d'infiltration à la surface du remblai. En considérant le sol au-dessus d'un point de rupture potentiel comme une entité autonome et en tenant compte des forces induites par des charges concentrées, Il devient facile de déterminer la force de propulsion obtenue de manière pratique. (PA ou PP).

**II.3.2 Théorie de rankine**

En 1857, Rankine a développé une méthode qui s'est avérée être la plus directe pour calculer les pressions passives minimales et maximales exercées par le sol. Il a examiné la question de la force latérale exercée par les sols et a réalisé des calculs précis concernant les pressions statiques appliquées aux murs de soutènement. [19].

Pour des conditions d'activité, La pression derrière un mur de soutènement a été décrite par Rankine comme suit :

$$P_A = K_A \times \sigma'_v - 2C\sqrt{K_A} \quad (II.19)$$



**Figure II. 9: Distributions de la pression active de Rankine sur le sol pour des différents remblais**

**II.3.3 Théories de KERISEL et CAQUOT**

Un élément supplémentaire, non considéré par Rankine mais apporté par KERISEL et CAQUOT, concerne le frottement sol-écran. Ce phénomène se produit lorsque le sol, en se tassant, frotte contre la paroi interne de l'écran, créant ainsi une force verticale descendante significative [15].



Il est impératif de remplacer les coefficients de butée **KP** fournis par RANKINE sous forme mathématique, qui ne sont plus valides, par les tables de Caquot et KERISEL, selon la méthode des " Les états qui sont appropriés".

Le calcul de la butée de terres est basé sur la formule qui suit.

$$\sigma_p = \sigma_z \times K_p \times \psi + 2c\sqrt{K_p \times \psi} \quad (\text{II.16}).$$

Avec :

**KP**: Coefficient de butée pour  $\delta = -\varphi$  spécifié tableau 2.2.

$\Psi$  : Coefficient de réduction  $\psi$  pour  $|\delta| < \varphi$ , voir le tableau 2.3.

C : Cohésion du sol.

$\sigma_z$  : Contrainte géostatique verticale.

### II.3.4 Théorie de BOUSSINESQ

BOUSSINESQ (1882) a apporté une contribution en améliorant la théorie de RANKINE pour inclure l'interaction réelle entre le sol et l'écran. Cette amélioration comprenait la détermination de l'angle de frottement  $\delta$  sol-écran, en considérant une première zone conforme aux principes d'équilibre de RANKINE, et en intégrant une seconde zone pour prendre en compte les conditions aux limites spécifiques à l'écran. [11].

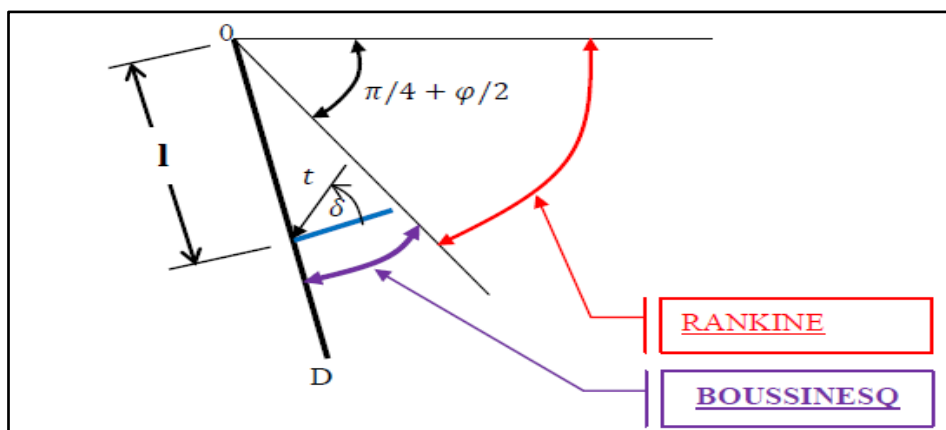


Figure II. 10: Équilibres de Boussinesq et de Rankine.

## II.4 L'analyse d'états limites par l'approche pseudo-statique

En règle générale, Dans le cadre de l'analyse de la résistance aux séismes des ouvrages de soutènement des sols, on utilise une approche pseudo-statique qui considère les séismes à travers une accélération constante, tant horizontale que verticale, appliquée à la masse.

L'approche classique de l'analyse pseudo-statique consiste à évaluer les effets sismiques en se basant sur les accélérations pseudo-statiques. Ces accélérations génèrent des forces d'inertie,  $F_h$  et  $F_v$ , qui s'exercent au niveau du centre de gravité du sol fracturé, de manière séparée pour les axes horizontal et vertical.

Les valeurs de ces forces pseudo-statiques sont indiquées de la manière suivante [16]:

$$F_h = \frac{a_h}{g} W = k_h \quad (\text{II.17})$$

$$F_v = \frac{a_v}{g} W = k_v W \quad (\text{II.18})$$

## II.5 Méthode de calculs numériques

Souvent employée pour résoudre des problèmes complexes, L'application de la modélisation numérique permet de comprendre les processus de rupture et l'influence de divers facteurs, ainsi que d'analyser la stabilité et les déformations de chaque élément du modèle dans un laps de temps raisonnable.

Les approches fréquemment employées pour la modélisation des ouvrages de soutènement sont couramment classées en deux catégories : Les méthodes utilisées pour résoudre de manière continue incluent la méthode des éléments finis (MEF) ainsi que la méthode des différences finies (MDF).

### II.5.1 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est une technique de modélisation numérique qui permet de résoudre des problèmes d'ingénierie complexes en découpant un domaine en éléments finis de forme simple et en appliquant des équations mathématiques pour chaque élément. La résolution des problèmes de mécanique des structures fait appel à l'utilisation de la méthode des éléments finis, de thermodynamique, de dynamique des fluides et de nombreux autres domaines de l'ingénierie. Grâce à cette approche, il devient possible de représenter des configurations géométriques complexes avec une grande efficacité, de prendre en compte des conditions de chargement variables et de prédire les réponses en termes de déformations, de contraintes, de températures, de vitesses, etc. [4].

### II.5.2 La méthode des différences finies

La méthode des différences finies (MDF) est une approche numérique utilisée pour résoudre des équations différentielles en subdivisant l'espace et le temps en points régulièrement répartis, puis à approximer les dérivées par des différences finies. On peut utiliser des méthodes numériques pour résoudre un système d'équations linéaires obtenu en transformant les équations différentielles de cette manière. La méthode des différences finies est largement utilisée dans de nombreux domaines scientifiques, tels que la physique, la mécanique des fluides, la finance, la météorologie, etc. Elle offre la possibilité de trouver des solutions à des défis complexes en tirant parti des capacités des ordinateurs pour simuler les conditions réelles et prédire les résultats en termes de comportement physique ou de performances économiques [4].

### Conclusion

Les ouvrages de soutènement requièrent une analyse approfondie des pressions et de leurs conséquences. Ce segment est dédié à l'exposition des approches de calcul des pressions exercées par les terres passives et actives. J'ai décrit ici quelques techniques de calcul de poussée et de butée, fondées sur trois méthodes principales qui s'appuient sur les hypothèses de Coulomb, Rankine, Boussinesq, ainsi que les méthodes de Caquot et Kerisel, pour caractériser les forces de poussée et de butée.

# **CHAPITRE III**

## **PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS 2D**

### III.1 Introduction

En géotechnique, la modélisation a pour but principal de trouver une résolution à des problèmes spécifiques ou complexes. Depuis les années soixante-dix, la modélisation numérique s'est constamment améliorée et est devenue un outil robuste. À l'heure actuelle, la modélisation est omniprésente dans tous les domaines, y compris celui de la géotechnique. Elle est utilisée pour décrire, expliquer et anticiper le comportement des structures naturelles ou artificielles grâce à des méthodes de calcul numérique.

Il existe de nombreux logiciels professionnels. Dans ce chapitre, nous avons opté pour l'utilisation du code PLAXIS 2D.

### III.2 Méthode des éléments finis en géotechnique

#### III.2.1 Concept de base

La FEM utilise un maillage composé d'un nombre restreint d'éléments ou de composants distincts pour représenter la structure physique examinée. Ces éléments sont connectés par des nœuds. Nous commençons par évaluer les actions de chaque entité individuelle, Ensuite, nous les rassemblons de manière à maintenir l'équilibre des forces et à garantir la cohérence des mouvements réels de la structure en tant qu'un tout cohérent.

La FEM se démarque grâce à sa précision dans l'analyse de structures continues présentant des caractéristiques géométriques complexes et une variété de conditions de chargement. L'application de cette méthode nécessite une quantité considérable de calculs, qui, en raison de leur caractère répétitif, sont parfaitement adaptés à une approche numérique de programmation.

#### III.2.2 Calculs par la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est considérée comme la plus performante en raison de sa capacité à modéliser avec précision tous les problèmes géotechniques complexes.

**Il est exigé :**

- La détermination de la géométrie du problème, pour que les résultats ne sont pas affectés par les limites du calcul.
- La sélection d'une méthode de comportement des sols telle que Mohr-Coulomb... etc.

- Afin d'aborder l'interaction entre le sol et la structure ainsi que les conditions hydrologiques, il est nécessaire de prendre en compte les propriétés des structures et des éléments d'interface.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- 
- L'état initial des contraintes et des pressions de porosité.

**Les fichiers de sortie pour les ouvrages modélisés sont :**

- Les sollicitations internes des ouvrages.
- Les déplacements des ouvrages.
- Les déplacements et les déformations du sol.
- Les contraintes totales.
- Les efforts dans les butons ou tirants.
- Effectuer une évaluation de la marge de sécurité.

### **III.3 Présentation de logiciel plaxis 2d**

#### **III.3.1 Définition**

PLAXIS 2D, un logiciel développé par une société néerlandaise appelée PLAXIS BV, permet d'effectuer des analyses basées sur la méthode des éléments finis afin d'évaluer la stabilité et la déformation dans diverses applications géotechniques. Le terme qu'il utilise est issu de la fusion des concepts de déformation plane et de déformation axisymétrique, ce qui permet de représenter les situations réelles à travers des modèles en 2D ou axisymétriques. Grâce à son interface graphique conviviale, Les utilisateurs ont la possibilité de créer aisément un modèle géométrique ainsi qu'un maillage d'éléments finis en se référant à la section verticale de la structure examinée. Cette solution est disponible pour les utilisateurs de Windows. [14].

Cet outil facilite l'examen des problèmes géotechniques en deux dimensions, présentant notamment les caractéristiques suivantes :

- Procéder à une évaluation des déplacements et de la stabilité en utilisant une analyse fondée sur la méthode des éléments finis, la capacité portante et autres aspects des projets géotechniques.
- Un générateur automatique du maillage;

- Interaction sols-structure,
- Effectuer des calculs impliquant de fortes déformations;
- Calcul dynamique (Pour la simulation des vibrations et séismes) ;

### III.3.2 Les sous-programmes de PLAXIS

PLAXIS est composé de quatre sous-programmes qui constituent son interface d'utilisation. [21].

- Input
- Calculation,
- output,
- curves.

#### ❖ Le programme d'entrée de données (Input) :

Ce sous-programme présente les diverses fonctions requises pour créer et modifier un modèle géométrique, telles que la génération du maillage des éléments finis et la définition des conditions initiales. [18].

#### ❖ Le programme de calcul (Calculations) :

Ce programme offre tous les éléments nécessaires pour commencer et paramétrer un calcul utilisant la méthode des éléments finis. Lorsque le calcul est lancé, l'utilisateur doit sélectionner le projet pour lequel les paramètres de calcul doivent être configurés. [18].

#### ❖ Le programme de résultats (Output) :

Ce programme propose toutes les fonctionnalités essentielles pour examiner les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Lorsqu'il accède à la section des résultats, l'utilisateur doit sélectionner le modèle approprié et spécifier la phase de calcul ou le numéro d'étape pour lesquels les résultats seront affichés.

#### ❖ Le programme courbe (Curves) :

Ce programme fournit toutes les caractéristiques essentielles permettant de créer des représentations graphiques de la relation entre les charges et les déplacements, les trajectoires de contrainte et les courbes associées aux contraintes et aux déformations. [18].

## III.4 Modélisation du mur de soutènement par plaxis 2D

### III.4.1 Modélisation de comportement de sol

PLAXIS offre une variété de modèles qui permettent la simulation du comportement d'un sol. Ci-dessous, vous trouverez un bref aperçu des modèles disponibles.

**III.4.1.1 Modèle élastique linéaire**

Dans Plaxis, le modèle élastique utilisé suit une approche traditionnelle. Afin de fournir les données nécessaires, il est nécessaire d'utiliser le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Ce qui distingue  $G$  des modules d'Young, c'est son indépendance par rapport aux conditions de drainage du matériau ( $G_u = G$ ). Il est important de noter que le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. En réalité,  $G$  correspond au module mesuré lors des essais pressiométriques. La transition de  $G$  à  $E$  s'effectue en utilisant la relation appropriée [18].  $E = 2 G (1+\nu)$  (III.1)

**III.4.1.2 Modèle de Mohr-Coulomb**

Le modèle largement utilisé est fréquemment employé comme une approximation initiale du comportement des sols. Le modèle de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique totalement plastique sans accroissement de la résistance. Il nécessite la détermination de cinq paramètres fondamentaux, dont les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$ , qui représentent les paramètres de l'élasticité. Les deux autres paramètres,  $c$  et  $\phi$ , correspondent respectivement à la cohésion et à l'angle de frottement. Ces paramètres sont couramment utilisés dans le domaine de la géotechnique et sont généralement obtenus à partir d'essais en laboratoire. Ils jouent un rôle essentiel dans les calculs de stabilité et de déformation. Enfin, il est important de souligner que ce modèle n'est pas associé à l'angle de dilatance, symbolisé par  $\psi$  [18].

La représentation de la droite intrinsèque dans le plan de Mohr est effectuée par:

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c \quad (III.2)$$

La figure III.1 présente les valeurs de  $\tau$  et  $\sigma_n$ , qui correspondent respectivement aux contraintes de cisaillement et normales, ainsi que  $c$  et  $\phi$ , représentant respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

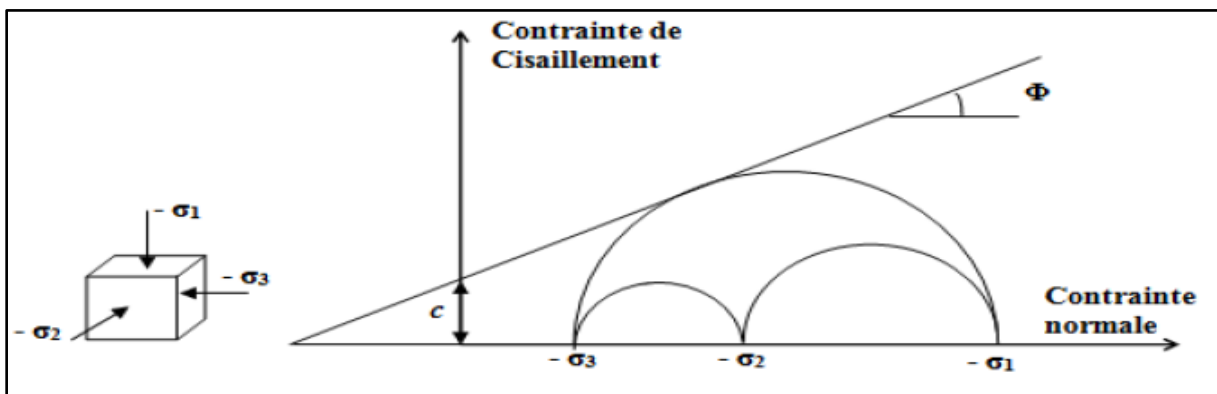


Figure III. 1 : La courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb



### a) Le module d'Young

Dans le modèle élastique et le modèle de Mohr Coulomb, Plaxis prend le module de Young comme module de déformation de référence. Dans ce dernier cas, il faut faire preuve d'une grande prudence lors du choix,  $E_0$  est conseillé pour les argiles fortement sur-consolidées et certaines roches à large domaine d'élasticité. Alors que pour les sables et argiles normalement consolidés, il est conseillé d'utiliser l' $E_{50}$  [18].

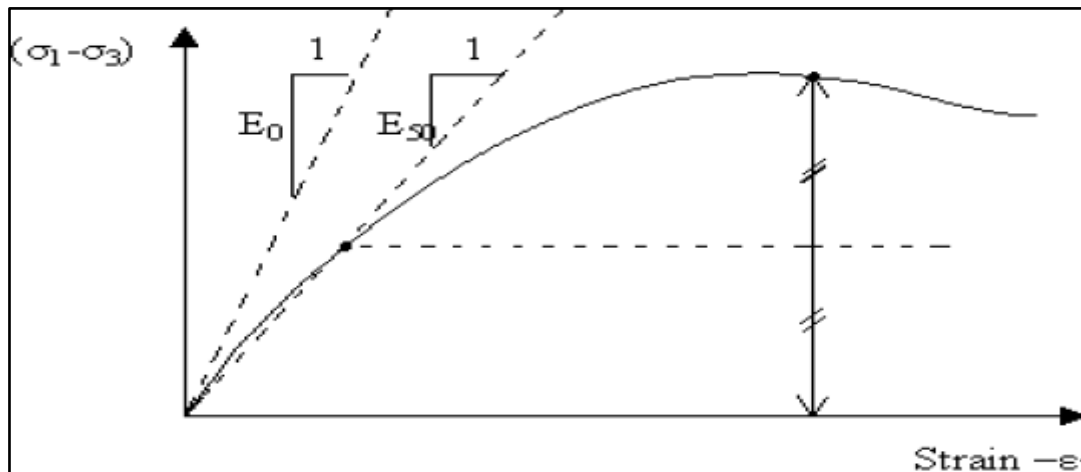


Figure III. 2: Définition du module à 50% de la rupture.

### b) Le coefficient de Poisson $\nu$

Il est facile de déterminer une valeur pour le coefficient de Poisson dans le modèle élastique ou dans le modèle de Mohr Coulomb avec une charge gravitationnelle. En général, la plupart des situations impliquent que les valeurs de  $\nu$  seront comprises entre 0,3 et 0,4. Il sera nécessaire que le coefficient de Poisson effectif soit inférieur à 0,35 dans le cas où le comportement n'est pas drainé [18].

### c) L'angle de frottement $\varphi$

Il est possible d'obtenir l'angle de frottement en examinant la courbe intrinsèque du modèle Mohr Coulomb. Toutefois, il est recommandé d'éviter d'utiliser des angles de frottement supérieurs à 35 degrés lors des calculs préliminaires d'un projet dans le code Plaxis. car le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement.

### d) La cohésion $c$

Il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible de la cohésion (prendre  $c > 0.2$  kPa) dans le cas des sols purement frottant à fin d'éviter les complications dans des calculs. Plaxis dispose d'une option avancée permettant de prendre en compte l'augmentation de la cohésion en fonction de la profondeur des couches [18].

### a) L'angle de dilatance

L'angle de dilatance  $\psi$  est donné en degrés, il peut se calculer par la règle suivante :

$\psi = \varphi - 30^\circ$  si  $\varphi > 30^\circ$  La valeur ( $\psi = 0^\circ$ ) Cela s'applique habituellement aux argiles ou aux sables de densité légère à modérée. L'angle de dilatance peut être inférieur à zéro pour les sables lâches.

### a) Les contraintes de traction

La méthode de Mohr-Coulomb pour la représentation graphique des contraintes peut inclure des contraintes de traction (d'après la Figure III.3 ), mais celles-ci peuvent être peu appropriées pour les sols et peuvent être réduites ou supprimées si nécessaire[18].

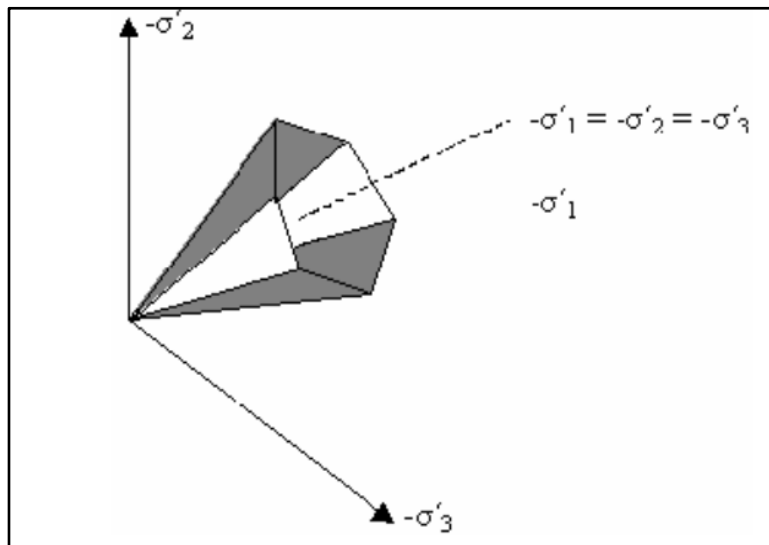


Figure III. 3: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$ .

### b) Paramètres avancés de Mohr-Coulomb

Lorsque vous utilisez le modèle Mohr-Coulomb, vous pouvez accéder à des fonctionnalités de modélisation avancées en cliquant sur le bouton "Avancé" dans l'onglet "Paramètres" de la feuille de calcul. Cela vous permet d'entrer des paramètres supplémentaires. Une fenêtre supplémentaire s'affiche alors pour vous permettre de le faire (figure 4). Les fonctionnalités avancées englobent l'amélioration de la résistance, la cohésion accrue en profondeur et l'utilisation d'une technique de coupe de tension [18].

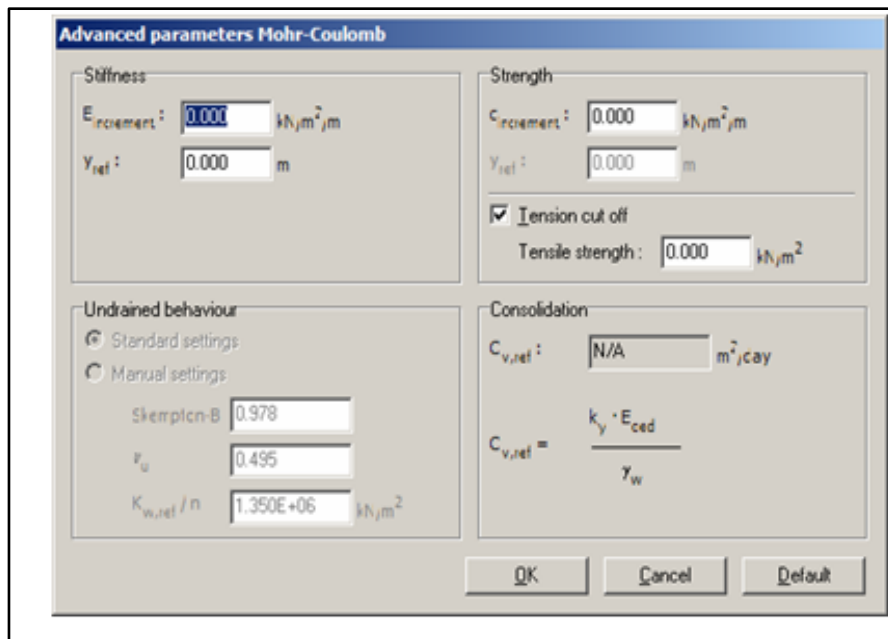


Figure III. 4: Paramètres avancés de Mohr-Coulomb.

### III.4.2 Les interfaces

Les connexions entre les structures et le sol sont représentées à l'aide d'interfaces, qui sont constituées d'éléments spécifiques appelés "interfaces". La Figure 3 démontre comment les éléments d'interface sont reliés aux éléments du sol. Lorsque les éléments du sol ont six nœuds, les éléments d'interface correspondants sont formés de trois paires de nœuds, tandis que pour les éléments du sol ayant 15 nœuds, les éléments d'interface sont composés de cinq paires de nœuds. La Figure illustre les éléments d'interface avec une certaine épaisseur, mais lors de l'utilisation de la méthode des éléments finis pour modéliser ces éléments, les coordonnées des paires de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments n'ont pas d'épaisseur. [12].

