

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :
Bahri Djegdjiga
Mameche Bouchra

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

Filière : Génie civil
Option : Structure

Thème :

Etude de la stabilité d'un talus renforcé par un mur de soutènement

Devant le jury composé de :

Mme Mohammadi	MAA	UAMOB	Président
Mme Boumaiza M	MAA	UAMOB	Encadreur
Mme Rouabeh A	MAA	UAMOB	Examineur
Mr Reffas B	MAA	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2018/2019

Remerciement et reconnaissance

Nos premiers remerciements vont à ALLAH SOUBHANOU WA TAALA le tout puissant pour nous avoir donné, la volonté, la santé, le courage et la patience pour réaliser ce travail.

Nos remerciements s'adressent tout particulièrement à notre promotrice

Mme Boumaiza Malika d'avoir accepté de nous encadrer et pour ses efforts et ses conseils précieux tous au long de ce travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements aux membres du jury, qui ont accepté d'évaluer ce travail. Merci à Mme Mohammadi Sadika d'avoir accepté de présider le jury de ce mémoire. Merci également à Mr. Reffas Brahim et Mme Rouabeh Aicha d'avoir accepté d'examiner notre mémoire et de faire partie de nos jurys.

J'adresse mes sincères remerciement à tous les enseignants de département de génie civil ainsi que les administrateurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant notre cycle.

Nous tenons à remercier toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.

Merci à tous

Dédicace

Je dédie ce présent travail en signe de reconnaissance à mes très chers parents qui ont tout fait pour me soutenir pendant mes études.

A Mon fiancé.

A mes frères et sœurs.

A mes oncles, tantes et mes cousins.

A toute ma famille.

A ma binôme Bouchra et sa famille.

Signée : Bahri Djegdjiga

Dédicace

Je dédie ce travail particulièrement à ma chère mère, qui a consacré son existence à bâtir la mienne, pour son rôle de mère et père. A celle qui m'a entouré d'amour. D'affection de soutien et qui fait tout pour ma réussite. Tu représentes pour moi la source d'énergie, le refuge et de la tendresse. Un chaleureux merci pour tes précieux conseils et tes sacrifices. Je serai reconnaissante toute ma vie qu'Allah t'accorde longue vie.

A mes chères amis et frères : Massi, Sofiane, Djaber.

A mes chères amies et sœurs : zohra, Tassa, Meriem, Khadija, Khalida et ma chère binôme Bahri Djegdjiga.

A toute ma famille et spécialement Issam.

A toutes la promo de génie civil 2018/2019.

Signée : Mameche Bouchra

Résumé

Le présent travail de mémoire concerne l'étude de la stabilité d'un talus renforcé par un mur de soutènement en analysant le facteur de sécurité avec une étude paramétrique donnant l'influence de différents paramètres de sol, tel que la pente du talus et l'angle de frottement. Il comporte trois chapitres.

Le premier chapitre comporte une analyse bibliographique sur le renforcement de sol par les différents types des ouvrages de soutènement.

Le deuxième chapitre donne une présentation du comportement des murs de soutènement en exposant les différentes méthodes analytiques utilisées pour déterminer les contraintes et les déplacements du sol renforcé par un mur de soutènement sous l'effet de la charge de la superstructure ainsi que le calcul de coefficient de sécurité.

Le dernier chapitre vise l'étude de la stabilité du sol sans et avec le mur de soutènement sous l'effet de la charge de la superstructure, plus l'étude de l'influence des différents paramètres du sol tel que la pente du talus α et l'angle de frottement φ .

Mots clé : mur de soutènement, stabilité de talus, effet de la charge, coefficient de sécurité.

Abstract:

The present work of memory concerns the study of the stability of a reinforced talus by a retaining wall by analyzing the safety factor with a parametric study giving the influence of various soil parameters, such as slope of talus and angle of friction. It has three chapters.

The first chapter includes a bibliographic analysis of soil reinforcement by the different types of retaining structures.

The second chapter gives a presentation of the behavior of the retaining walls by exposing the different analytical methods used to determine the stresses and displacements of the soil reinforced by a retaining wall under the effect of the load of the superstructure as well as the calculation of coefficient of security.