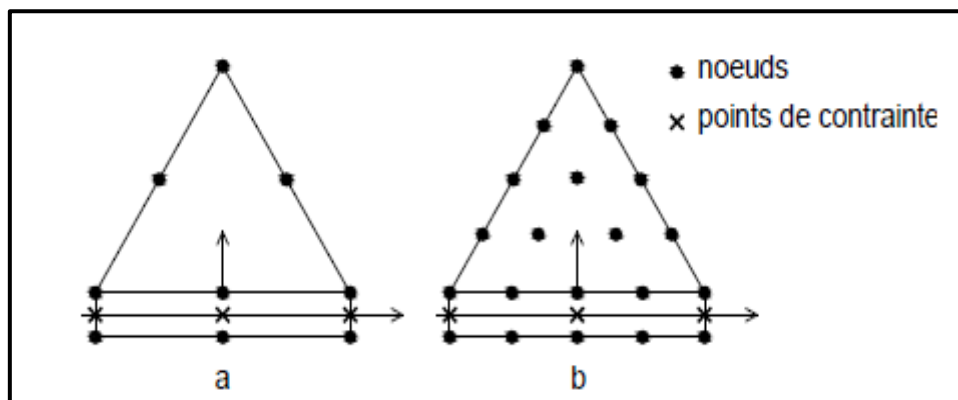


Figure III. 5: La répartition des nœuds et des points de contrainte dans les zones d'interface et de jonction entre les éléments du sol est prise en compte.

### III.4.3 Modélisation de l'interface sol/béton

Les interfaces entre le sol et le béton ont généralement une résistance inférieure à celle des interfaces entre deux couches de sol. Dans le cadre de cette étude, un facteur de 0,67 a été utilisé pour tenir compte de cette différence. Modélisation d'un mur gravitaire.

La représentation du mur de gravité est effectuée à l'aide de triangles élastiques linéaires non poreux comportant 15 nœuds. Pour intégrer numériquement ces éléments, il est nécessaire d'utiliser 12 points de contraintes Gaussiens [17].

### III.4.4 Maillage

Dans PLAXIS, le maillage géométrique a subi des ajustements afin de satisfaire aux critères de précision de calcul et de résolution rapide. En conséquence, une concentration plus dense de maillage a été appliquée dans la zone où l'ouvrage de soutènement se trouve, étant donné qu'il s'agit de la zone la plus sollicitée et la plus déformée, tandis que le maillage a été progressivement étendu vers les limites du modèle.

Les limites du modèle sont déterminées de manière à prévenir toute perturbation de l'influence de l'ouvrage en ce qui concerne les modifications des contraintes et des déformations. [18].

### III.4.5 Conditions aux limites

Le logiciel produit des exigences aux limites habituelles de façon automatisée. De ce fait, pour des situations courantes, l'utilisateur n'a pas à préciser le genre de supports nécessaires.

Les exigences aux limites habituelles comprennent [7]:

- Appuis lisse sur le bord inférieur du modèle géométrique ;
- Appuis coulissant le long des bords verticaux ;

## III.5 Modélisation des séismes

La modélisation de séisme est un domaine d'étude important pour comprendre le comportement des sols et des structures lors d'un tremblement de terre. PLAXIS 2D est un logiciel de modélisation géotechnique qui permet de simuler le comportement des sols et des structures sous des charges dynamiques, telles que des séismes.

PLAXIS 2D applique la méthode des éléments finis afin de résoudre les équations de la mécanique des sols. Les éléments finis sont des petits éléments géométriques qui forment un maillage du sol et de la structure à modéliser. Les équations de la mécanique des sols sont alors résolues pour chaque élément du maillage, permettant de calculer les déformations, les contraintes et les forces en chaque point du modèle.

La modélisation de séisme par PLAXIS 2D implique la création d'un modèle géométrique 2D représentant le sol et la structure à modéliser. Par la suite, le modèle est exposé à une stimulation sismique qui reproduit les vibrations du sol pendant un séisme. Les résultats de la simulation permettent de comprendre le comportement du sol et de la structure pendant le séisme, et de prendre des décisions pour améliorer leur résistance aux séismes à l'avenir.

En résumé, la modélisation de séisme par PLAXIS 2D est une méthode puissante pour étudier le comportement des sols et des structures pendant un tremblement de terre. Cette approche permet d'approfondir la compréhension des phénomènes survenant lors d'un séisme et de favoriser l'amélioration de la conception des structures afin de les rendre plus résistantes face à ces événements.

### **Conclusion**

La méthode des éléments finis (MEF) représente une approche numérique couramment employée pour modéliser la construction de structures en deux dimensions. Elle est considérée comme la méthode la plus performante et la plus satisfaisante pour étudier la stabilité des ouvrages. En raison de la complexité des calculs associés à cette méthode, le logiciel de calcul Plaxis 2D est utilisé pour résoudre le problème.

# **CHAPITRE IV**

## **APPLICATIONS NUMERIQUES**

## IV.1 Introduction

Le contenu du chapitre aborde la modélisation numérique d'un mur de soutènement, une étape essentielle pour assurer la fiabilité des analyses de diagnostic et de prédiction du comportement des sols et des structures.

Dans ce chapitre, le code PLAXIS sera employé afin d'étudier comment un mur de soutènement se comporte et réagit en cas de séisme.

## IV.2 Simulation numérique

### IV.2.1 Présentation de cas d'étude :

L'objet d'étude concerne l'analyse du comportement d'un mur de soutènement en béton armé (type cantilever) d'une hauteur de 6 mètres, reposant sur une base (semelle) de 4 mètres de large et d'une largeur de 0,4 mètre. Le profil de sol se décompose en une couche de 3 m de sable qui repose sur une couche d'argile, les caractéristiques de chaque paramètre regroupées dans les tableaux.

L'excavation a consisté en un creusement de 3 m de sable en suite 2.5 m d'argile. Puis assuré le remblai de 25 m de large par un mur de soutènement avec butons d'ancrage.

On a adopté une largeur du modèle égale à 4H (avec H est la hauteur du modèle) afin de placer assez loin les frontières latérales. Ceci devrait aider à réduire l'influence des frontières sur les résultats obtenus. Par conséquent, le modèle est constitué de 35 m de largeur et 15 m de hauteur.

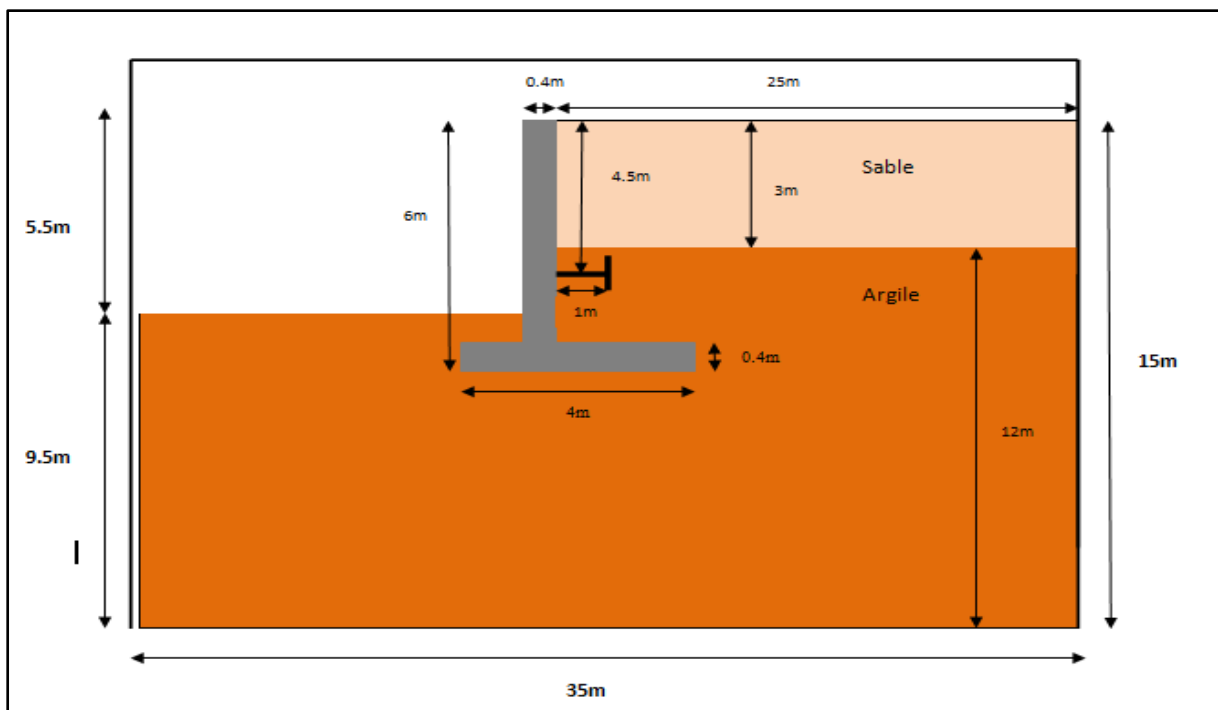
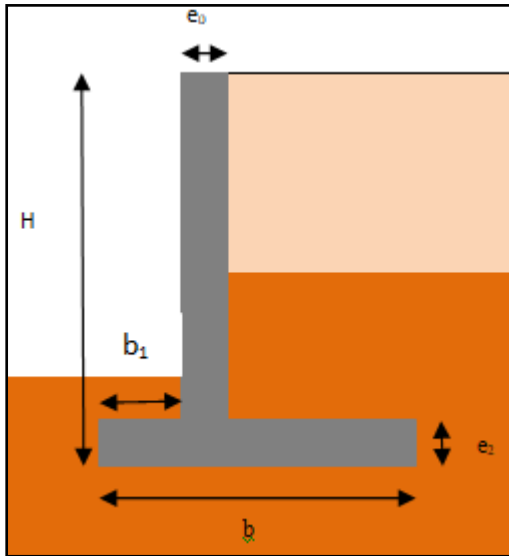


Figure IV. 1 : Géométrie du modèle.

Pré dimensionnement des épaisseurs



$H=6m$   
 $e_0 \geq H/24=25cm \rightarrow e_0 = 40cm \dots\dots C.V$   
 $H/2 < b < 2H/3 \rightarrow b = 4m \dots\dots C.V$   
 $H/8 < b_1 < H/5 \rightarrow b_1 = 1m \dots\dots C.V$   
 $H/12 < e_1 < H/10 \rightarrow e_1 = 40cm \dots\dots C.V$

Figure IV. 2 : Dimensionnement du mur

IV.2.2 Les données géotechniques

Afin de réaliser une modélisation numérique en utilisant le logiciel de calcul PLAXIS, ainsi que de tout autre code, il est nécessaire de spécifier certains paramètres, tels que les propriétés du sol et les caractéristiques du mur de soutènement.

Tableau IV. 1: Paramètre de sol.

Caractéristiques des matériaux	Argile	Sable
Modèle de comportement	Mohr coulomb	Mohr coulomb
Type	Drained	Drained
Module d'Young E (Kpa)	10000	13500
Coefficient de Poisson $\nu$	0.35	0.3
Masse volumique sec $\gamma(KN/m^3)$	17	17.5
Masse volumique saturé $\gamma_{sat}(KN/m^3)$	18	19
Angle de frottement $\phi'$ (°)	25	31
Angle de dilatance $\psi$ (°)	0	1
Cohesion $C'$ (Kpa)	10	0
Perméabilité horizontale $k_x (m / jour)$	0.001	1
Perméabilité vertical $k_y (m / jour)$	0.001	1
Facteur de réduction de l'interface $R_{inter}$	0.642	0.627



Le frottement sol-structure est simulé avec un élément d'interface caractérisé par le paramètre  $R_{inter}$  imposé égale à :

$$R_{inter} = \frac{tg\delta}{tg\phi} \quad (IV.1) \quad ; \quad \delta = \frac{2}{3}\phi \quad (IV.2)$$

Pour le sable :  $\phi' = 31^\circ$        $\delta = \frac{2}{3} * 31 = 20.67^\circ$        $R_{inter} = 0.627$

Pour l'argile :  $\phi' = 25^\circ$        $\delta = \frac{2}{3} * 25 = 16.67^\circ$        $R_{inter} = 0.642$

• **Les coefficients de Rayleigh  $\alpha_R$  et  $\beta_R$**

Il existe différents critères pour évaluer les coefficients de Rayleigh (voir par exemple Hashash et Park, 2002[22]; Lanzo et al 2004[23]; Park et Hashash, 2004[24]). La réponse dynamique d'un système est significativement affectée par le choix de ces paramètres.

Dans le code PLAXIS, la formulation de l'amortissement de Rayleigh est implémentée et les valeurs de  $\alpha_R$  et  $\beta_R$  peuvent être estimées par le système d'équations suivant:

$$\alpha_R + \beta_R w_m^2 = 2w_m \zeta \quad (IV.3)$$

$$\alpha_R + \beta_R w_n^2 = 2w_n \zeta \quad (IV.4)$$

Tel quel  $\zeta$  est la valeur admise pour la constante d'amortissement, et sont deux pulsations propres du sol liées à l'intervalle de fréquence ( $f_m \div f_n$ ) sur lequel l'amortissement visqueux est inférieur ou égal à  $\zeta$ . Les deux coefficients de Rayleigh  $\alpha_R$  et  $\beta_R$  ont été calculés selon la méthode de double fréquence comme suggéré par Lanzo et al. (2004) [23].

avec l'expression valable pour une couche linéaire élastique d'épaisseur H et de vitesse d'ondes de cisaillement  $V_s$ :

$$\begin{aligned} w_m &= w_1 = 2\pi f_m \\ w_n &= w_2 = 5w_1 \end{aligned} \quad (IV.6)$$

On calcule la première fréquence fondamentale de sol :  $f_m = \frac{V_s}{4H}$  (IV.7) pour chaque couche.

On a:  $V_{s \text{ sable}} = 53.92 \text{ m/s}$  avec  $V_{s \text{ argile}} = 46.21 \text{ m/s}$ .

$$f_{m \text{ sable}} = \frac{53.92}{4 \times 3} = 4.49 \text{HZ}$$

$$f_{m \text{ argile}} = \frac{46.21}{4 \times 2.5} = 4.62 \text{HZ}$$

$$w_{m \text{ sable}} = w_1 = 2\pi f_{m \text{ sable}} = 28.21 \text{ rad/s}$$

$$w_{n \text{ sable}} = w_2 = 5w_1 = 141.05 \text{ rad/s}$$

$$w_{m \text{ argile}} = w_1 = 2\pi f_{m \text{ argile}} = 29.02 \text{ rad/s}$$

$$w_{n \text{ argile}} = w_2 = 5w_1 = 145.14 \text{ rad/s}$$

Les valeurs de  $\alpha_R$  et  $\beta_R$  sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 2 : Valeurs de  $\alpha_R$  et  $\beta_R$  pour la couche du sol.**

couche	$\omega_m$ (rad/s)	$\omega_n$ (rad/s)	$\zeta$	$\alpha_R$	$\beta_R$
sable	28.21	141.05	0.05	2.35	0.00059
Argile	29.02	145.14	0.05	2.41	0.000574

Dans le cadre de la simulation du remblai, le modèle linéaire élastique de PLAXIS intègre le critère de plasticité de Mohr-Coulomb, permettant ainsi d'incorporer la plasticité de manière adéquate.

**Tableau IV. 3: Caractéristiques du mur de soutènement.**

Paramètre	Mur
Type de comportement	Elastique linéaire
La rigidité normale EA (KN/m)	$3.1 \times 10^8$
La rigidité de flexion EI (KN. m <sup>2</sup> /m)	$4.14 \times 10^6$
Le poids W (KN/m/m)	25
Coefficient de poisson $\nu$	0.3
Epaisseur équivalent $d$ (m)	0.4

D'après Heidari.A [27] la première fréquence fondamentale du mur est donnée par :

$$w_{m,mur} = \sqrt{\frac{\pi^6 \times EI \times g \times tg \alpha}{8\gamma \times H^5 (\pi^2 + 4)}}$$

E : est le module de Young

I : est l'inertie du mur

g: est l'accélération due à la pesanteur

H : est la hauteur du mur

$\gamma$  : est le poids spécifique du sol

$\alpha$  : est l'inclinaison de la surface de rupture par rapport à l'horizontale donnée par :

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

Les données:  $EI= 4.14 \times 10^6 \text{ kN.m}^2$ ,  $H=6\text{m}$ ,  $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$ ,  $g=9.81\text{m/s}^2$ ,  $\phi=31^\circ$ ,  $\alpha=60.5^\circ$

$$w_{m,mur} = 64.88 \text{ rad/s}$$

Les valeurs de  $\alpha_R$  et  $\beta_R$  du mur sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 4: Valeurs de  $\alpha_R$  et  $\beta_R$  pour le mur.**

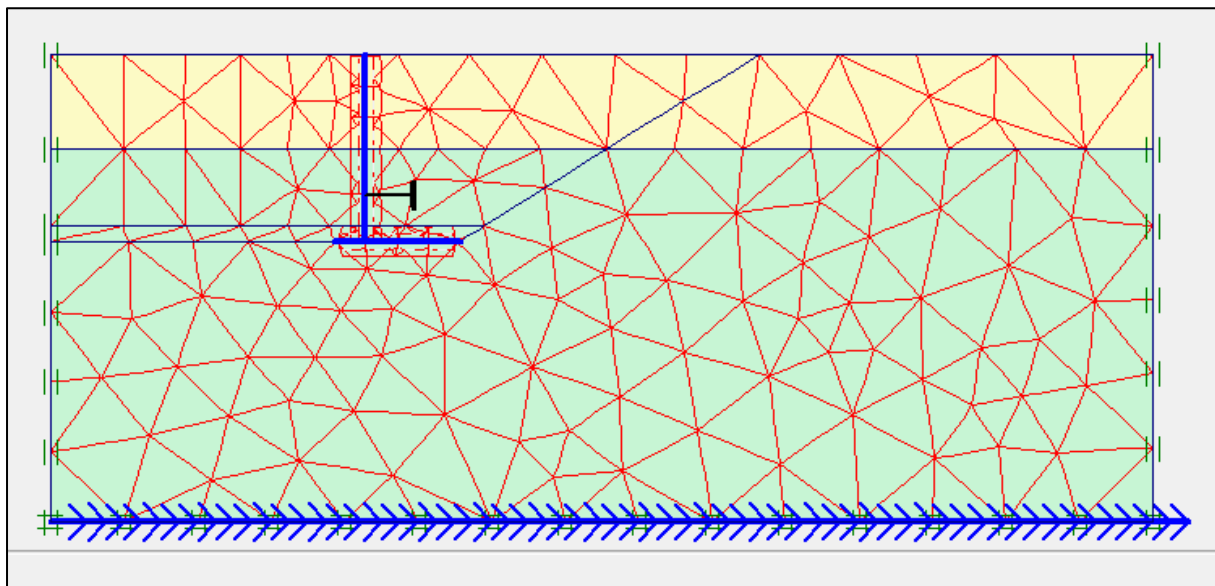
	$\omega_m$ (rad/s)	$\omega_n$ (rad/s)	$\zeta$	$\alpha_R$	$\beta_R$
<b>MUR</b>	64.88	324.4	0.1	10.807	0.000513

**Tableau IV. 5: Caractéristiques du butons d'ancrage.**

Paramètre	Butons d'ancrage
Type de comportement	Elastic
La rigidité normale EA (KN/m)	$1.5 \times 10^5$

**IV.2.1 Conditions aux limites**

Les limites latérales sont soumises à des conditions de frontière restreignant les déplacements horizontaux, tandis que la fondation du modèle est fixée dans les directions horizontale et verticale, le critère de Mohr-Coulomb est employé. Afin d'améliorer la fiabilité des résultats, une densification du maillage est effectuée dans la zone voisine du mur. Le modèle est discrétisé à l'aide de triangles comportant 15 nœuds.



**Figure IV. 3 : déformation plane du maillage associé.**

### IV.2.2 Les phases de calculs

Pour évaluer la stabilité d'un mur de soutènement à l'aide de Plaxis, il est nécessaire de suivre une procédure de construction comprenant les étapes suivantes :

1. Phase d'excavation.
2. Installation de mur de soutènement.
3. Phase de remplissage
4. Ajout d'une charge  $35\text{KN/m}^2$  a une distance de 1.5m derrière le mur.
5. Ajout d'une charge  $100\text{KN/m}^2$  a une distance de 1.5m derrière le mur.
6. Ajout d'une charge sismique.

La partie initiale de projet sera présentée dans la phase initiale.

Sur la figure 3, l'état initial est représenté avant les travaux (d'Excavation 01 et 02) et de la construction du mur.

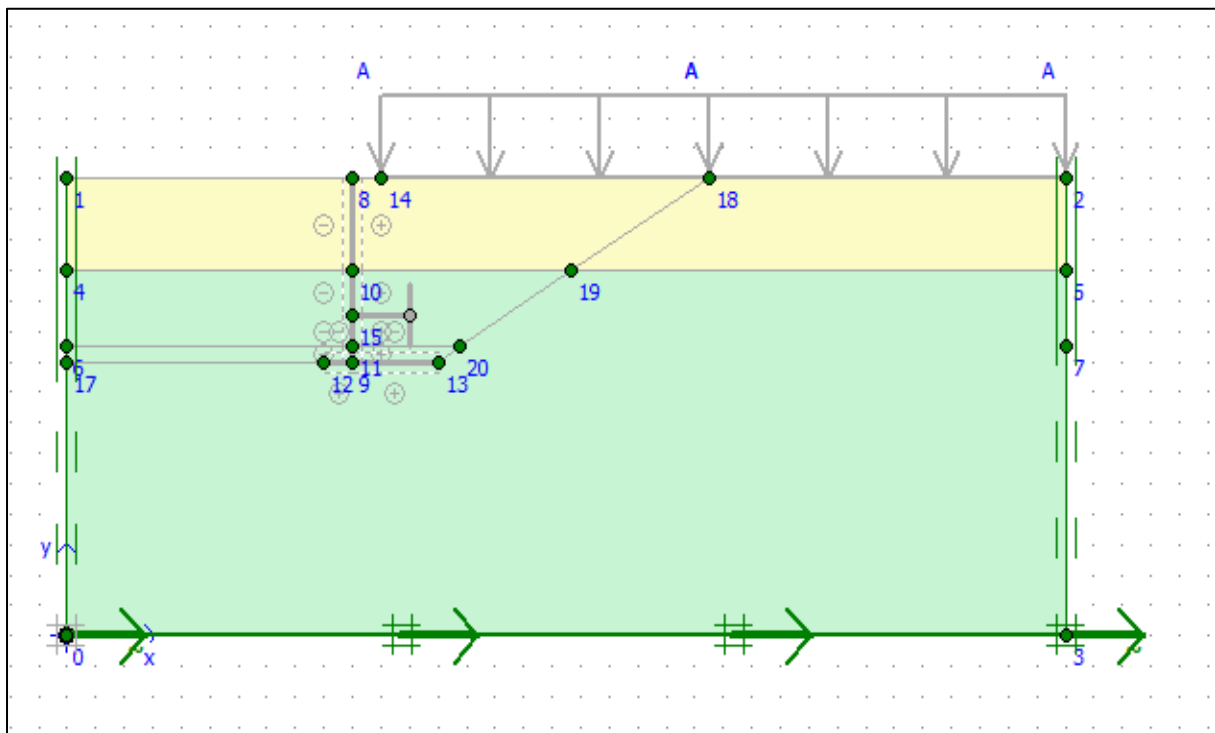


Figure IV. 4: Représentation de la phase initiale.

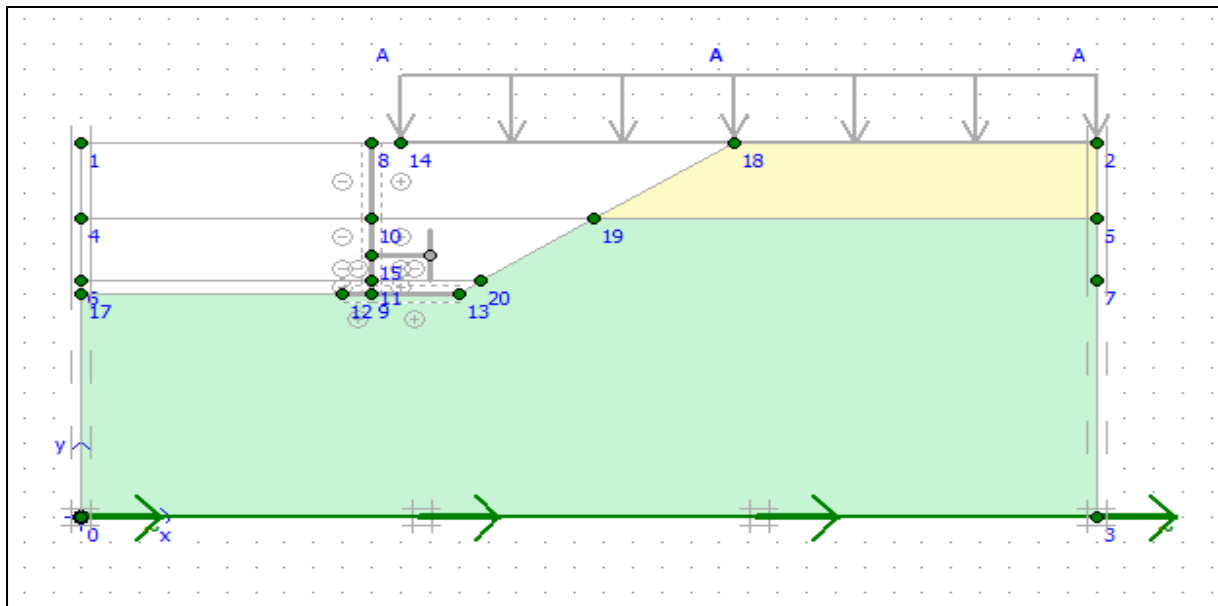


Figure IV. 5 : Représentation d'excavation.

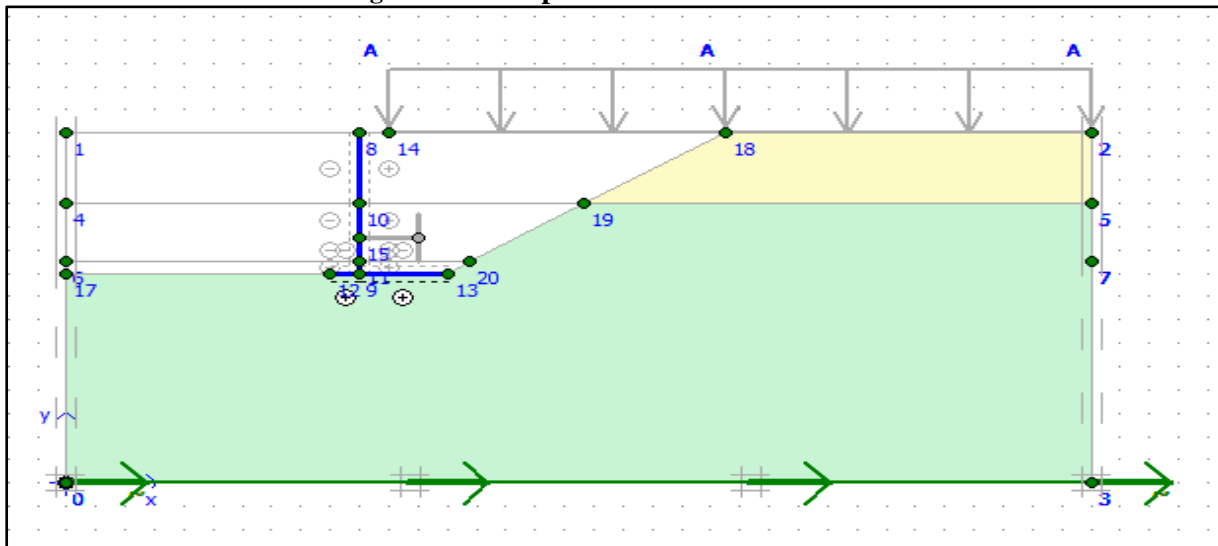


Figure IV. 6 : Représentation de l'installation de mur de soutènement.

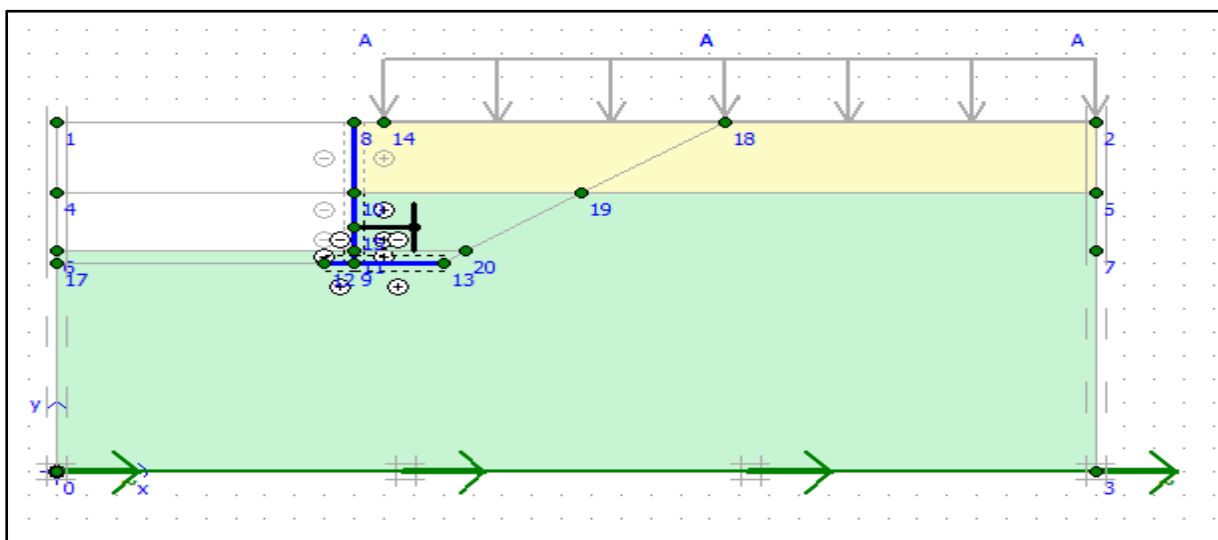


Figure IV. 7 : Représentation de la phase de pose du remblai.

A partir de ces phases en active chaque phase et on fait la lecture des résultats avec le logiciel Plaxis .

### IV.3 LE 1<sup>ER</sup> CAS : ACTIVATION DES TROIS PREMIERE PHASES

- Phase 1 : phase d’excavation.
- Phase 2 : Installation de mur de soutènement.
- Phase 3 : phase de pose du remblai.

The screenshot shows the 'Phase' configuration window in Plaxis. It includes fields for 'Phase Number / ID.' (5), 'Ajout du charge sismique', and 'Start from phase: 4 - Ajout du charge'. The 'Calculation type' is set to 'Dynamic analysis'. Below are 'Log info' (OK) and 'Comments' sections. At the bottom, there are 'Next', 'Insert', and 'Delete..' buttons.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A	0,00 ...	0
✓ Excavation	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1
✓ Construction du ...	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2
✓ Ajout du remblai	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 ...	3

Figure IV. 8 : Représentation de schéma après l’activation des trois premières phases.

#### IV.3.1 Représentation des résultats obtenus sous forme des schémas des courbes

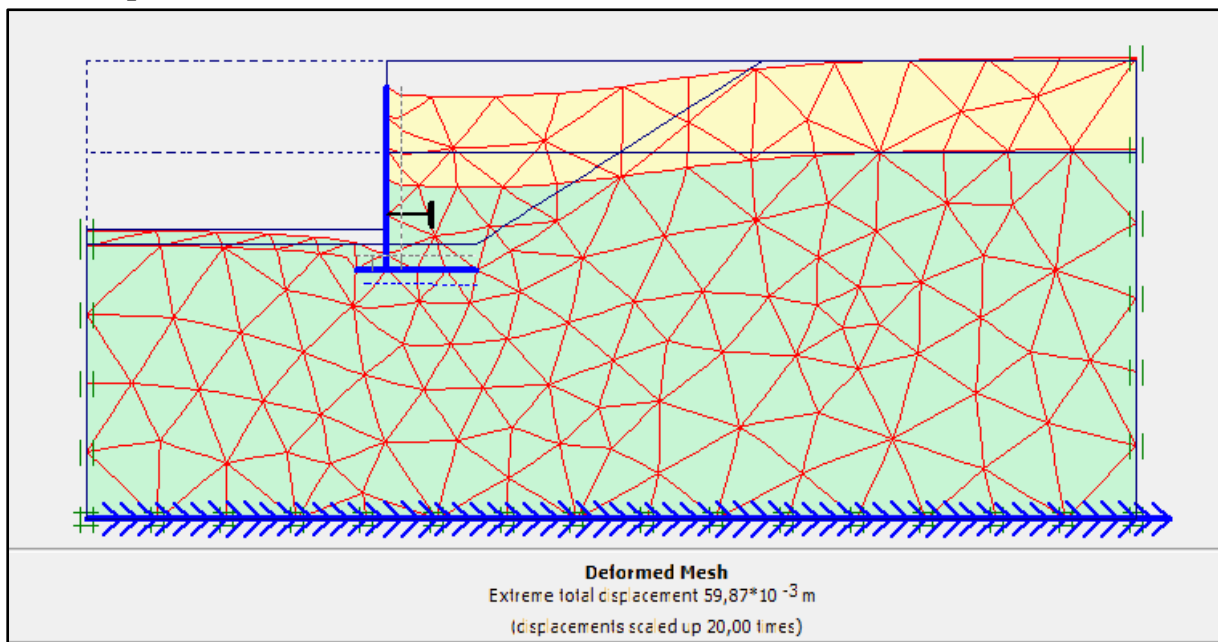


Figure IV. 9 : Déformation du maillage.

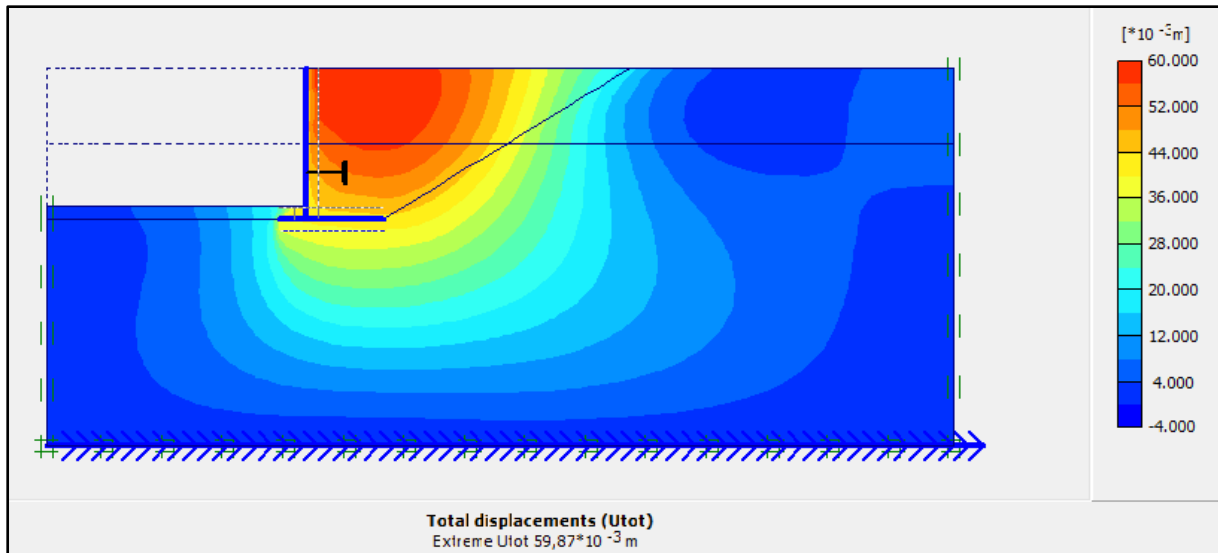


Figure IV. 10 : Représentation de déplacement totale.

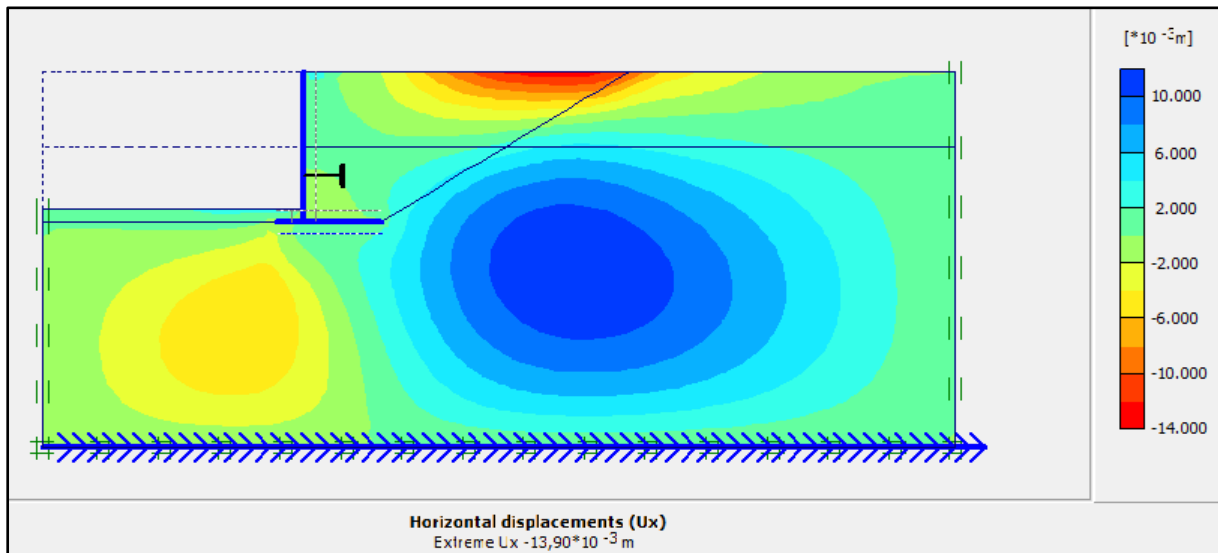


Figure IV. 11 : Représentation de déplacement horizontal.

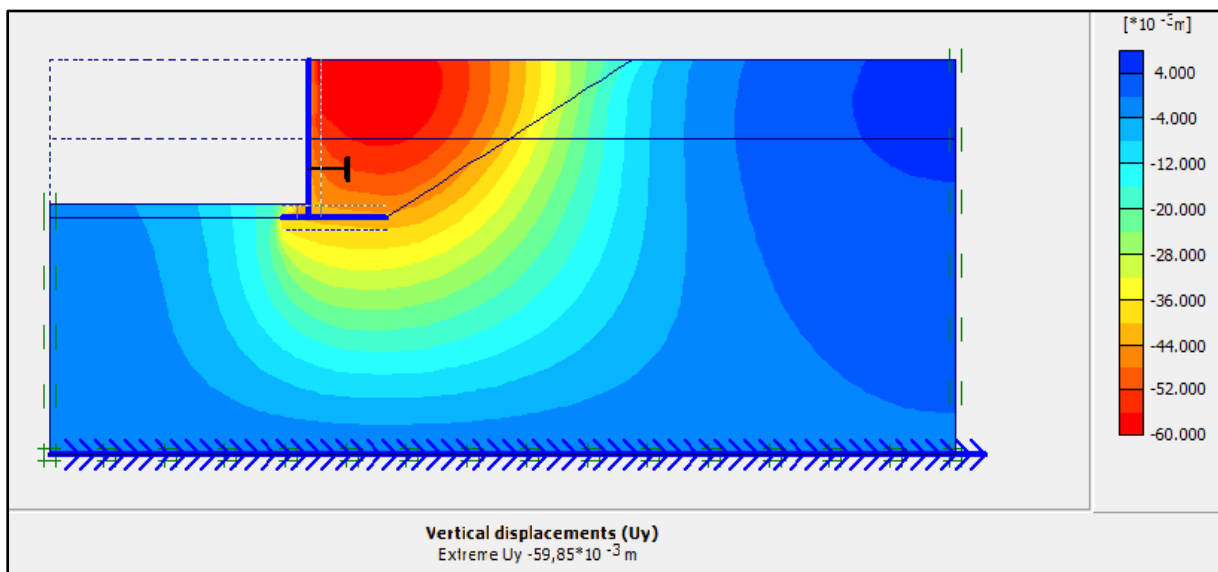


Figure IV. 12 : Représentation de déplacement vertical.

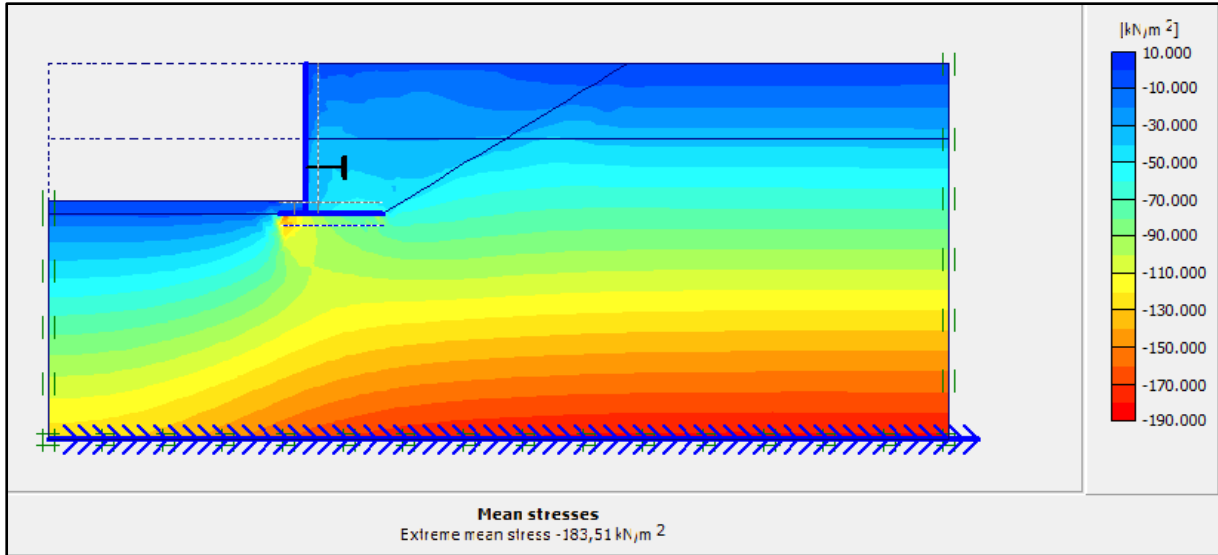


Figure IV. 13 : représentation de la contraint Totale.

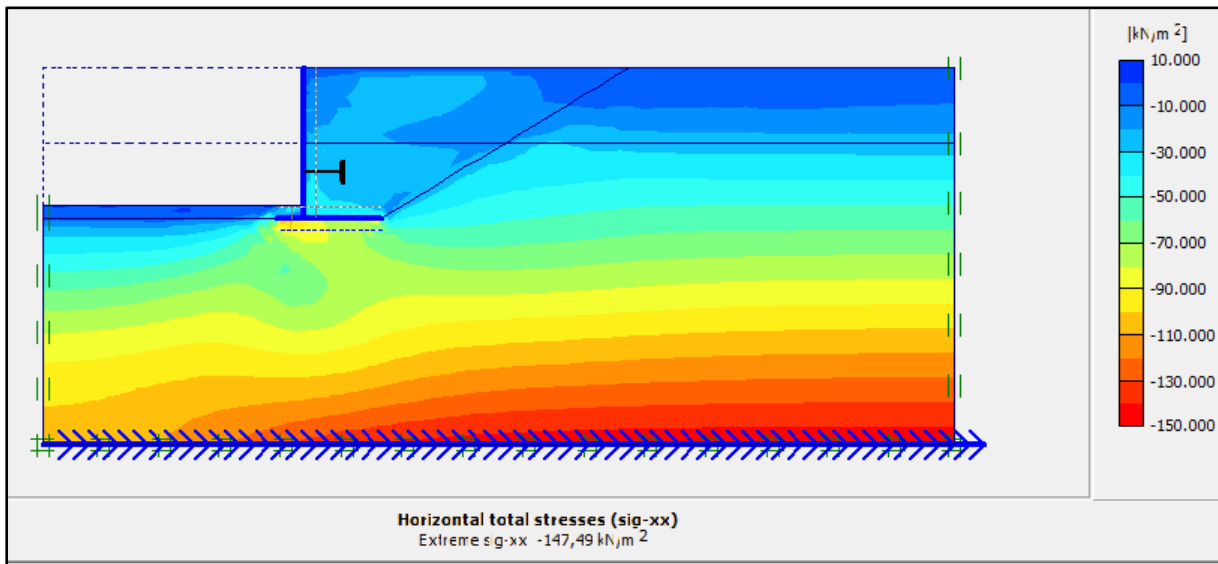


Figure IV. 14 : représentation de La contrainte horizontale.

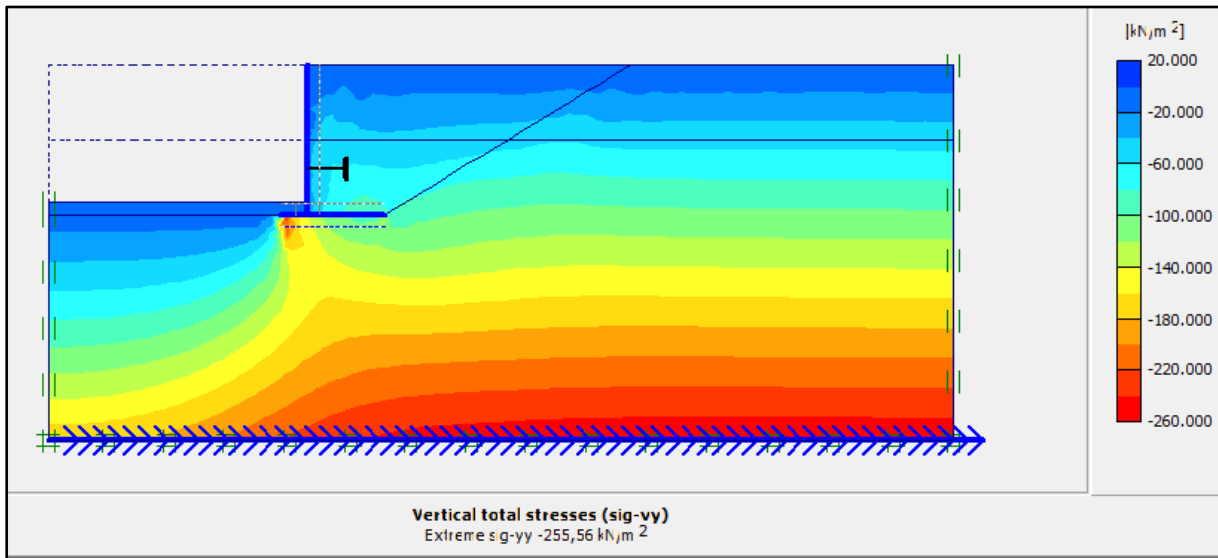


Figure IV. 15 : représentation de la Contraints verticale.



- Pour avoir les graphes de déplacement nous avons choisi les points suivants : A,B,C, derrière le mur et D,E,F à la base du mur .
- Pour avoir les graphes de contrainte nous avons choisi les points suivant : G,H,I derrière le mur et J,K,L a la base de la semelle.