The last chapter aims to study the stability of the soil without and with the retaining wall under the effect of the load of the superstructure, and the study of the influence of the various soil parameters such as slope of talus α and the angle of friction φ .

Key words: retaining wall, stability of talus, load effect, safety factor.

ملخص

يتعلق العمل الحالي للمذكرة بدراسة استقرار منحدر مدعم بجدار استناد وذلك من خلال تحليل عامل السلامة مرفقة بدراسة تغيير العوامل حيث تعطي تأثير مختلف عوامل التربة كدرجة ميل المنحدر وزاوية الاحتكاك. وهذا يتضمن ثلاثة فصول.

يتضمن الفصل الأول تحليلاً بيوغرافياً حول تقوية التربة من خلال مختلف أنواع هياكل الدعم.

يقدم الفصل الثاني عرضاً لسلوك الجدران الإستنادية وعرضاً لمختلف الطرق التحليلية المستخدمة لتحديد الاجهادات وإزاحات التربة المدعمة بجدار الاستناد تحت تأثير حمولة البنية الفوقية وكذلك حساب معامل السلامة.

يهدف الفصل الأخير إلى دراسة استقرار التربة بغياب وجود جدار الاستناد تحت تأثير حمولة البنية الفوقية بالإضافة إلى دراسة تأثير عوامل التربة كميل المنحدر α وزاوية الاحتكاك φ .

كلمات مفتاحية: جدار استناد، استقرار المنحدر، تأثير الحمولة، معامل السلامة.

Sommaire :

Introduction générale	1
Chapitre I : Analyse bibliographique	
I-/ Introduction.....	3
I-1/Définition de mur de soutènement.....	4
I-2/Rôle des ouvrages de soutènement.....	4
I-3/ Différents types des ouvrages de soutènement	5
I-3-1/ Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement	5
I-3-1-1/ Murs en béton ou en maçonnerie.....	5
I-3-1-2/ Des ouvrages cellulaires	5
I-3-2/ Cas ou la poussée est reprise par encastrement	6
I-3-2-1/ les murs cantilevers	7
I-3-2-2/ Les parois moulées	7
I-3-2-3/ les rideaux de palplanches	7
I-3-3/ Cas ou la poussée est reprise par des ancrages	8
I-3-3-1/ Les murs ancrés	8
I-3-3-2/ Les parois moulées ancrées	9
I-3-3-3/ Les palplanches ancrées	9
I-4/ Les murs en béton armée	10
I-4-a/ Mur en T renversé classique	10
I-4-b/Mur à contreforts.....	11
I-5/ Poussée sur les murs en béton armé	12
I-6/ Règles à respecter pour construire un mur de soutènement.....	12
I-6-1/ Etude de sol	12
I-6-2/conception par un bureau d'études	13
I-6-3/ Bonne réalisation des fondations, bien enterrées.....	13
I-6-4/ Qualité des matériaux	13
I-6-5/ Système de drainage efficace	14
I-6-6/ Qualité drainante du remblai	15
I-6-7/ Etanchéité de la paroi contre terre.....	15
I-6-8/ Entretien régulier	15
I-7/ Les normes relatives aux murs de soutènement	15

Chapitre II : Analyse du comportement des murs de soutènement.

II-/Introduction	16
II-1/définition d'un talus	16
II-1-1/ Les facteurs influençant la stabilité de talus	16
II-1-2/ Facteurs déterminant les efforts en jeu derrière un mur de soutènement	16
II-2/Stabilité interne	18
II-3/Stabilité externe	18
II-4/ Méthodes d'analyse de comportement des murs de soutènement	20
II-4-1/Méthode statique	20
II-4-1-a/Equilibre de Poussée-butée	20
II-4-1-b/Méthode de Colomb	23
II-4-1-c/Méthode de Rankine	26
II-4-1-d/Théorie de Boussinesq	28
II-4-1-e/ Frottement sol-mur	29
II-5/Principe de vérification	29
II-5-1/Stabilité au glissement	30
II-5-2/Stabilité au renversement	30
II-5-3/Stabilité interne	30
<i>Chapitre III : Etude de cas.</i>	
III-1/Introduction	33
III-2/ Etude de la superstructure	33
III-2-1/La détermination de la charge de la superstructure	33
III-3/ Etude de la stabilité du talus renforcé par un mur de soutènement.....	37
III-3-1/ Caractéristiques du sol	38
III-3-2/ Les caractéristiques du mur	39
III-3-3/ Les charges appliquées	39
III-3-4/ Le modèle géométrique adopté	39
III-3-5/ La vérification de la stabilité par le calcul statique	40
III-4/La modélisation	44
III--4-1/ Création de la géométrie du modèle	44
III--4-2/ Data-set de matériaux	45
III--4-3/ Production du maillage des éléments finis	46
III--4-4/ Conditions initiales.....	46
III-4-5/Calcul numérique	47