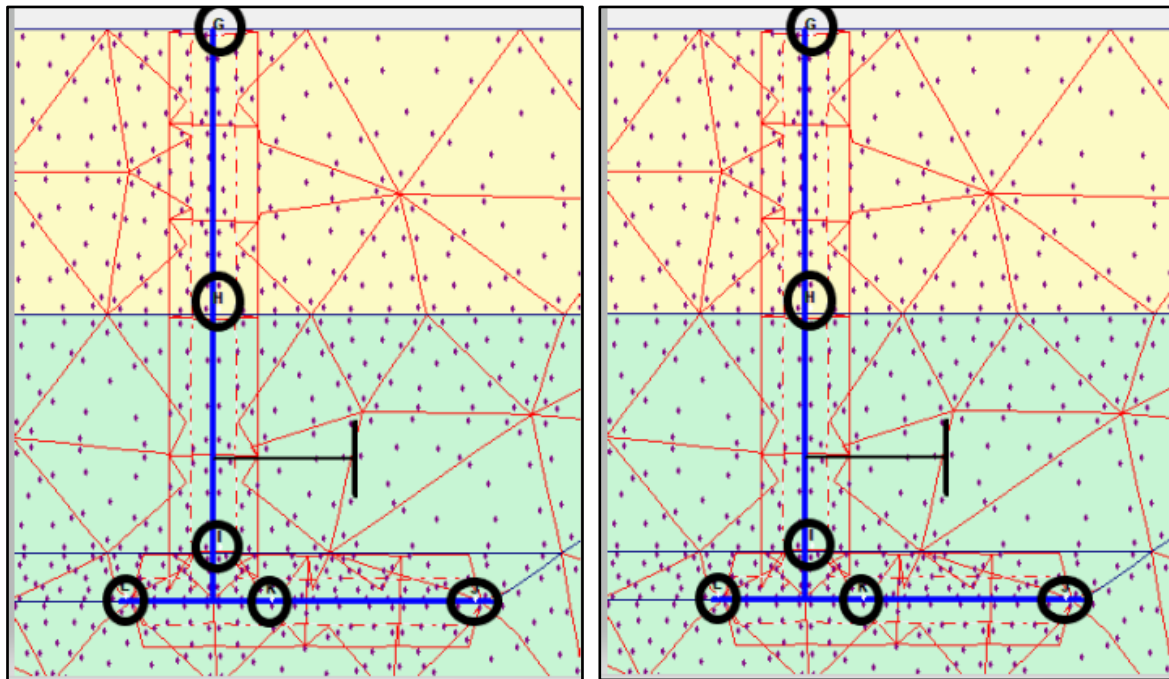


Figure IV. 16 : la dispositions des points choisis.

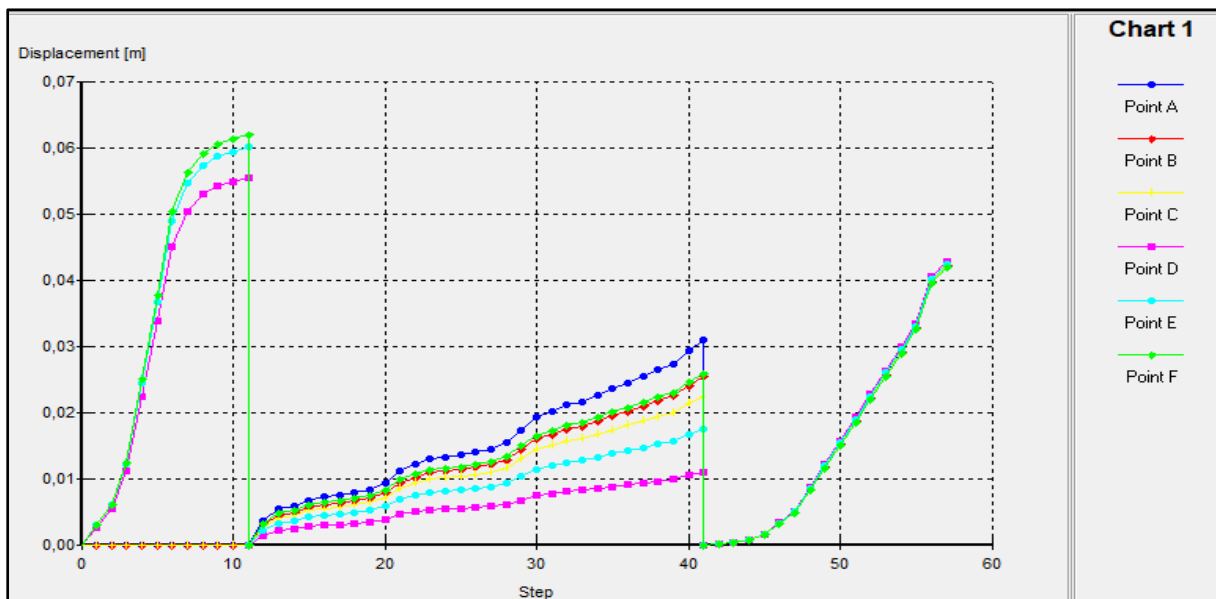


Figure IV. 17: Représentation de déplacement total.

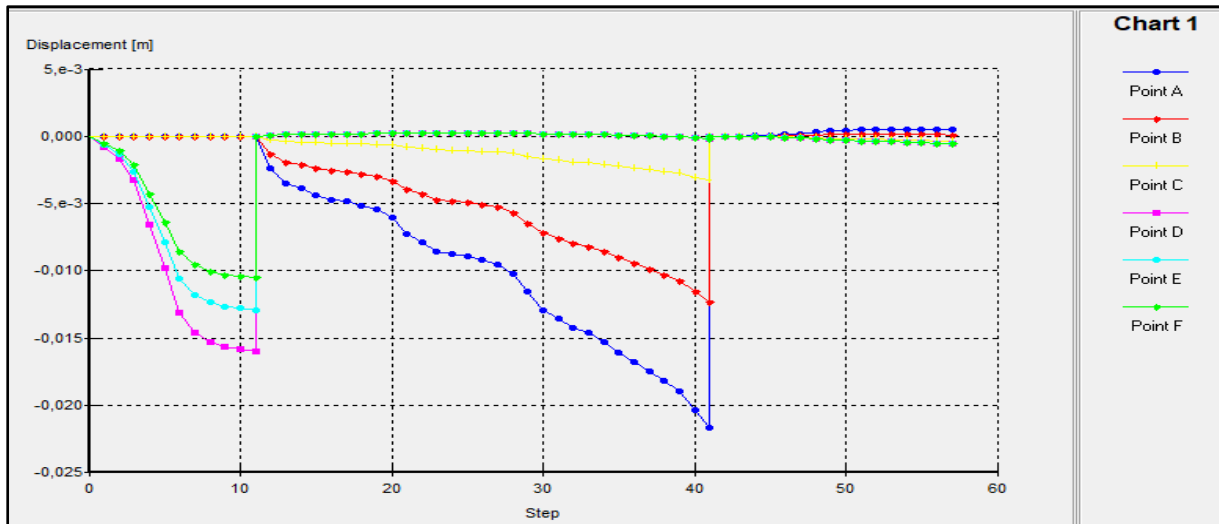


Figure IV. 18: Représentation de déplacement selon XX'.

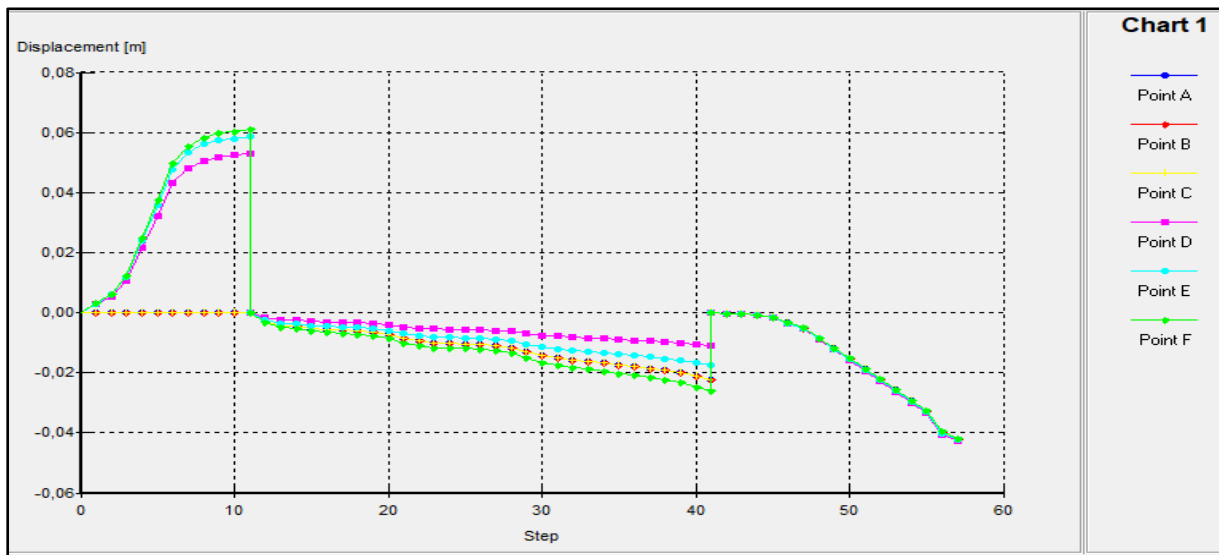


Figure IV. 19 : Représentation de déplacement selon YY'.

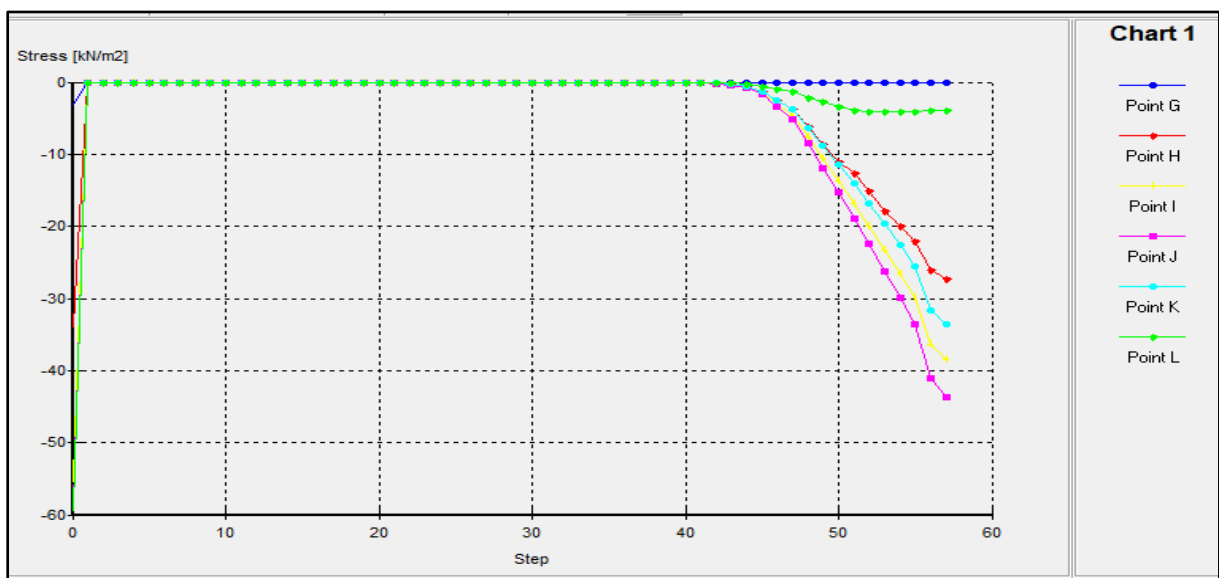


Figure IV. 20: Représentation de contrainte selon XX'.

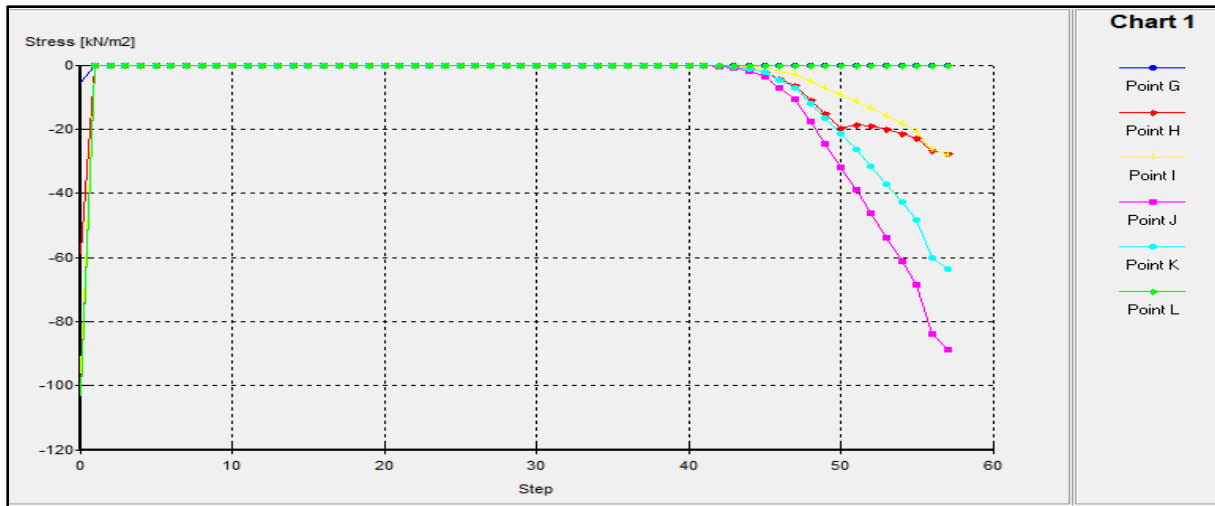


Figure IV. 21: Représentation de contrainte selon YY'.

### IV.3.2 Interprétation des résultats

- Comme première observation, nous avons négligé les distorsions résultant de la phase d'excavation et de la construction du mur en appuyant sur le bouton (Reste déplacement to zero), nous avons donc commencé le calcul à partir de la phase de remplissage du remblai (41 step).
- Le déplacement est uniforme d'environ 4cm au sommet du mur et au-dessous de la semelle.
- On observe la même allure pour les répartitions des contraintes totales, ces derniers sont uniformes derrière le mur, la valeur maximale des contraintes à la base du mur elle est de l'ordre 90 jusqu'à 130 KN/m<sup>2</sup>.
- Pour les courbes de déplacement il y'a une augmentation en fonction des step, les points déplacés d'environ 4.2 cm.
- Pour les courbes des contraintes vertical et horizontal, la valeur était d'environ de 88.66 KN/m<sup>2</sup> et 43.64 KN/m<sup>2</sup>.
- **Conclusion**

Les sollicitations ont donné des déplacements et des contraintes respectivement de l'ordre 4cm et 130 KN/m<sup>2</sup> qui sont admissibles.

IV.4 La 2<sup>ème</sup> cas : activation d'une charge DE 35 KN/m<sup>2</sup>

Phase

Number / ID.:  Ajout du remblai

Start from phase:

Calculation type

Log info

Prescribed ultimate state fully reached

Comments

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A	0,00 ...	0
✓ Etat initiale	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1
✓ construction du mur	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2
✓ Ajout du remblai	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 ...	3

Figure IV. 22: Représentation de la réalisation des phases avec succès avec Plaxis.

IV.4.1 Représentation des résultats obtenus sous forme des schémas des courbes

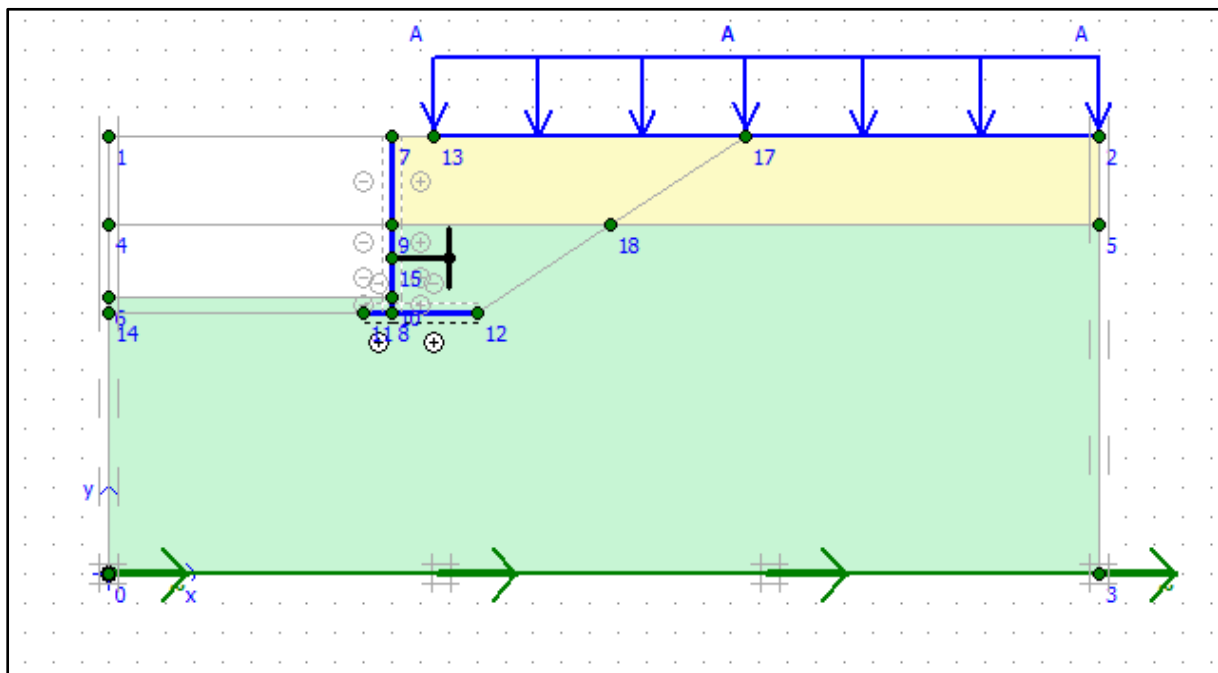


Figure IV. 23: Représentation d'activation de la charge.

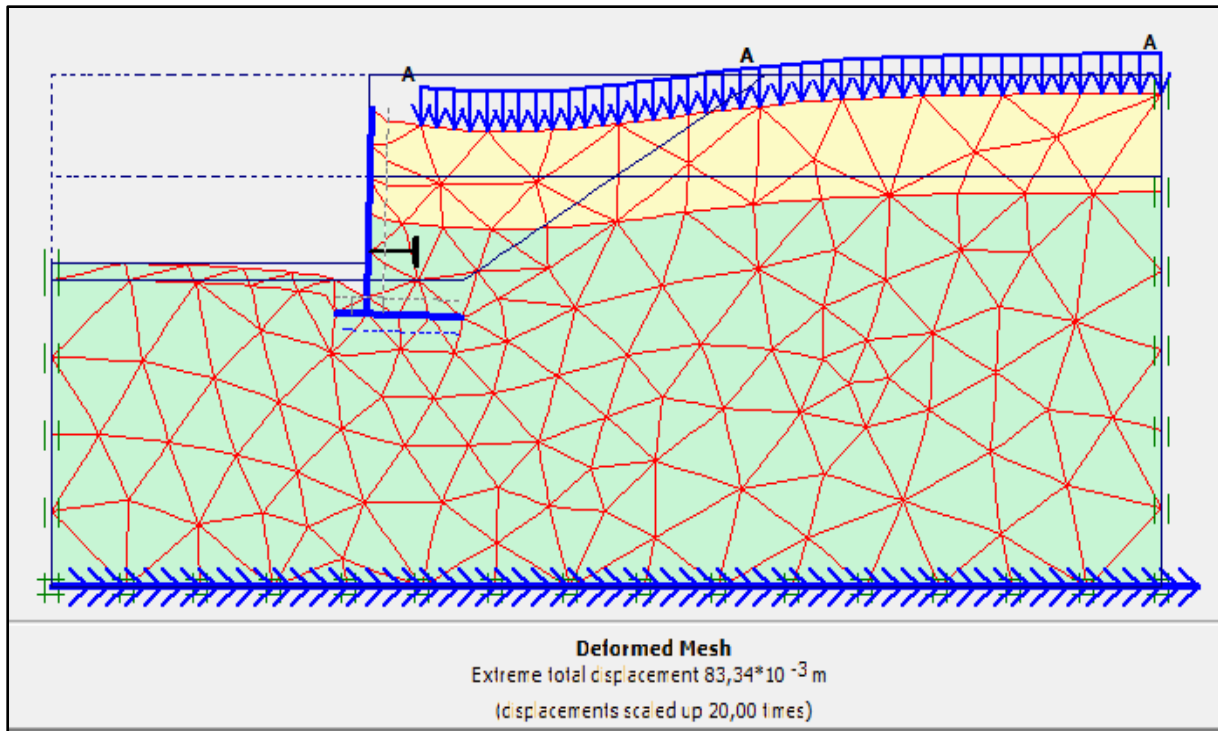


Figure IV. 24: Représentation de déformation de maillage.

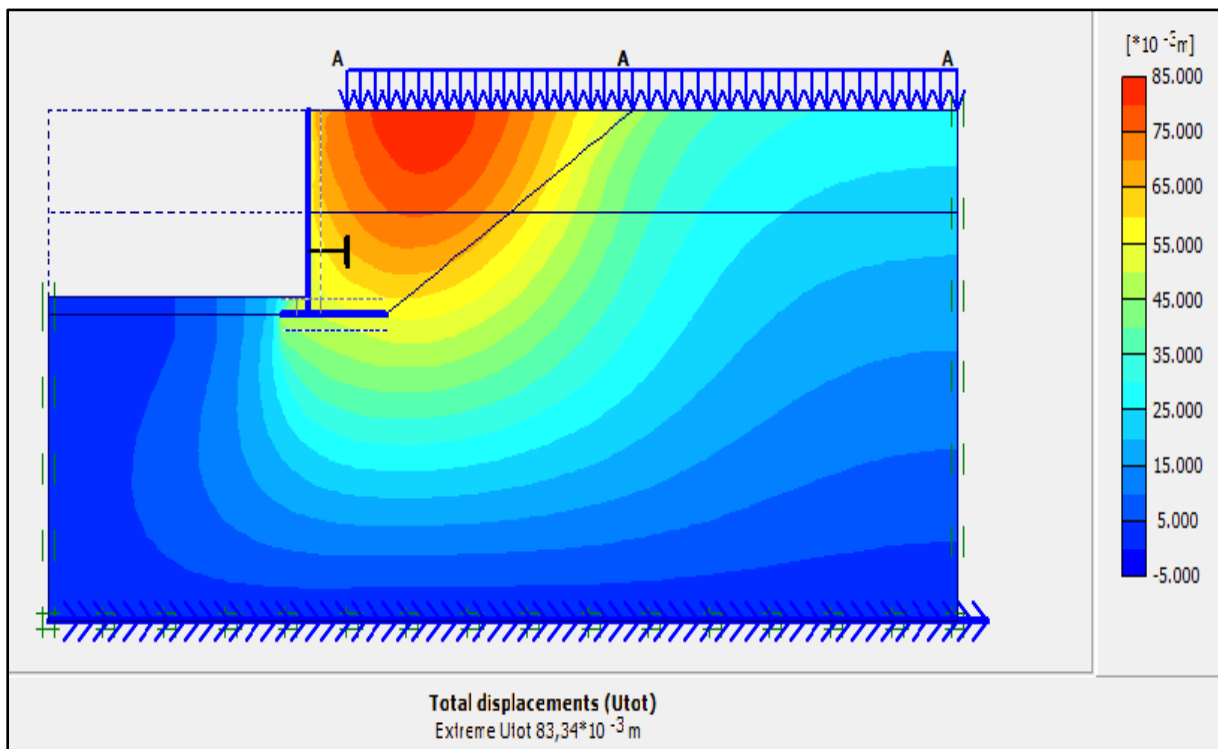


Figure IV. 25: Représentation de déplacement total.

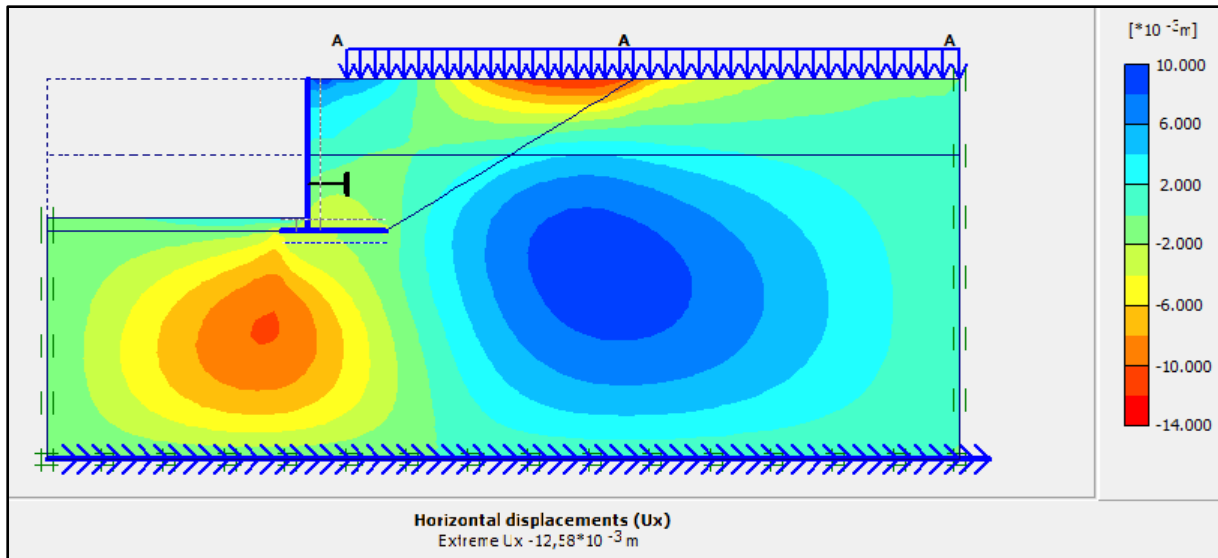


Figure IV. 26: Représentation de déplacement horizontal.

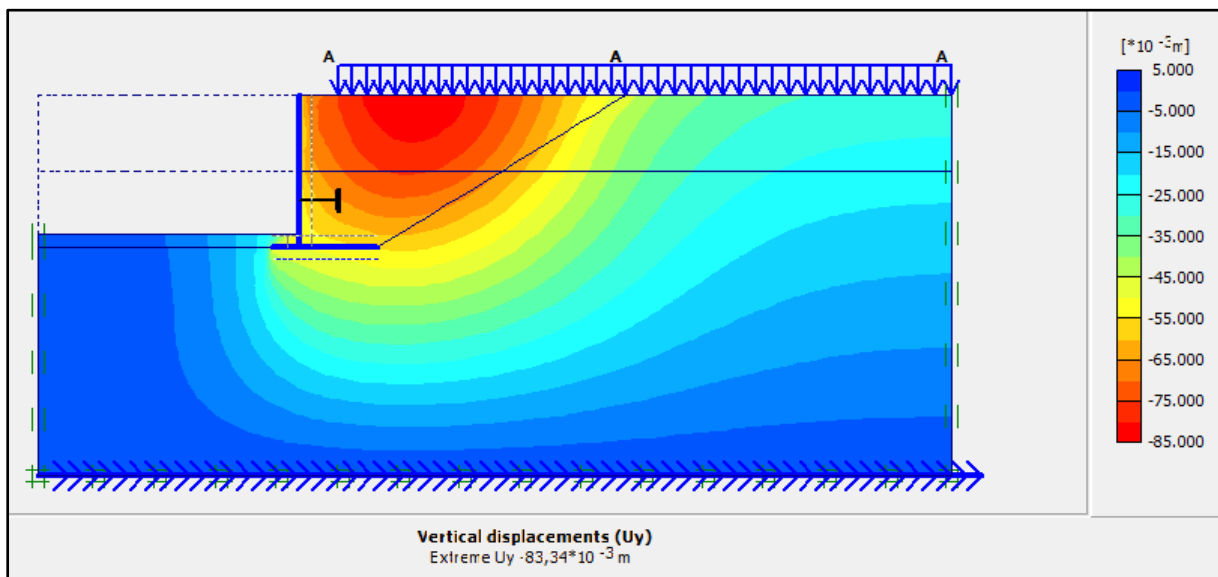


Figure IV. 27: Représentation de déplacement Vertical.

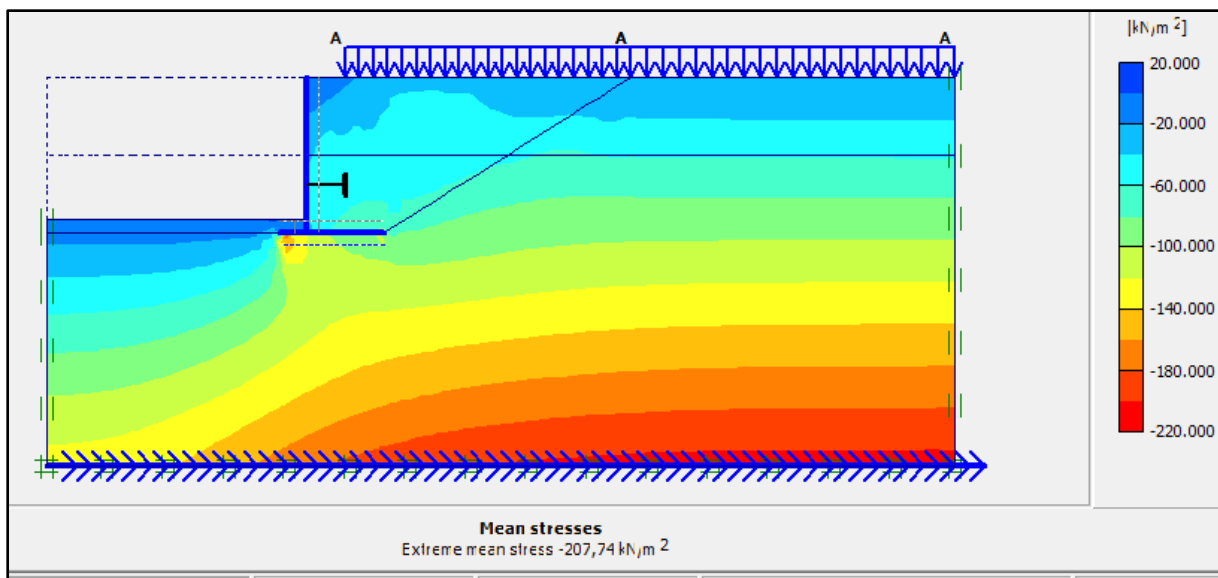


Figure IV. 28: Représentation de contrainte totale.

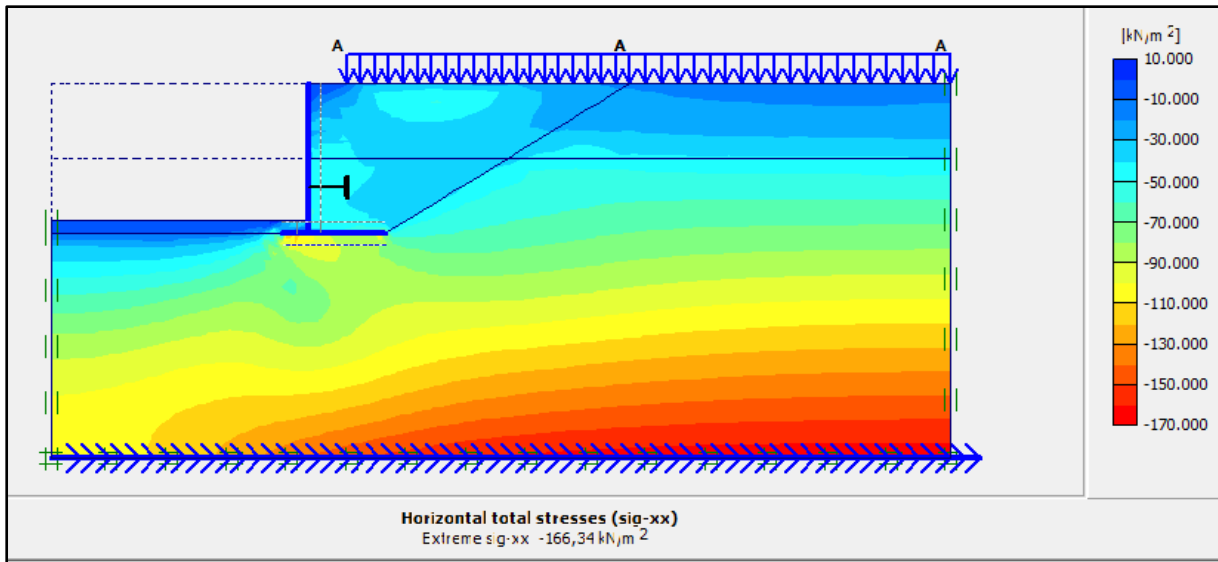


Figure IV. 29: Représentation de contrainte horizontale.

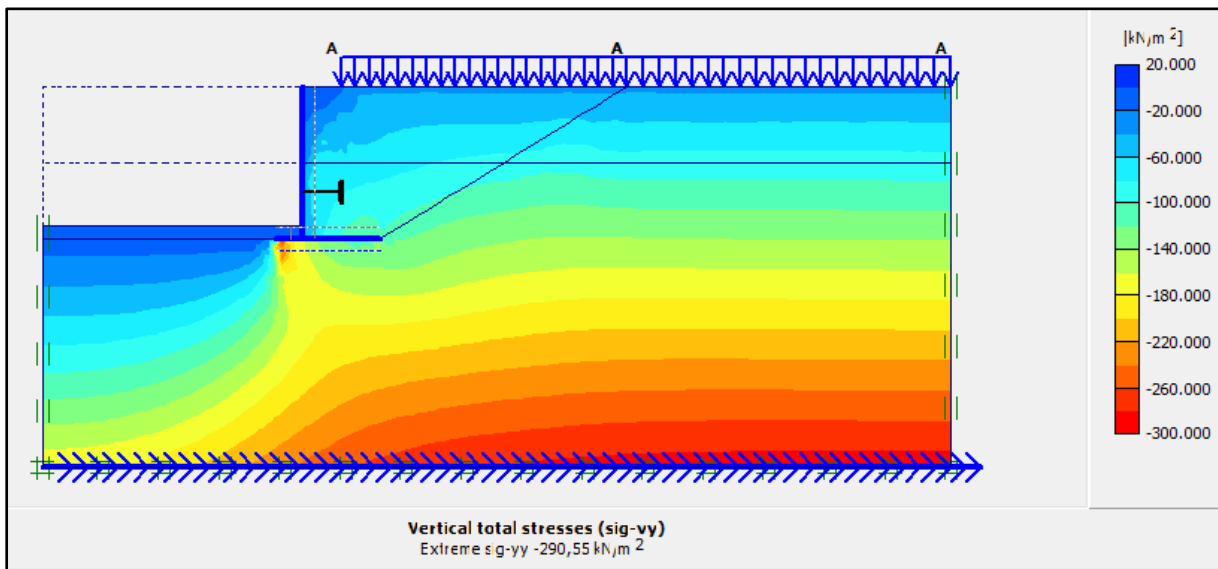


Figure IV. 30: Représentation de contrainte verticale.

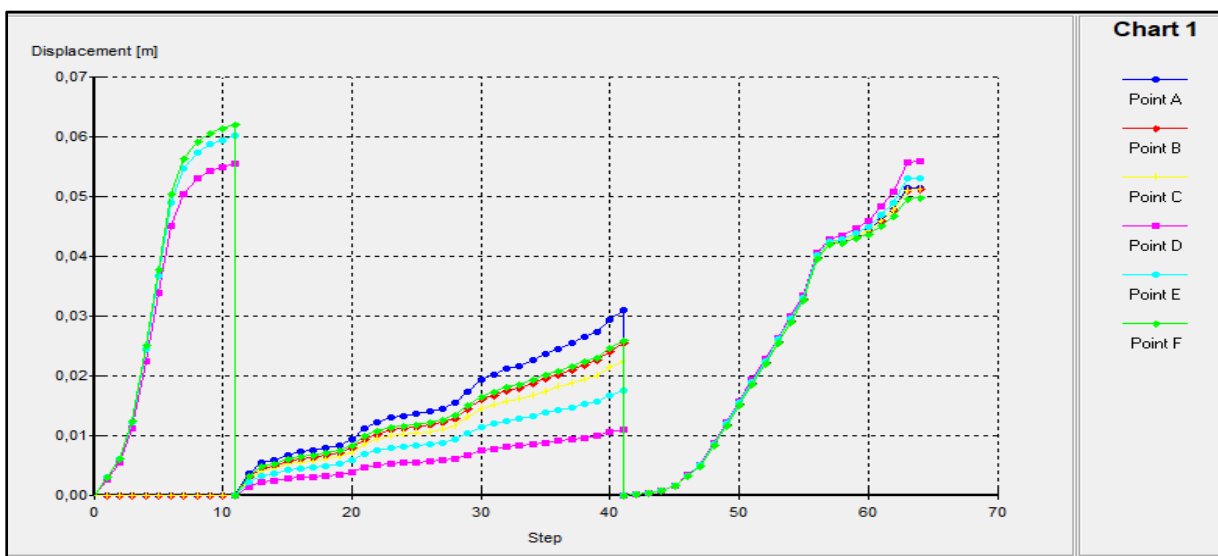


Figure IV. 31: Représentation de déplacement total.

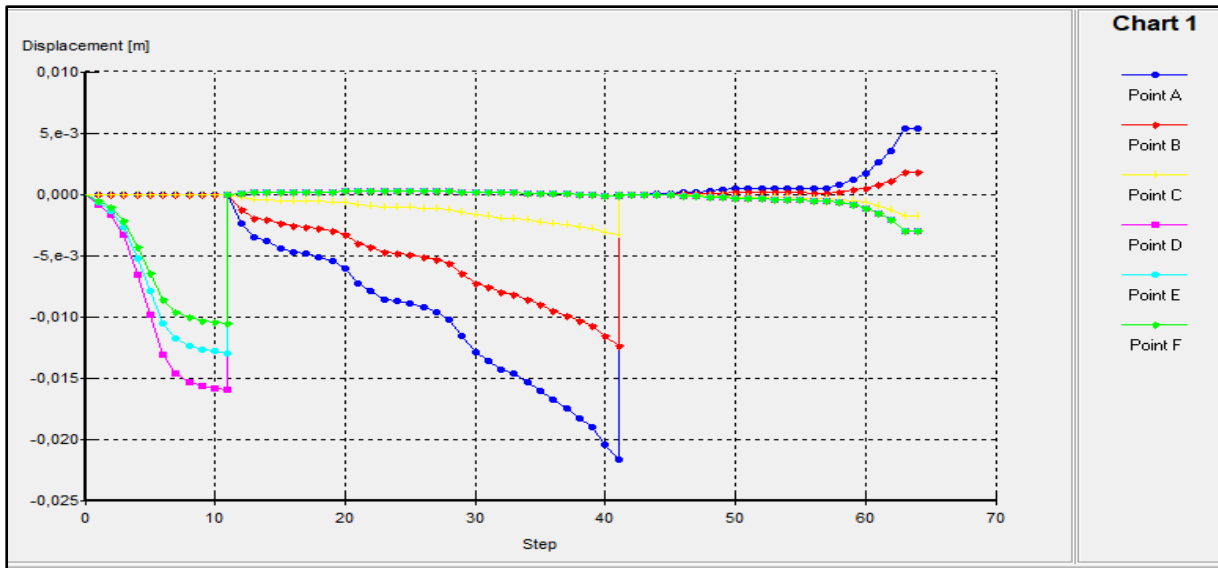


Figure IV. 32: Représentation de déplacement selon XX'.

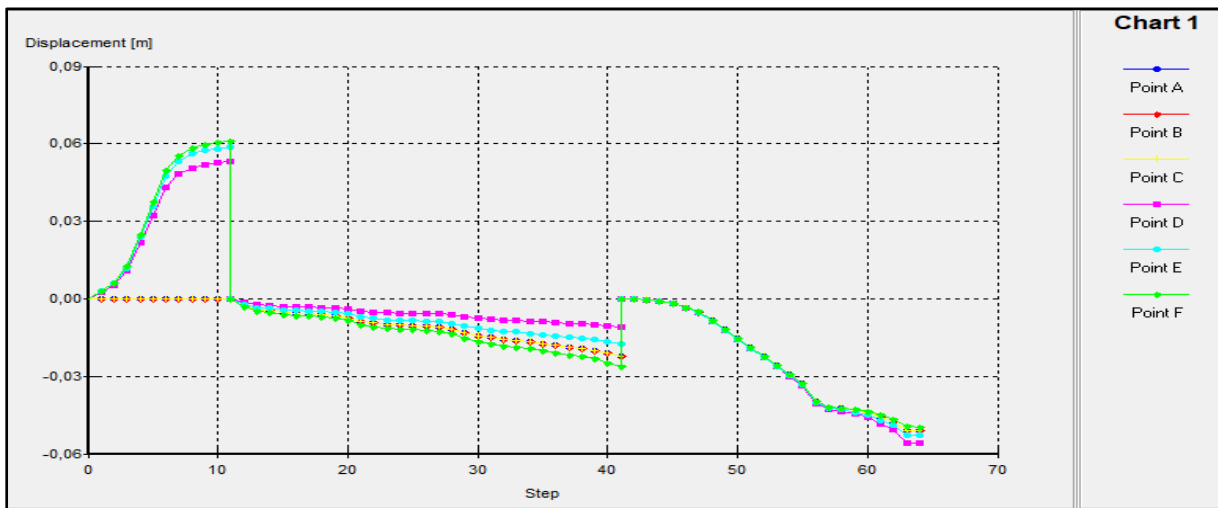


Figure IV. 33: Représentation de déplacement selon YY'.

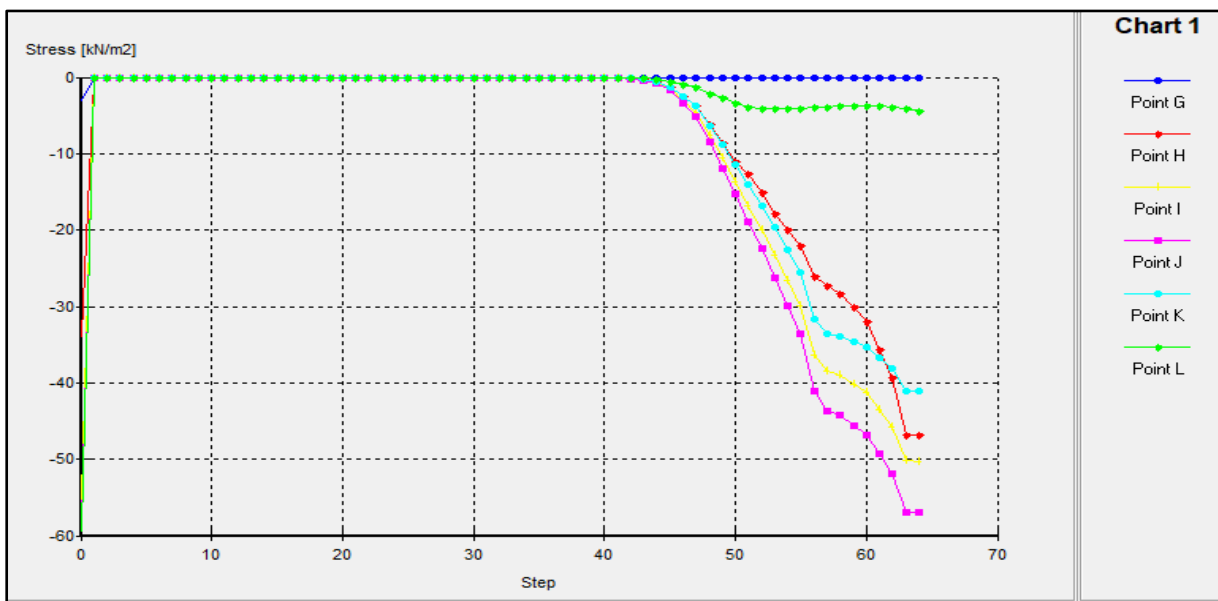


Figure IV. 34: représentation de contrainte selon XX'.



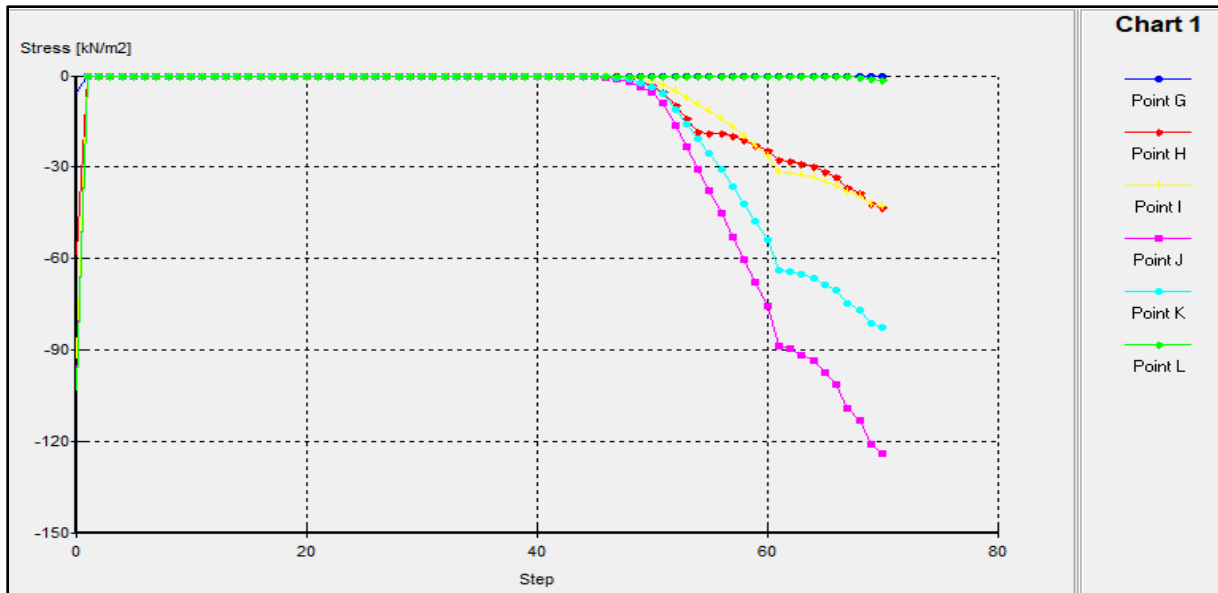


Figure IV. 35: représentation de contrainte selon YY'.

#### IV.4.2 Interprétation des résultats

- On remarque que les déplacements sont uniformes dans toutes les zones, Le mur s'est légèrement enfoncé dans le sol à cause de la surcharge avec une variation de 1.3 cm par rapport à l'état initial.
- Pour les contraintes il y a une augmentation des contraintes dans la zone qui se trouve à la base de la semelle d'ordre  $100 \text{ KN/m}^2$  jusqu'à  $160 \text{ KN/m}^2$ .
- Pour les courbes on remarque l'augmentation des déplacements qui se trouve dans la zone en dessous de la charge, le mur déplacé par 5.6 cm.
- On observe pour les courbes des contraintes vertical et horizontal une Amplification d'environ  $57.02 \text{ KN/m}^2$  et  $113.2 \text{ KN/m}^2$ .

#### Conclusion

Nous avons remarqué une petite augmentation de déplacement et de contrainte qui sont dus à la surcharge ; les courbes ont presque la même allure que le premier cas.