III-4-5-1/ Définition des phases de calcul	47
III-3-5-2/ Identification et exécution des phases	47
III-3-5-3/ Types de calculs	48
III-3-5-4/ Exécutions des calculs	48
III-3-6/ Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c reduction)	50
III-4/ Résultats numériques	51
Conclusion générale	85
Annexes	

Liste des Figures

CHAPITRE I

Figure I.1 : Les différents éléments d'un mur de soutènement.....	4
Figure I.2 : Mur en béton ou en maçonnerie.....	5
Figure I.3 : Mur en terre armé.....	6
Figure I.4 : Les murs contilevers.....	7
Figure I.5 : Les rideaux de palplanches	8
Figure I.6 : Les murs ancrés.....	9
Figure I.7 : Les divers types d'ouvrages de soutènement classés selon la manière de reprise de la poussée	9
Figure I.8 : Mur en T renversé classique.....	10
Figure I.9 : Mur en T renversé.....	11
Figure I.10 : Diverses dispositions des bèches.....	11
Figure I.11 : Mur avec contreforts	12
Figure I.12 : la réparation des contraintes sous le sol des fondations.....	12
Figure I.13 : système de drainage.....	14
Figure I.14 : drainage de remblai.....	15

CHAPITRE II

Figure II.1 : Les modes de rupture d'un mur de soutènement.....	18
Figure II.2 : L'équilibre limite de poussée ou butée	21
Figure II.3 : Etat final des contraintes de poussée et de butée à la limite de rupture.....	22
Figure II.4 : Variation du coefficient de pression des terres K en fonction de la déformation	22
Figure II.5 : la théorie de Coulomb.....	23
Figure II.6 : Théorie de coulomb. Etat actif	23
Figure II.7 : Théorie de coulomb. Etat actif.....	25
Figure II.8 : Diagramme de poussée avec surcharge.....	26
Figure II.9 : L'intégration des contraintes sur la hauteur du mur	27
Figure II.10 : La déférence entre l'équilibre de Rankine et l'équilibre de Boussinesq ...	29
Figure II.11 : Réparation théorique des contraintes sur le sol de fondation	31

CHAPITRE III

Figure III.1: La disposition des voiles et des poteaux à la base de la structure	34
Figure III.2: Les différentes couches de sol d'implantation	38
Figure III.3: Le modèle géométrique adopté	39
Figure III.4: La figure montre le point O situé à la gauche de mur	41
Figure III.5: Réparation théorique des contraintes sur le sol de fondation	43
Figure III.6: Modèle Numérique-PLAXIS-Input.....	45
Figure III.7: Le data-set du matériau	45
Figure III.18 : Maille d'élément finis typique et condition limites de déplacement-PLAXIS-Input	46
Figure III.9: Conditions hydrauliques initiales-PLAXIS-Input	47
Figure III.10: Les phases de calculs	48
Figure III.11 : Points sélectionnés pour le control des déplacements	49
Figure III.12: Point sélectionnés pour le control des contraintes	49
Figure III.13: fenêtre de calcul réussi des phases de calcul.....	50
Figure III.14: exemple de facteur de sécurité	51
Figure III.15: La variation de la contrainte effective moyenne et horizontale sans mur.....	53
Figure III.16: La variation de la contrainte effective verticale et la contrainte de cisaillement sans mur	54
Figure III.17: La variation de la contrainte effective moyenne et horizontale avec mur...55	
Figure III.18: La variation de la contrainte effective verticale et la contrainte de cisaillement avec mur	56
Figure III.19: Le coefficient de sécurité $F_s=1.225$ sans mur.....	58
Figure III.20: Le coefficient de sécurité $F_s=1.7$ avec mur.....	58
Figure III.21: La variation de déplacement en fonction de la profondeur	59
Figure III.22: La variation de déformation en fonction de la profondeur	59
Figure III.23: La variation de contrainte de cisaillement en fonction de la profondeur ...	60
Figure III.24: La variation de contrainte effective selon y-y en fonction de la profondeur.	60
Figure III.25 : La variation de contrainte effective selon x-x en fonction de la profondeur.	61
Figure III.26: La variation de la contrainte effective moyenne avec mur.....	64
Figure III.27: La variation de la contrainte horizontale avec mur.....	65
Figure III.28: La variation de la contrainte effective verticale avec mur.....	66
Figure III.29: La variation de la contrainte de cisaillement avec mur	67
Figure III.30: Le coefficient de sécurité $F_s=1.282$ ($\phi=20$)	69