IV.5 La 3<sup>eme</sup> cas : activation d'une charge de 100 KN/m<sup>2</sup>

IV.5.1 Représentation des résultats obtenus sous forme des schémas des courbes

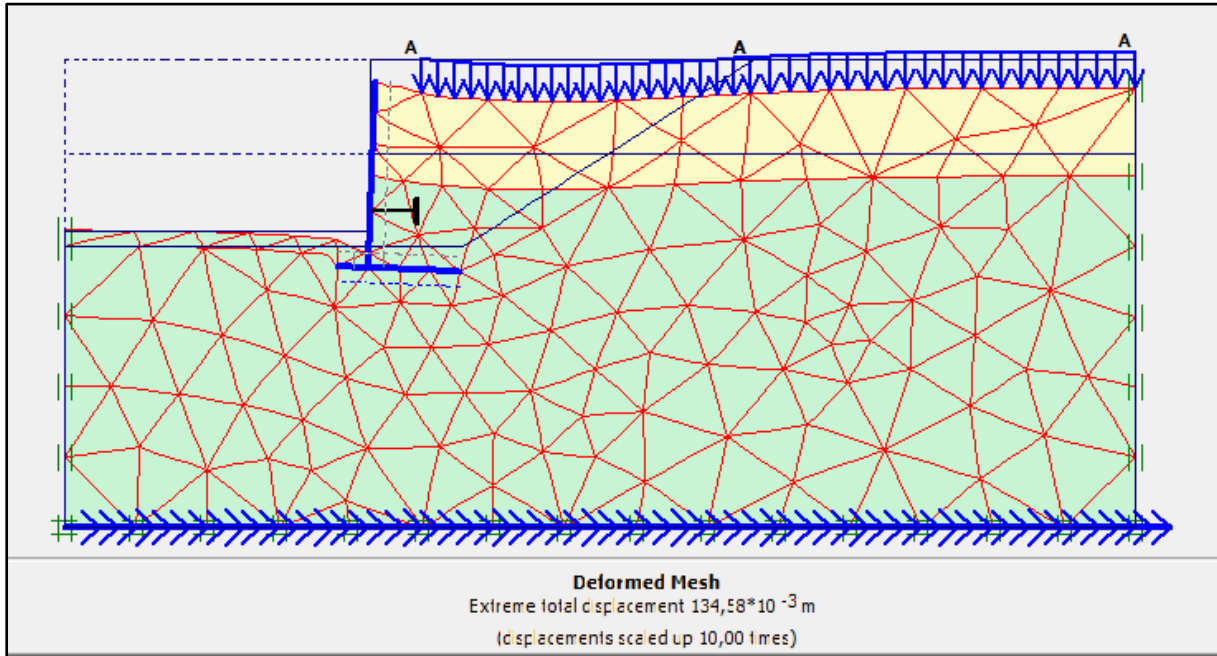


Figure IV. 36: Représentation de déformation de maillage.

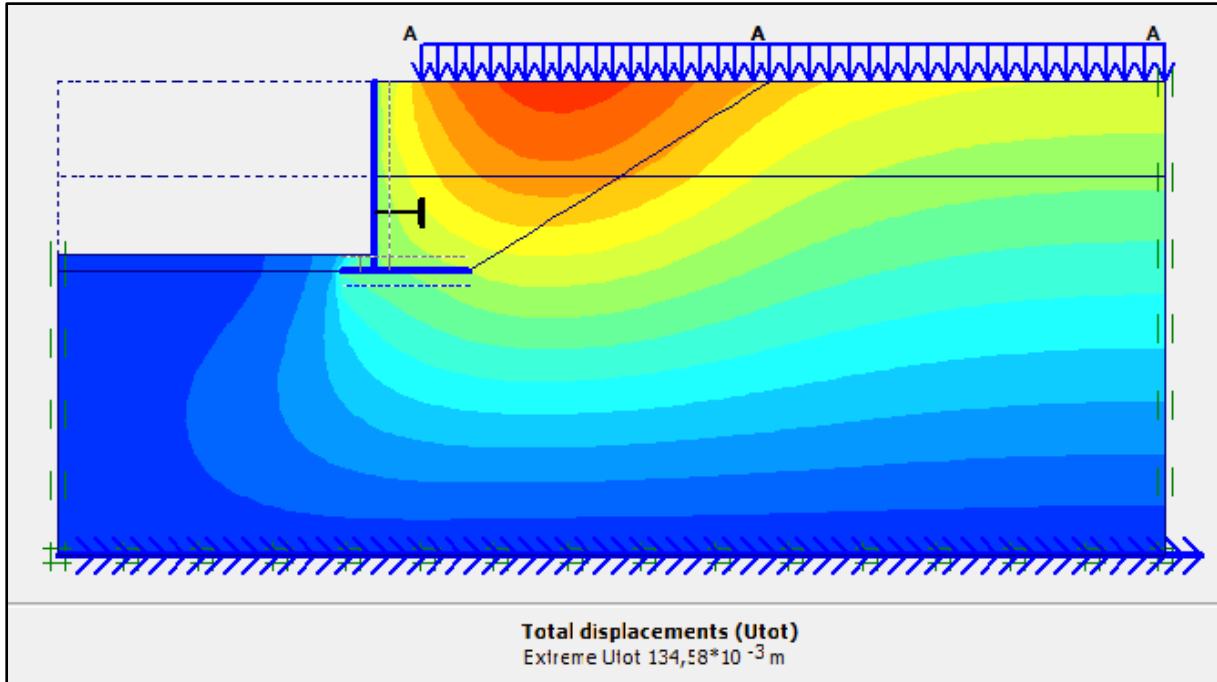


Figure IV. 37: Représentation de déplacement total.

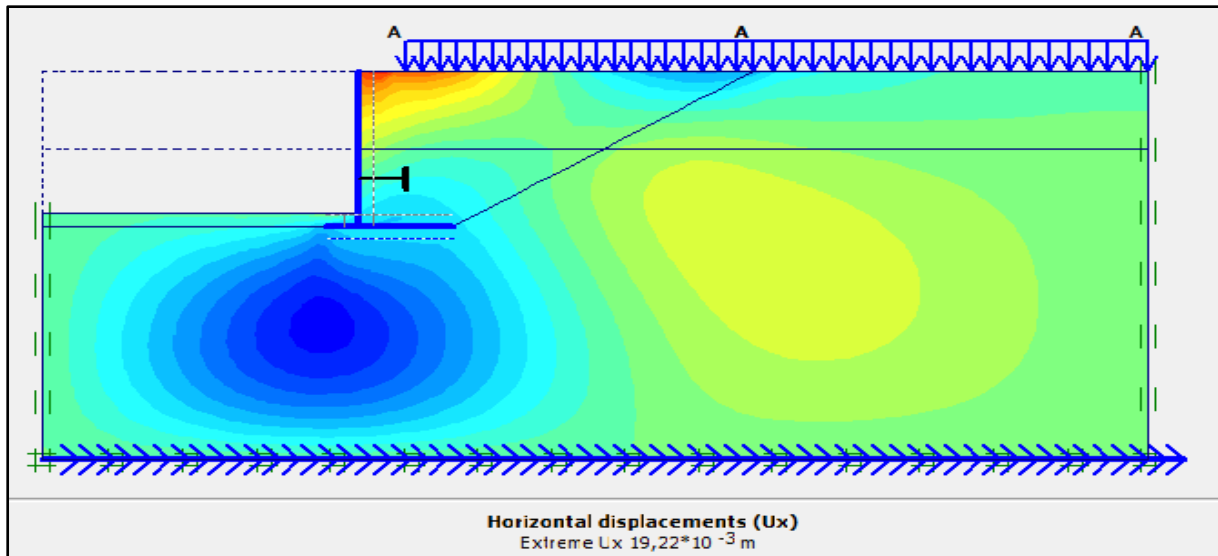


Figure IV. 38: Représentation de déplacement horizontal.

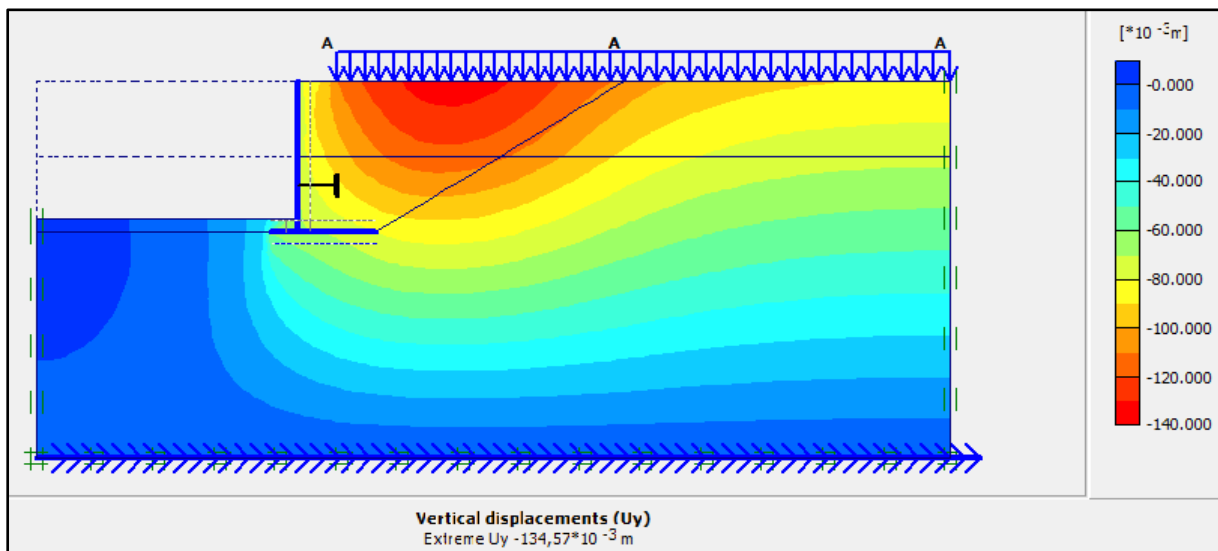


Figure IV. 39: Représentation de déplacement vertical.

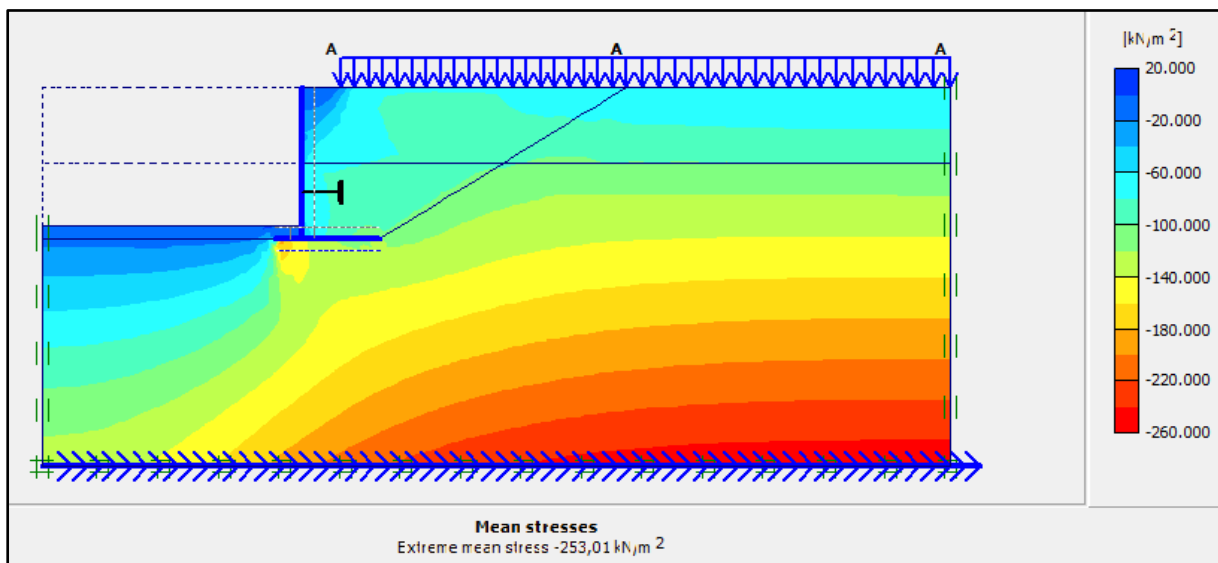


Figure IV. 40: Représentation de la contrainte totale.

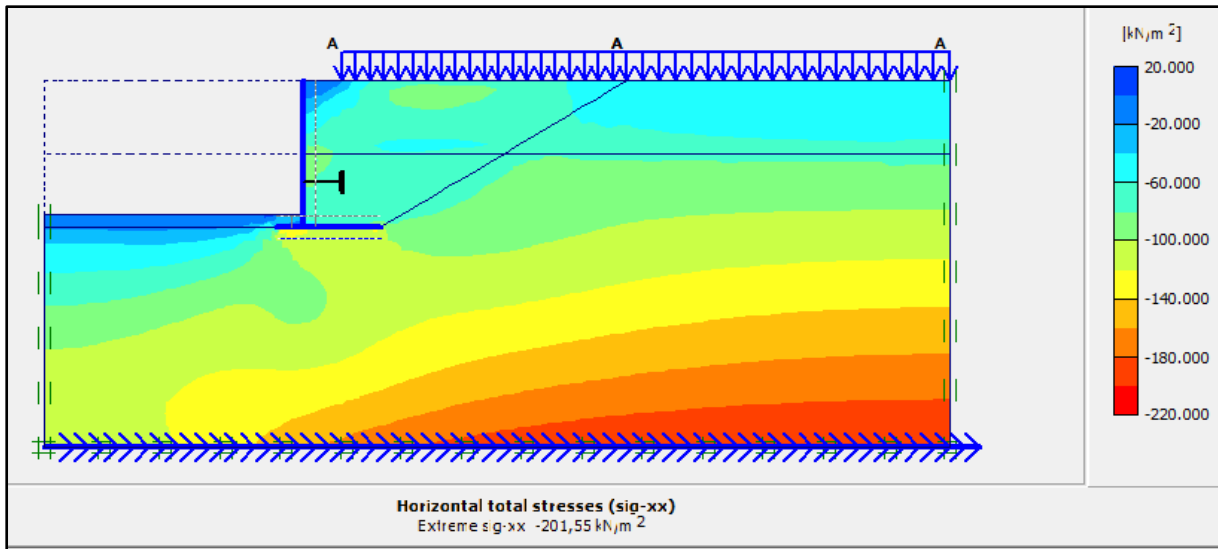


Figure IV. 41: Représentation de la contrainte horizontale.

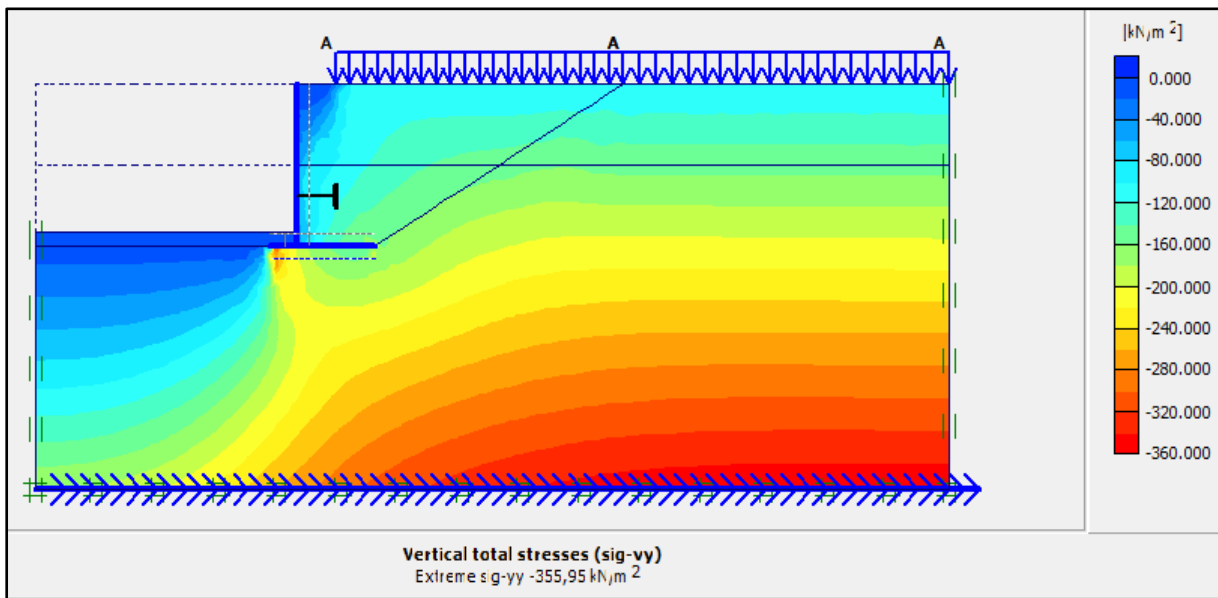


Figure IV. 42 Représentation de la contrainte verticale.

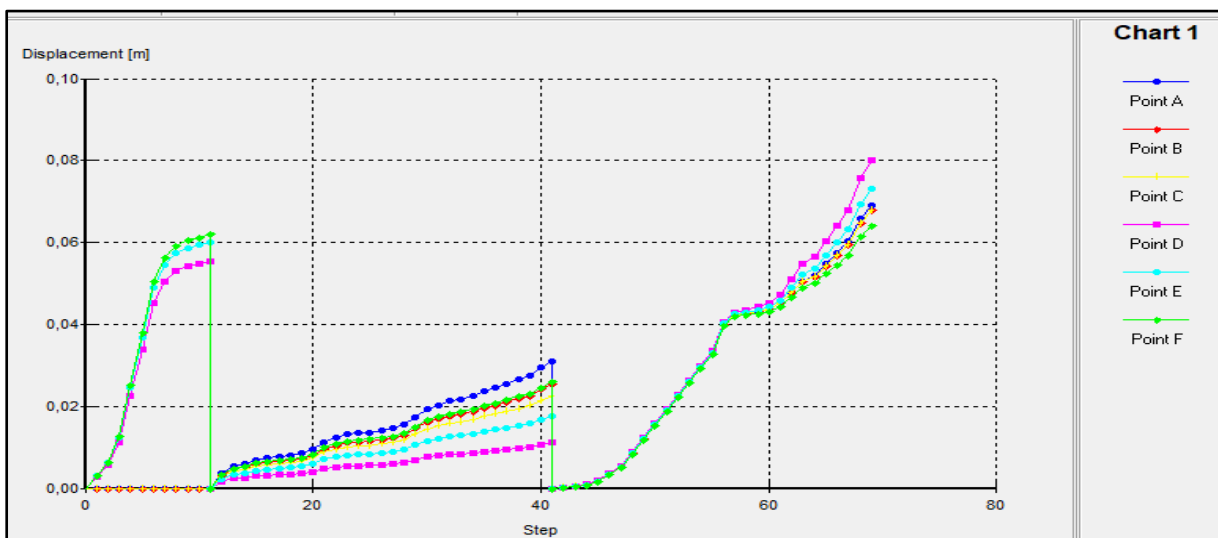


Figure IV. 43: Représentation de déplacement total.

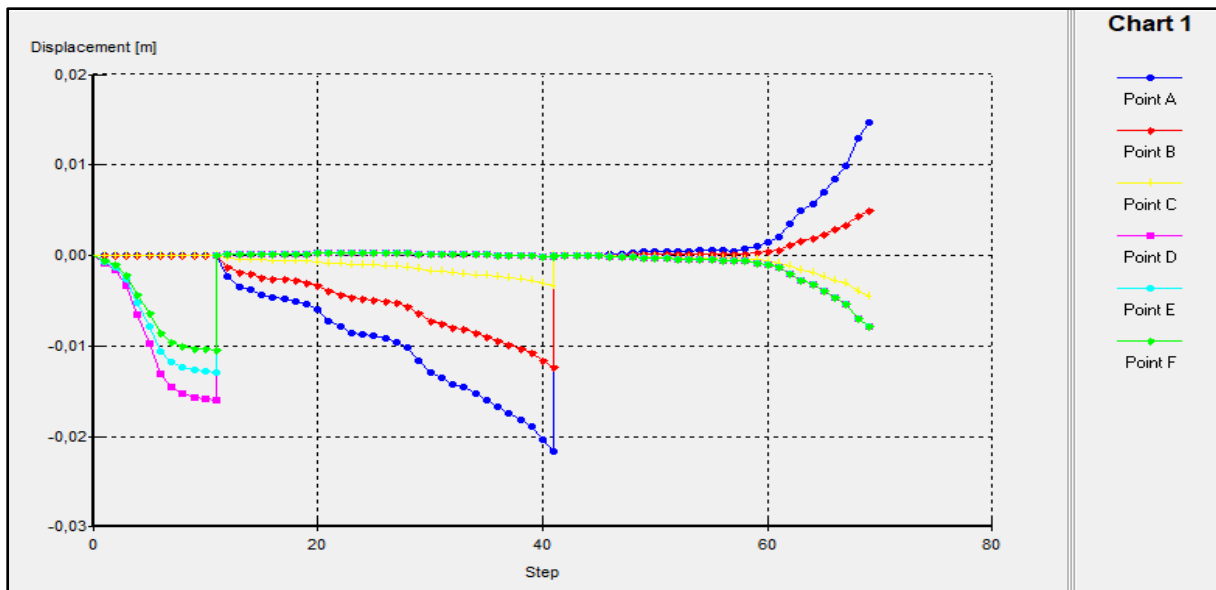


Figure IV. 44: Représentation de déplacement horizontal.

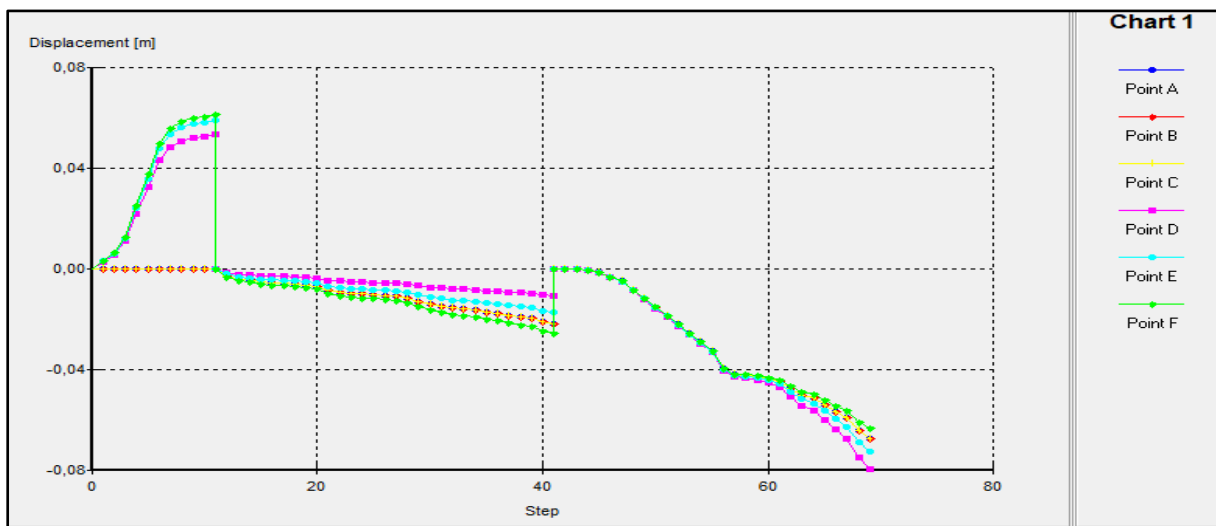


Figure IV. 45: Représentation de déplacement vertical.

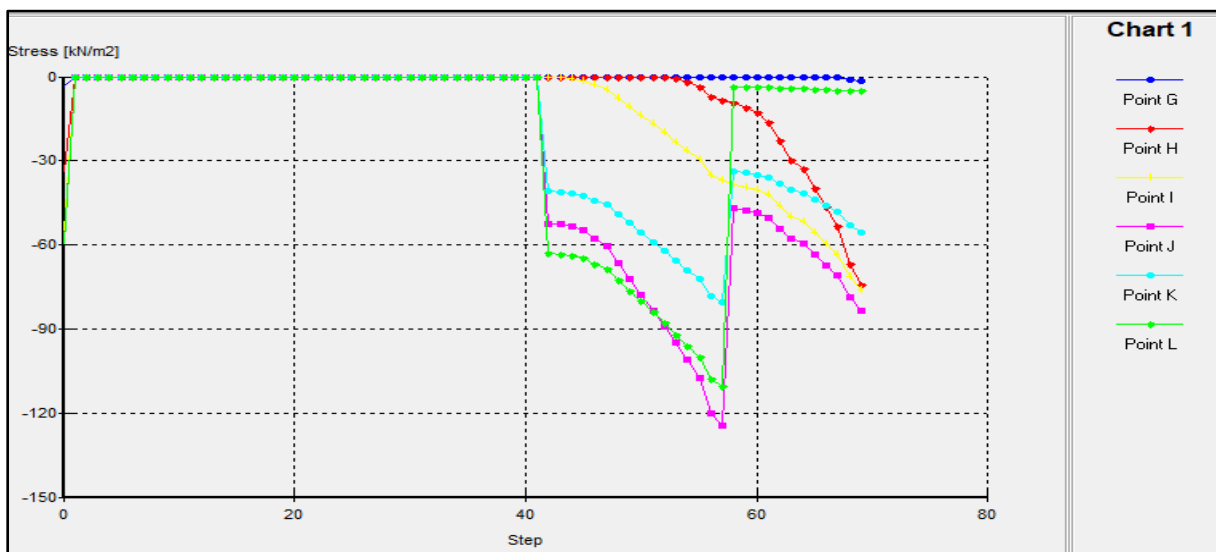


Figure IV. 46: Représentation de la contrainte selon XX'

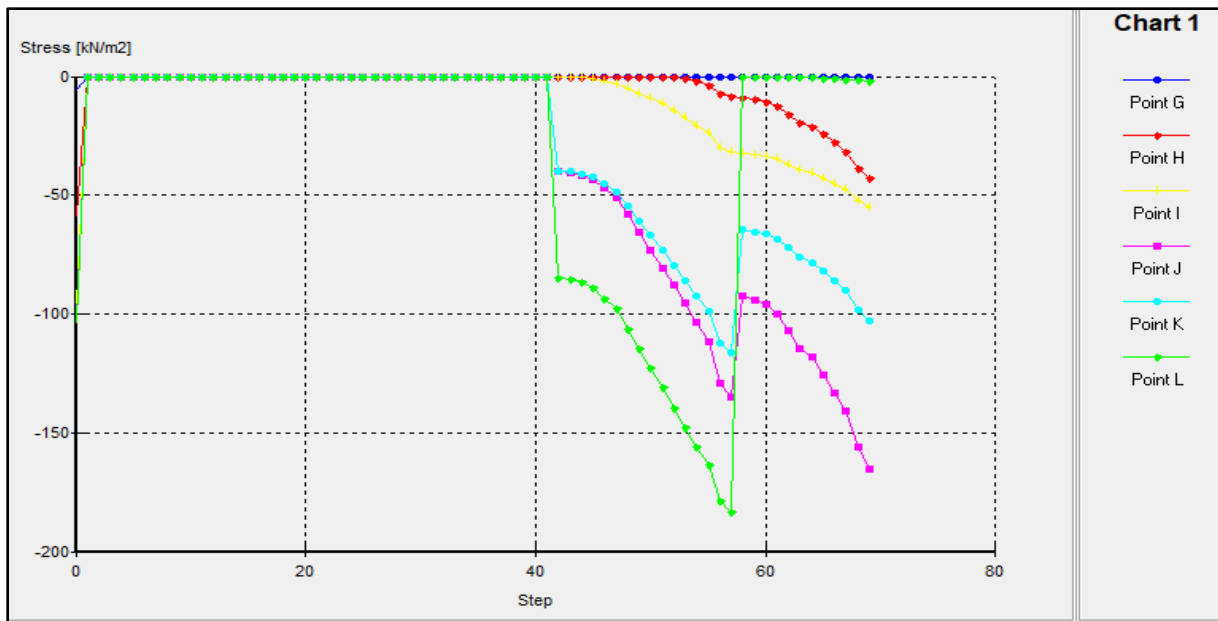


Figure IV. 47: Représentation de la contrainte selon YY'.

#### IV.5.2 Interprétation des résultats

- On constate une augmentation de déplacement par rapport à deuxième cas environ de 8 cm cela est dû à la surcharge.
- On remarque que les déplacements sont uniforme dans toutes les zones sauf la zone qui se trouve derrière le mur, il y a amplification ou bien augmentation des déplacements qui sont dû à la surcharge d'environ 6.5cm et 8cm.
- Pour les contraintes il y a augmentation des contraintes dans la zone qui se trouve en dessous de la semelle, il atteint son maximum  $200 \text{ KN} \setminus \text{m}^2$ .
- Amplification des contraintes vertical et horizontal dans la zone qui se trouve derrière et sous le mur atteint  $82.59 \text{ KN} \setminus \text{m}^2$  et  $160.59 \text{ KN} \setminus \text{m}^2$ .

### IV.6 Le 4 eme cas : activation de la charge sismique

Le sol et les ouvrages sont généralement soumis non seulement à des charges statiques, mais aussi à des charges dynamiques (les charges sismiques), qui sont puissantes ; elles peuvent causer des graves endommagements.

Grâce au module d'analyse dynamique de logiciel plaxis , nous pouvons analyser les effets des vibrations dans le sol.

Pour cette analyse, l'étude utilise la Méthode Dynamique Directe (MDD) avec l'utilisation du code PLAXIS2D, afin d'appliquer les accélérogrammes authentiques du séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 enregistrés à la station de barrage de Taksebt (Tizi ousou) sous la forme de fichiers SMC.

Les conditions aux limites sont gérées en utilisant l'approche des "Standard absorbent boundaries". Ces frontières spéciales absorbent les augmentations de contraintes le long des parois de la surface modélisée afin de prévenir les réflexions des charges dynamiques.

**La phase 06 :** Représente l'application de la méthode dynamique directe, comme il est indiqué sur Figure IV. 47.

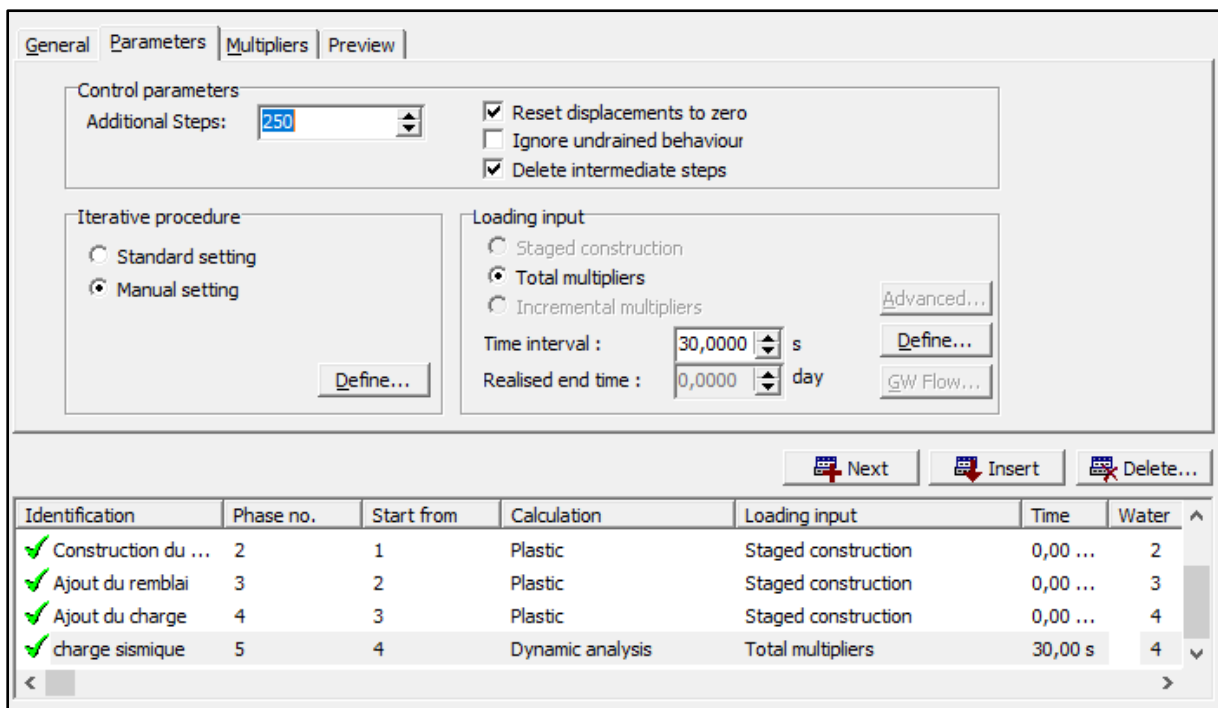


Figure IV. 48: Fenêtre de la phase d'application de la méthode dynamique.

En sélectionnant l'option "Définir" située à droite de la fenêtre précédente, nous accédons aux informations relatives au séisme.

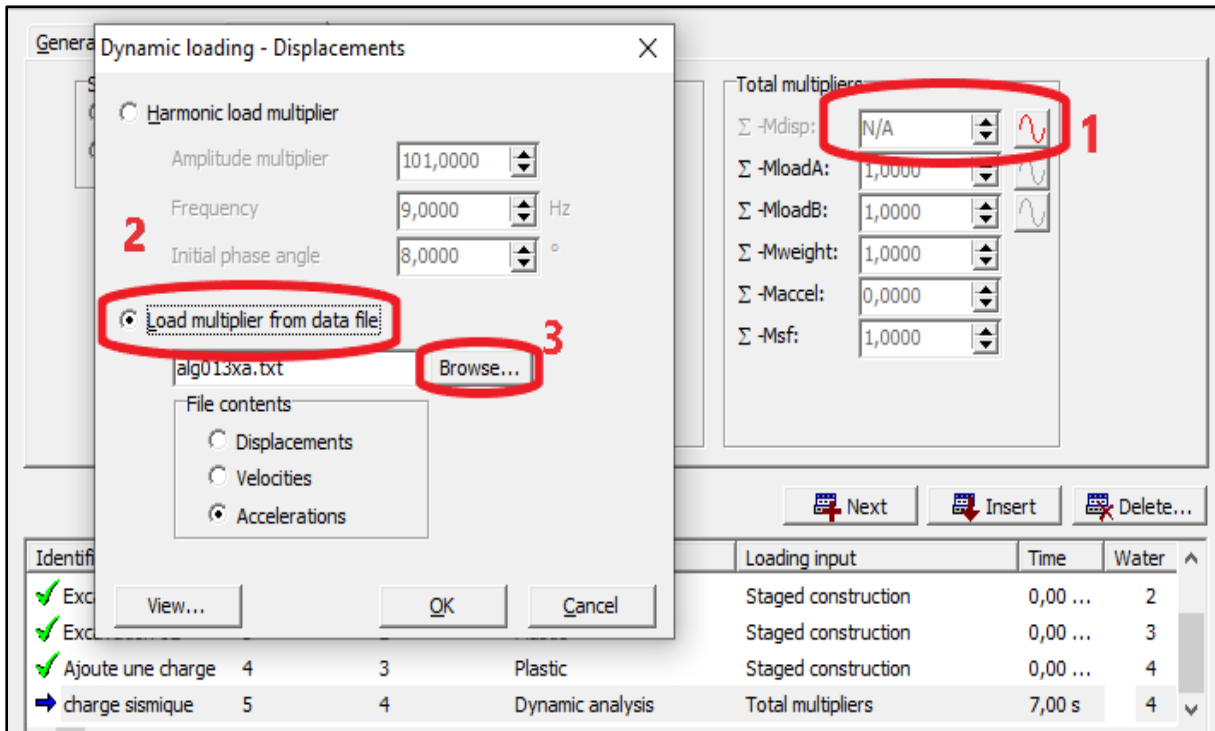


Figure IV. 49 : Fenêtre de la zone d'application de la méthode dynamique.

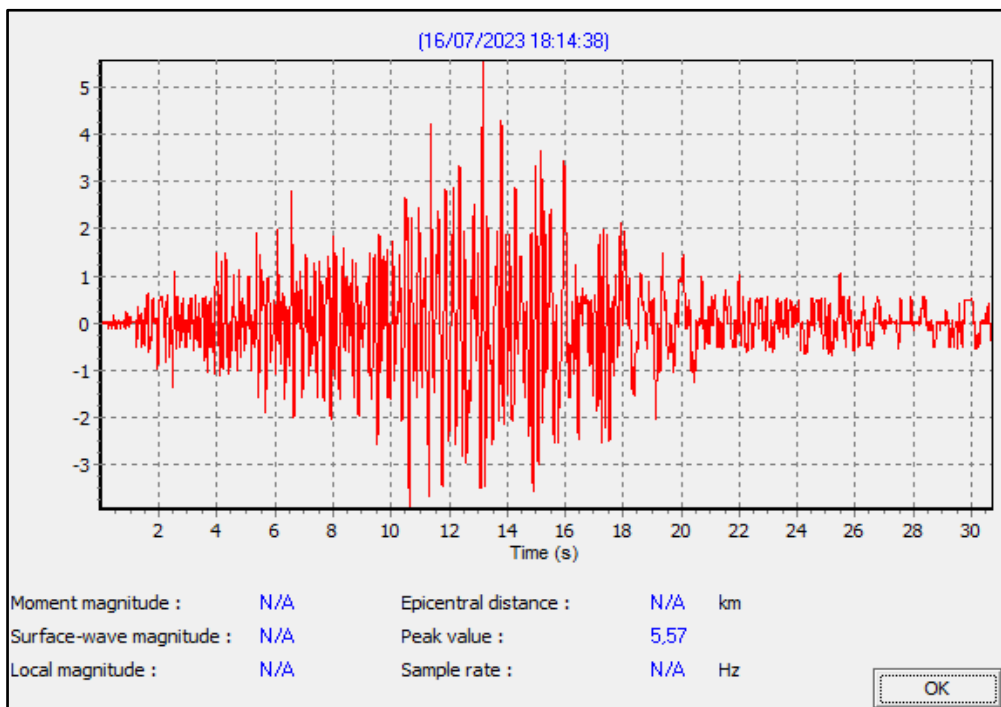


Figure IV. 50 : Enregistrement de l'accélération.



IV.6.1 Représentation des résultats obtenus sous forme des schémas des courbes

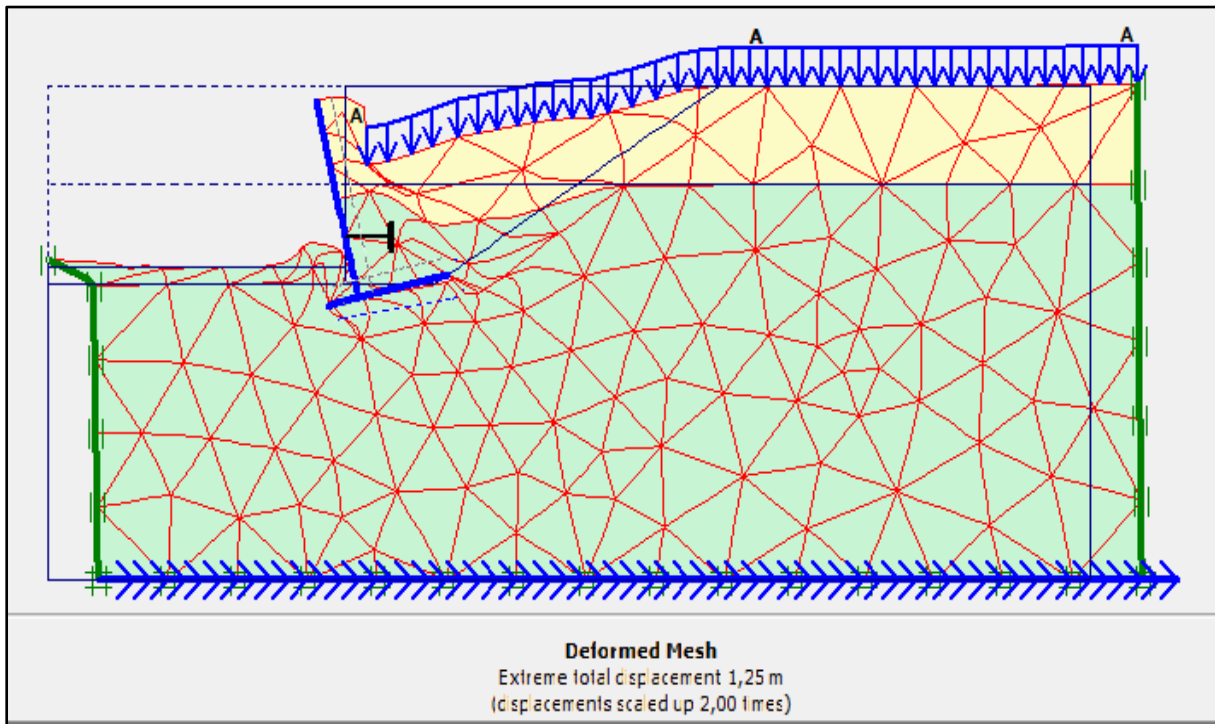


Figure IV. 51 : Représentation de la déformation de maillage.

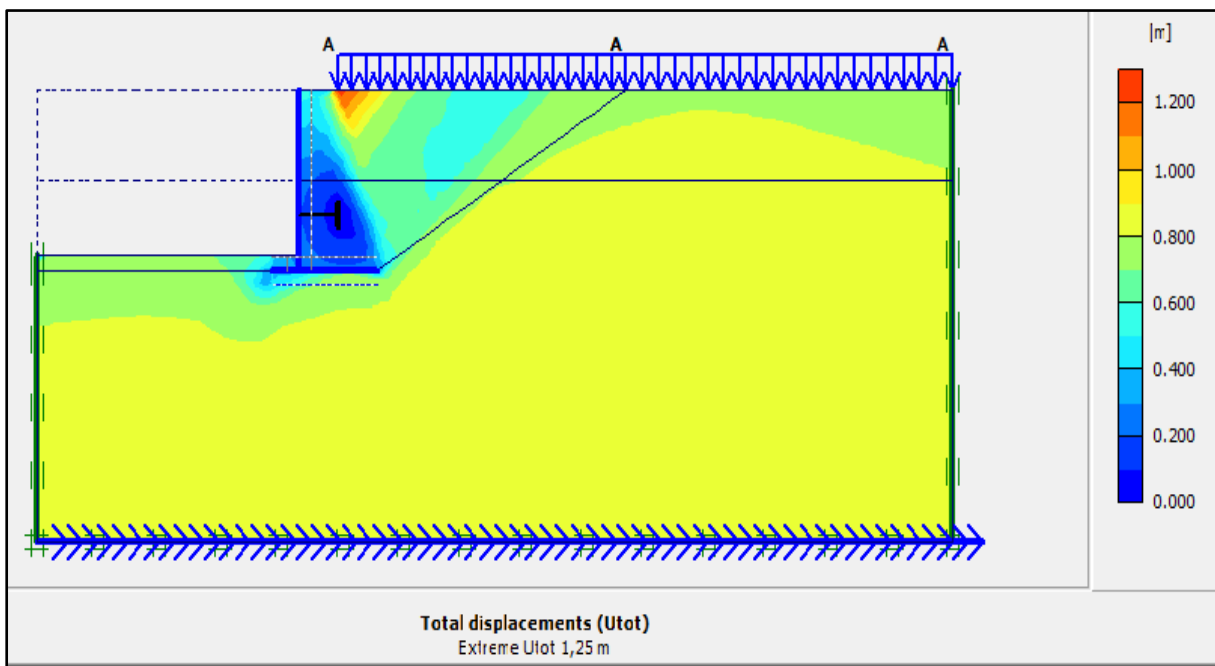


Figure IV. 52 : Représentation du déplacement total.

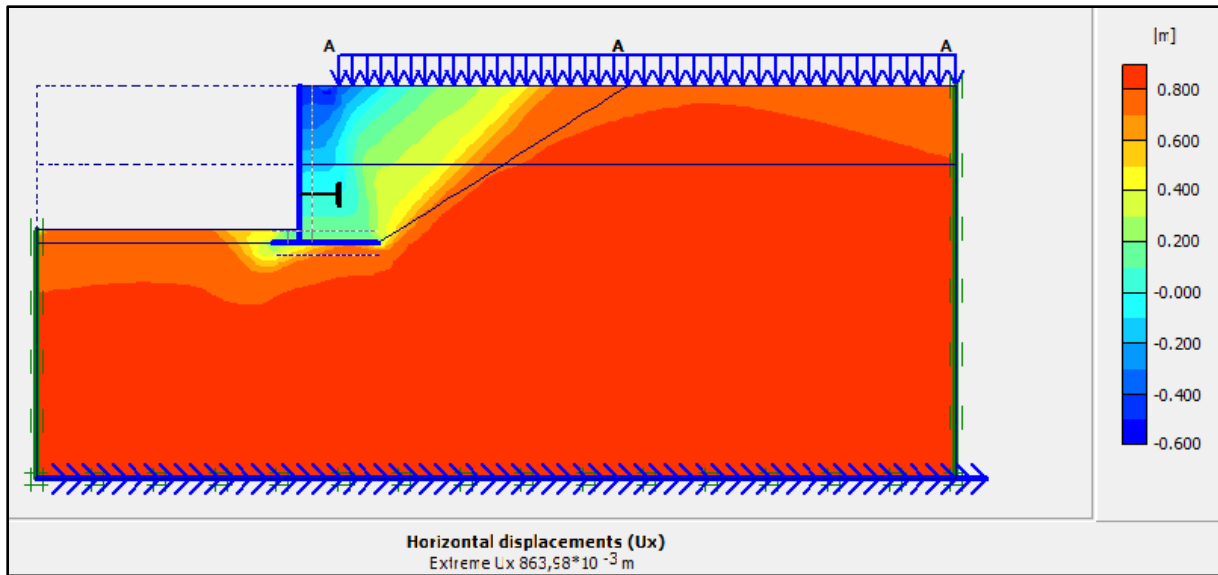


Figure IV. 53 : Représentation du déplacement horizontal.

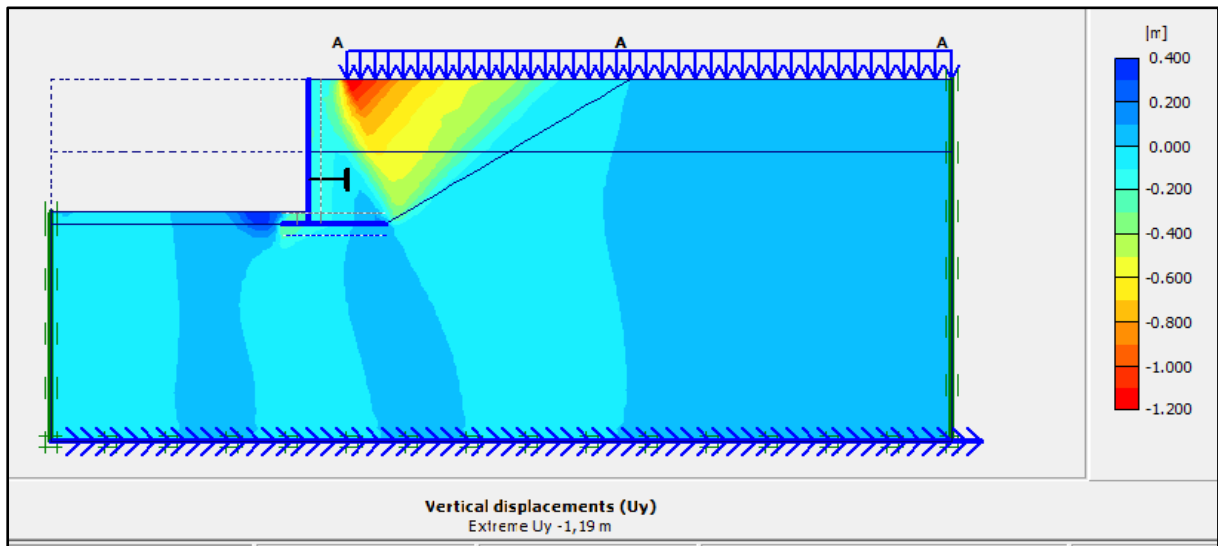


Figure IV. 54 : Représentation du déplacement vertical.