Figure III.31: Le coefficient de sécurité $F_s=1$ ($\alpha=10$)	69
Figure III.32: La variation de déplacement en fonction de la profondeur	70
Figure III.33: La variation de déformation en fonction de la profondeur	70
Figure III.34: La variation de contrainte de cisaillement en fonction de la profondeur ...	71
Figure III.35: La variation de contrainte effective selon y-y en fonction de la profondeur.	71
Figure III.36 : La variation de contrainte effective selon x-x en fonction de la profondeur.	72
Figure III.37: La variation de la contrainte effective moyenne avec mur.....	74
Figure III.38: La variation de la contrainte horizontale avec mur.....	75
Figure III.39: La variation de la contrainte verticale avec mur.....	76
Figure III.40: La variation de la contrainte de cisaillement avec mur	77
Figure III.41: Le coefficient de sécurité $F_s=1.96$ ($\alpha=18$)	79
Figure III.42: Le coefficient de sécurité $F_s=1$ ($\alpha=30$)	79
Figure III.43: La variation de déplacement en fonction de la profondeur	80
Figure III.44: La variation de déformation en fonction de la profondeur	81
Figure III.45: La variation de contrainte de cisaillement en fonction de la profondeur	81
Figure III.46: La variation de contrainte effective selon y-y en fonction de la profondeur.	82
Figure III.47 : La variation de contrainte effective selon x-x en fonction de la profondeur.	82

Liste des tableaux

Tableau (□.1). Valeurs de δ en fonction de φ	24
Tableau (III.1). Dimensions des poteaux de la structure.....	33
Tableau (III.2). Dimensions des poutres, voiles et plancher de la	33
Tableau (III.3). Excentricité théorique	34
Tableau (III.4). Les périodes et les facteurs de participation modale.....	35
Tableau (III.5). Les différents coefficients de l'étude sismique	35
Tableau (III.6). L'effort calculé par la méthode statique équivalente	35
Tableau (III.7) (a), (b). L'effort calculé par la méthode modale spectrale	35
Tableau (III.8). Vérification de la résultante de l'effort sismique	35
Tableau (III.9). Propriétés mécanique des matériaux utilisés	38
Tableau (III.10). Les caractéristique géométrique et mécanique du mur.....	39
Tableau (III.11). Résultats de calcul manuel	42
Tableau (III.12). Le maillage, la déformée, la variation des contraintes et les déplacement	52
Tableau(III.13). les résultats obtenus pour $\alpha=25^\circ$ et $\varphi=30$ avec et sans mur	61
Tableau (III.14). Le maillage, la déformée, la variation des contraintes et les déplacement	63
Tableau (III.15). Le maillage, la déformée, la variation des contraintes et les déplacement	73

Notation

- α** : Angle du talus avec l' horizontal.
- φ** : L' angle de frottement interne du remblai sans cohésion.
- C**: la cohésion du sol.
- W**: poids propre du massif de sol.
- W** : Poids propre du mur (vertical).
- P** : résultante de la réaction de la poussée sur le mur.
- R** : résultante de la réaction sur le plan de glissement.
- H** : la hauteur du mur.
- γ** : Le poids volumique des terres.
- δ** : Angle de frottement sur le mur.
- T** : la période fondamentale.
- h_N** : la hauteur de bâtiment.
- C_T** : coefficient de période.
- A** : coefficient d' accélération de zone.
- D** : facteur d' amplification dynamique moyenne.
- Q** : facteur de qualité.
- ξ** : facteur d' amortissement.
- η** : facteur de correction d' amortissement.
- R** : coefficient de comportement.
- W_t** : poids totale de la structure.
- L_{max}** : la plus grande distance entre deux files successives.
- h_r** : l'épaisseur de radier.
- Le** : longueur élastique.
- E** : Module d'élasticité du béton.
- b** : largeur du radier.
- K** : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface.
- I** : l'inertie de la section.
- G_{rad}** : le poids propre de radier.