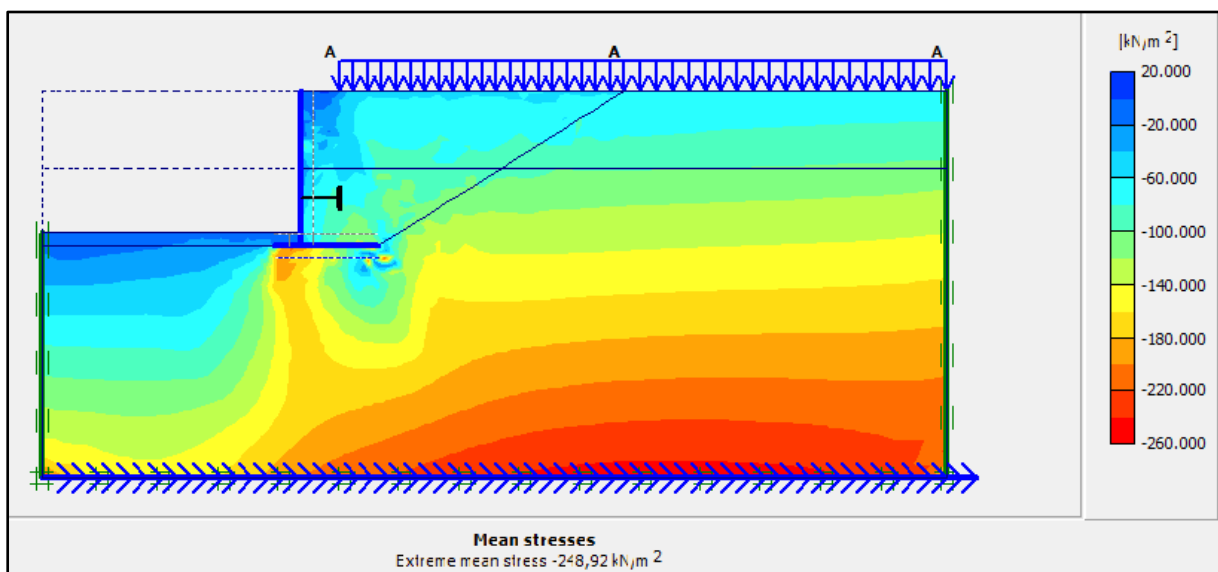


Figure IV. 55 : Représentation de la contrainte totale.

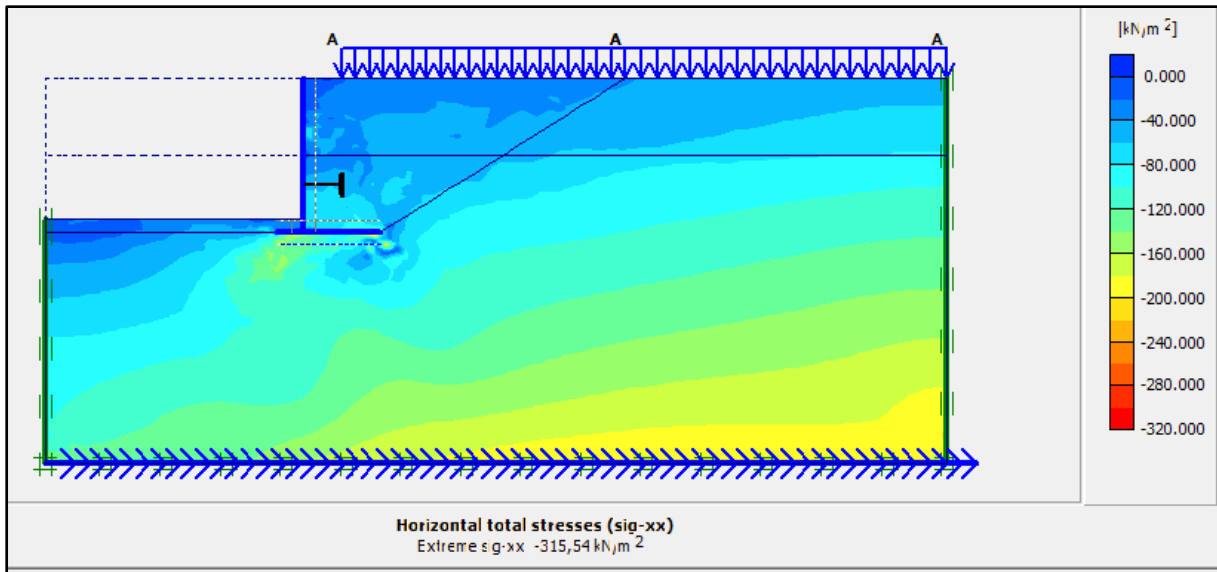


Figure IV. 56 : Représentation de la contrainte horizontale.

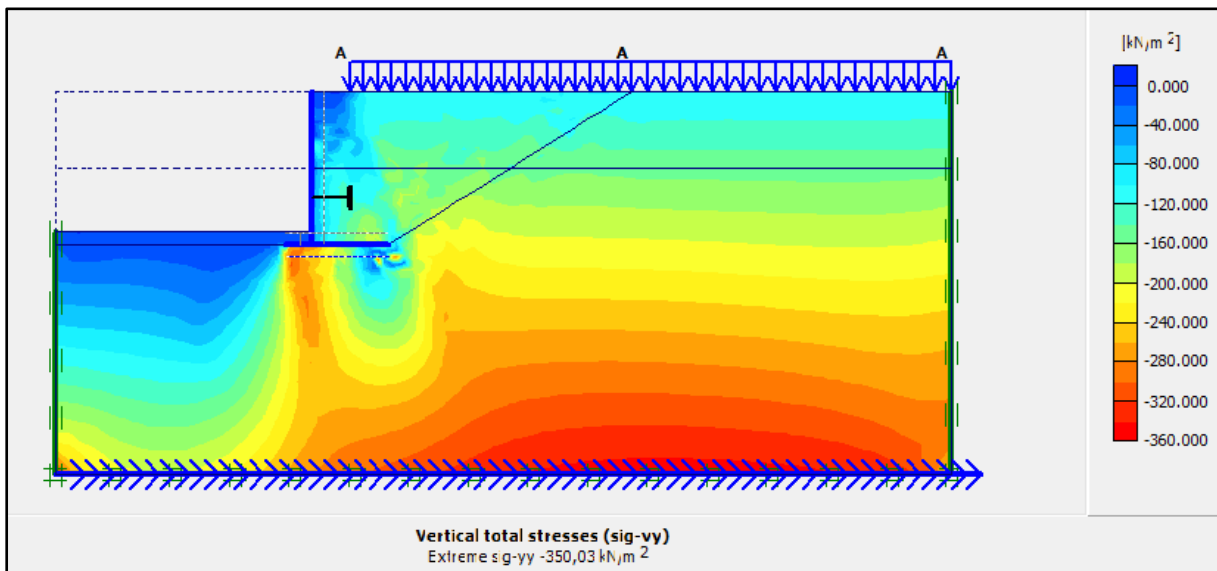


Figure IV. 57 : Représentation de la contrainte verticale.

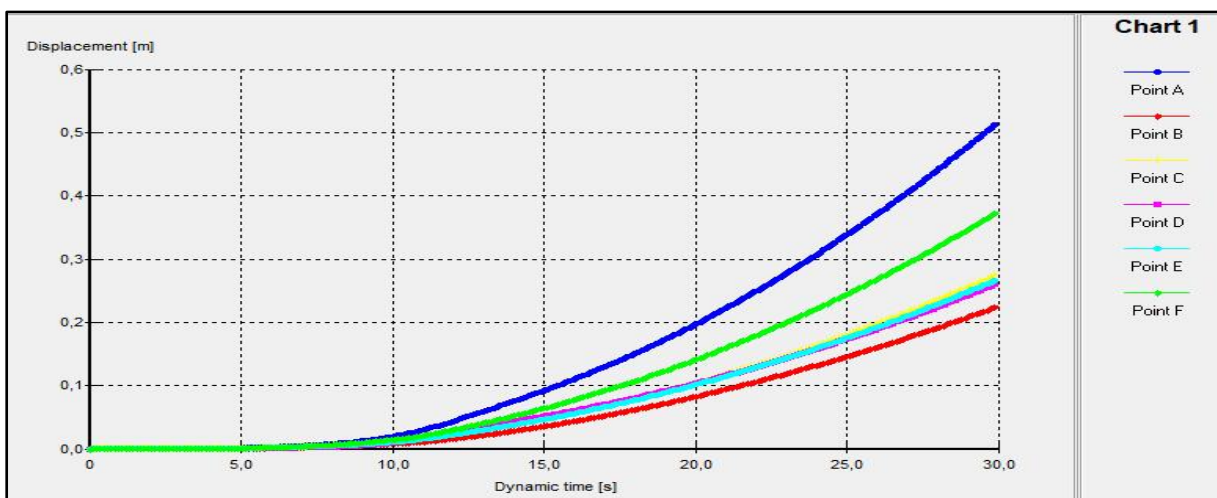


Figure IV. 58 : Représentation du déplacement total.

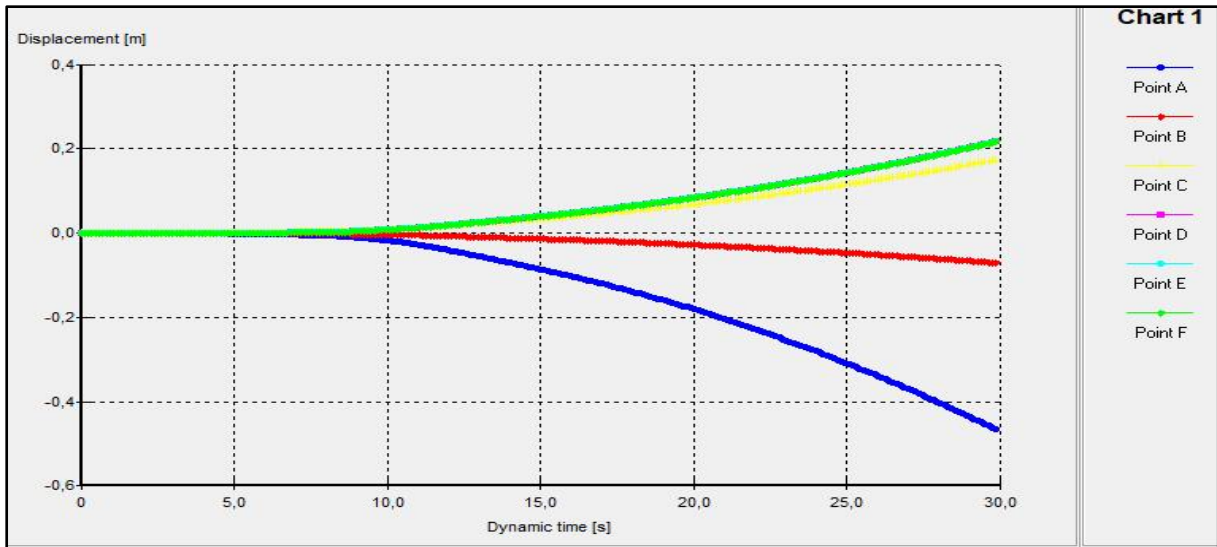


Figure IV. 59 : Représentation du déplacement horizontal.

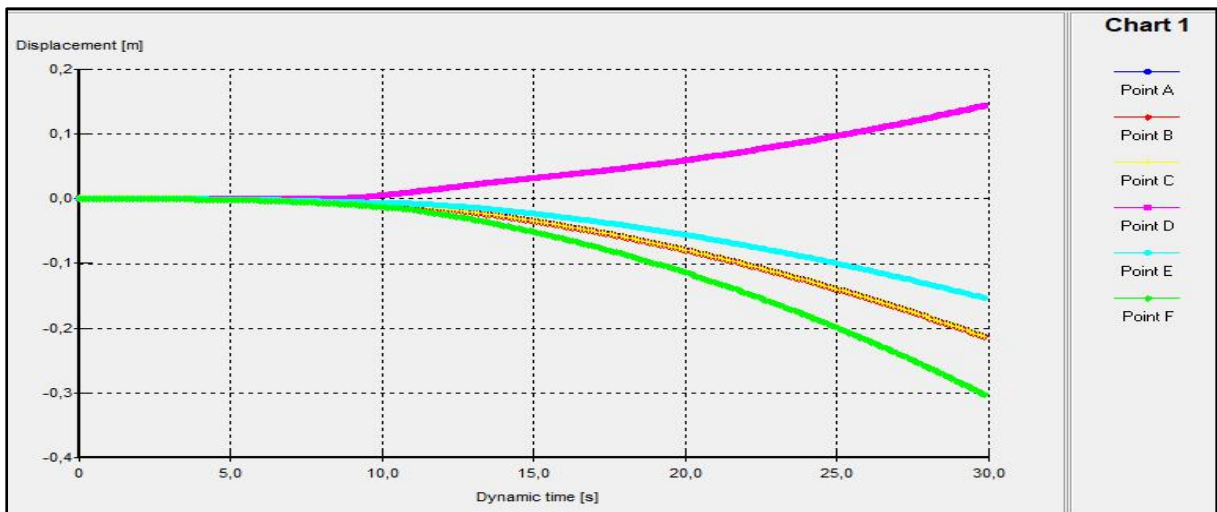


Figure IV. 60 : Représentation du déplacement vertical.

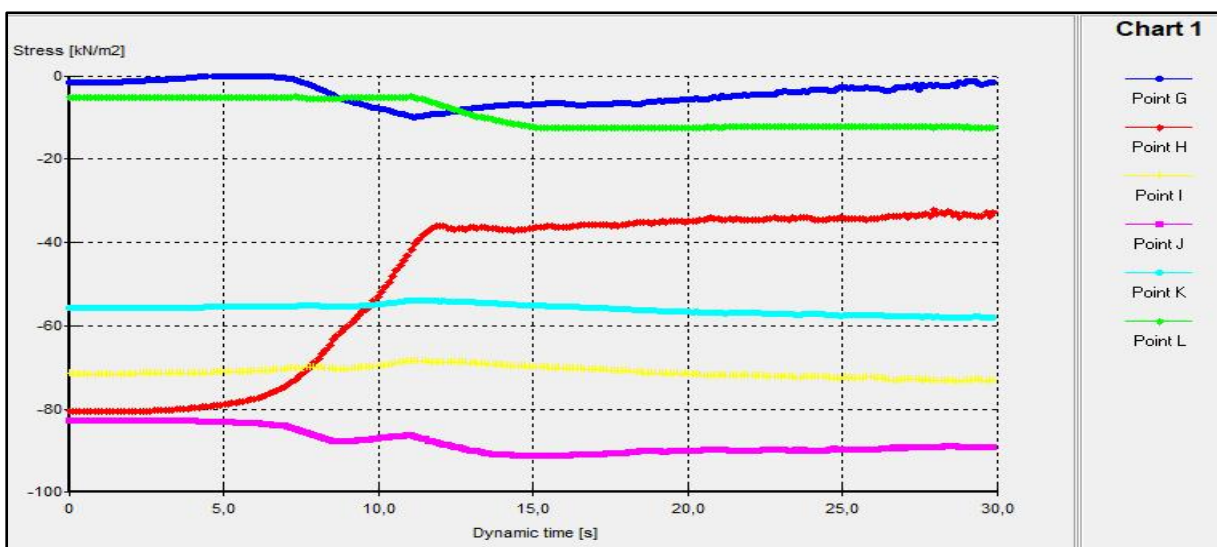


Figure IV. 61 : Représentation de la contrainte selon XX'.

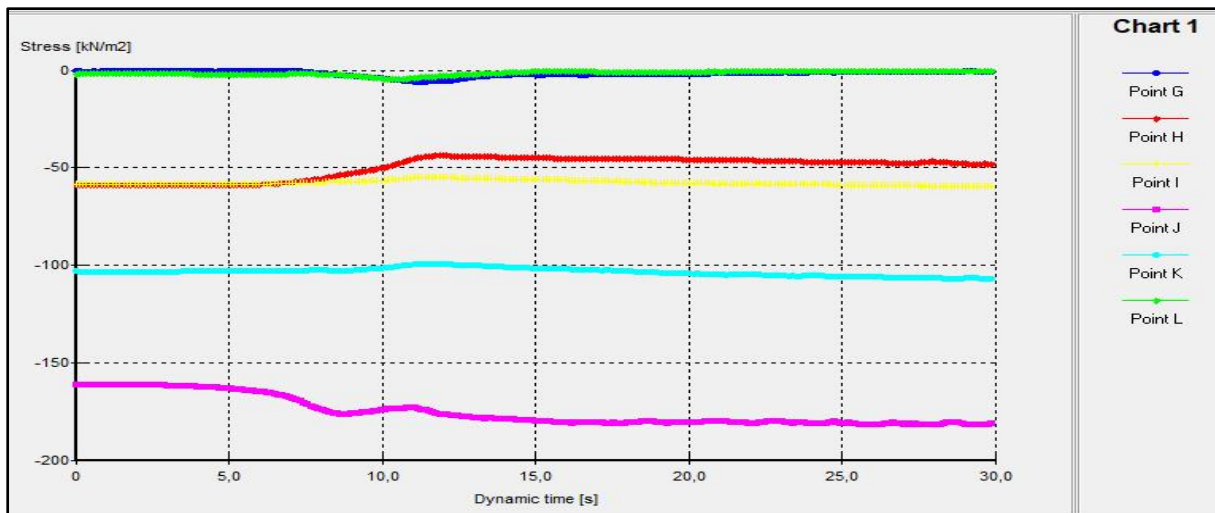


Figure IV. 62 : Représentation de la contrainte selon YY'.

#### IV.6.2 Interprétation des résultats

- on remarque que la zone qui est derrière le mur est perturbée, cela peut s'expliquer par les déplacements de l'ordre 22 cm jusqu'à 51 cm ainsi que les déplacements dans la globalité de massif ne sont pas uniformes qui sont dus aux efforts aléatoires du séisme.
- La répartition des contraintes ne sont pas uniformes, la zone qui est derrière le mur (poussé) et la base du mur sont très perturbés ; l'ordre de contrainte est de  $190 \text{ KN/m}^2$ .
- Pour les graphes, on remarque que les déplacements augmentent dans les directions principales avec des valeurs très considérables ; le point qui se trouve au sommet se déplace vers la partie aval, par contre les autres points qui sont considérés se déplacent dans l'autre sens et le déplacement maximal est de l'ordre de 51 cm.
- Les courbes des contraintes présentent des points de faiblesse qui sont dus aux caractéristiques du sol, l'amplification des contraintes est très importante, elles sont de l'ordre de  $89.30 \text{ KN/m}^2$  et  $181.79 \text{ KN/m}^2$  pour la contrainte verticale et horizontale.

#### Conclusion

Il y a amplification des contraintes et des déplacements.

Les conséquences de l'effet du séisme ont donné l'augmentation significative des déplacements et des contraintes dans toutes les directions et leurs répartitions non uniformes.

## CONCLUSION GENERAL

Dans ce mémoire, nous avons proposé une analyse du modèle d'un mur de soutènement afin d'identifier et évaluer les avantages et les limitations de ce projet, Cela nous permet de définir les limites, et d'ouvrir des perspectives pour de futurs travaux portant sur le même sujet.

La partie théorique est constituée d'une étude bibliographique sur les murs de soutènement. Nous avons constaté qu'ils sont largement utilisés dans le domaine du génie civil. Les méthodes de calcul et aux facteurs influençant sur la stabilité externe des murs de soutènements. Souvent, ces approches reposent sur des hypothèses simplifiées concernant le problème géotechnique en question.

Dans le logiciel Plaxis, On a constaté que la modélisation avec ce dernier nécessite la connaissance d'un certain nombre de paramètres qui doivent être déterminés par une étude géotechnique. Les phases d'applications présentées dans le dernier chapitre démontrent l'aptitude du code Plaxis. Nous avons montré qu'il est possible d'obtenir un modèle d'ouvrage très proche de la réalité, il donne une réponse relativement correcte en termes de contraintes et de déplacements.

Selon les résultats tirés de cette étude, l'analyse des réponses des soutènements aux deux types de chargement a révélé des différences substantielles. Le chargement sismique a généré des perturbations sur les contraintes et les déplacements qui sont très remarquable à l'en tête et à la base du mur, exposant les soutènements à des forces latérales considérables. En revanche, le chargement statique a entraîné des réponses plus atténuées, avec des contraintes et des déplacements relativement plus faibles et non significatifs par rapport à le cas dynamique (séisme), nous devons concentrer dans nos études sur l'effet sismique.

En fin, plusieurs perspectives de nature différentes peuvent être envisagées pour ce travail. Il convient de préciser qu'à ce sujet les informations fournées par littérature sur les modèles de comportement sont très limitées. Au final, ce projet nous a été hautement profitable et nous permettra d'aborder notre orientation poste diplôme sereinement.

## Bibliographie

- [1] **François SCHLOSSER (1997)**. Ouvrages de soutènement - Poussée et butée, Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C 242, Paris.
- [2] Delahaye, E.; Haiun, G., et Millan, A.L., Les ouvrages de soutènement. Guide de Conception générale, SETRA, France, 1998.
- [3] **TOMAS SIMONNOT**, Yann JUILLE 10 mai 2015 : mur et écrans de soutènement.
- [4] **Dr NOURREDINE GOUFI** Polycopié de mur de soutènement théorie et application (2020), Université des sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF.
- [5] **DJEBABLAH, W.** Etude du comportement des murs de soutènement en sol stabilisé mécaniquement (Doctoral dissertation, Université 8 Mai 1945 Guelma, 2020 /2021).
- [6] **BAAZIZ .S** thèse doctorat « Modélisation numérique des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par géo-grille », Université Mohamed Khider – Biskra-2018
- [7] **BENAMARA. F** , thèse doctorat « Analyse de la stabilité des écrans de soutènement ancrés», Université 8 Mai 1945 Guelma-2019
- [8] **BOUGUERRA. A, MAGROUD .B**, Mémoire de master « Conception et calcul de mur de soutènement en zone sismique », l'Université 08 Mai 1945 de Guelma-2018.
- [9] **Kramer,S.L** (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice-Hall, New Jersey, pp 466-505.
- [10] **BIETH Emmanuel, M. (2009-2010)**. Murs de soutènement : Cours de Mécanique des sols appliqués.
- [11] **Ali Bouafia** : Calcul pratique des fondations et des soutènements, 2<sup>P</sup>ème édition revue et corrigée, Office des Publication Universitaire, 02-2009.
- [12] **MEFTAHA, A. (2010)**. Influence des modes du mouvement et la flexibilité d'écran sur les pressions passives et actives des terres (Doctoral dissertation, Université Mohamed Khider-Biskra).
- [13] **ROUABEH Aicha (2013)**. Comportement d'un mur de soutènement sous charge sismique, MAGISTER, département de génie civil, université M'HAMED BOUGARA, BOUMERDES,

- [14] **TRAORE, B SANGARE.S** (calcul numerique de la capacite portante d'une fondation profonde : pieu) université badji mokhtar – annaba 2019/2020.
- [15] **Caquot, A., Kérisel, J. (1966)**. Traité de mécanique des sols. 4e édition, Gauthier-Villars, Paris.
- [16] **Pathmanathan, R. (2006)**. Numerical modelling of seismic behaviour of Earth-retaining walls. Rose School, Pavia, Italia.
- [17] **ZERGUINE Salah** (2013) «Estimation des pressions actives sur les murs de soutènement en présence d'eau sous sollicitation sismique» MAGISTER, Université Mohamed Khider – Biskra
- [18] **R.B.J Brinkgreve** (2003). PLAXIS essential for géotechnique professionnels (Manuel PLAXIS 2D Français), Université de technologie de Delft & Plaxis bv, Pays Bas
- [19] **Rankine, W. (1857)**. “On the stability of loose earth”, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol.147
- [20] **Coulomb C.A. (1776)**. “ Essai sur une application des règles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture”, Memoires de l'Academie Royale pres Divers Savants, Vol. 7
- [21] **DIFFELLAH Noui, RAHAL Houria (2016)**. Modélisation numérique par la méthode des éléments finis d un tronçon du tunnel (cas métro d Alger-la ligne Ain Naadja - Beraki) ,Université Abderrahmane Mira de Bejaia
- [22] **Hashash Y.M.A. and Park D. (2002)**, “Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in nonlinear site response analysis”, Elsevier, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, pp. 611-624.
- [23] **Lanzo G., Pagliaroli A. and D'Elia B. (2004)** “L'influenza della modellazione di Rayleigh dello smorzamento viscoso nelle analisi di risposta sismica locale”, ANIDIS, XI Congresso Nazionale “L'Ingegneria Sismica in Italia”, Genova 25-29 Gennaio 2004 (in Italian).
- [24] **Park.D and Hashash.Y.M. A (2004)**, “Soil Damping Formulation In Nonlinear Time Domain Site Response Analysis”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 2, 249-274.
- [25] **Heidari.A (2011)**, “Calculation of frequency of retaining wall by back propagation neural network”, Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing) vol. 12, no. 3, pages 267-278.