$W_{\text{Bâtiment}}$: le poids propre de bâtiment.

L : la longueur de bâtiment.

l : la largeur de bâtiment.

Q : Les charges de la structure repris par les fondations.

E : module d'élasticité de Young.

ν : coefficient de Poisson.

Ψ : angle de dilatance du sol.

A_0 : est le coefficient de poussée pour $i = 0$.

A_φ : est le coefficient de poussée pour $i = \varphi = 30^\circ$

W_T : le poids total de mur.

W_1 : le poids de voile.

W_2 : le poids de la semelle.

R : la charge du remblai sur la semelle.

S : la surcharge sur le talon de la semelle.

F_a : la force de poussée.

K_0 : coefficient des poussées des terres au repos.

K_a : coefficient des poussées des terres actif.

F_s : coefficient de sécurité.

F_v : Poids vertical des terres associés au mur.

F_R : Résultante de réaction du sol sur le mur.

M_s : Moment stabilisateur.

M_r : Moment de renversement.

M_0 : Moment de renversement.

e : l'excentricité de la force.

B : la largeur de mur de soutènement.

σ_{qref} : la contrainte de sol.

σ_{adm} : la contrainte de sol admissible.

M_{sf} : le coefficient de sécurité dans PLAXIS.

σ' : la contrainte effective.

σ : la contrainte de cisaillement.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Introduction générale

La stabilité des pentes ainsi que les talus, sont assurés par l'emploi des ouvrages de soutènement. Les méthodes les plus couramment utilisées pour la conception des structures de soutènement sont basées sur l'équilibre des forces, la prédiction des forces réelles des murs de soutènement et des déformations est un problème compliqué d'interaction sol-structure. Les déformations sont rarement prises en compte explicitement dans la conception, l'approche classique consiste à estimer les forces agissant sur un mur et puis à la conception de ce mur pour résister à ces forces avec des facteurs de sécurité suffisamment élevés pour produire acceptablement des petites déformations.

Le travail de mémoire avait pour objectif de mieux apprécier la stabilité d'un talus renforcé par un mur de soutènement due à la présence de la charge de la superstructure en utilisant une modélisation par élément finis en 2D.

Le présent travail est présenté en trois chapitres. Les deux premiers traitent essentiellement les méthodes utilisées afin d'étudier la stabilité des talus sans et avec mur de soutènement tel qu'en donnant les différents types des ouvrages de soutènement, le mode de réalisation des murs de soutènement et la dernière partie a été consacrée à l'analyse d'un cas réel en introduisant l'influence de quelques paramètres.

Le premier chapitre, comporte une analyse bibliographique sur le renforcement de sol par les différents types des ouvrages de soutènement et s'articule sur trois parties. La première partie présente une définition des murs de soutènement ainsi que leurs rôles dans la stabilité des massifs de terres. La deuxième partie traite la classification des différents types des ouvrages de soutènement et introduire les paramètres fondamentaux intervenants dans leurs classifications. La troisième partie s'intéresse aux mode de construction des murs de soutènement.

Le deuxième chapitre présente en premier une présentation des talus et les facteurs qui influençant sur leurs stabilités. La deuxième partie site les différents modes de rupture des murs de soutènement ainsi que les facteurs déterminant les efforts les enjeux dernière un mur de soutènement. La dernière partie expose les méthodes d'analyse statique de comportement des murs de soutènement.

Introduction générale

Le dernier chapitre est composé de trois grandes parties, la première consacrée à la détermination de la charge due à la présence de la superstructure et la deuxième c'est l'étude de la stabilité du sol sans et avec le murs de soutènement en faisant une étude comparative sous l'effet de la charge de la superstructure , la dernière partie est consacré à l'étude paramétrique en variant la pente du talus α et l'angle de frottement φ .

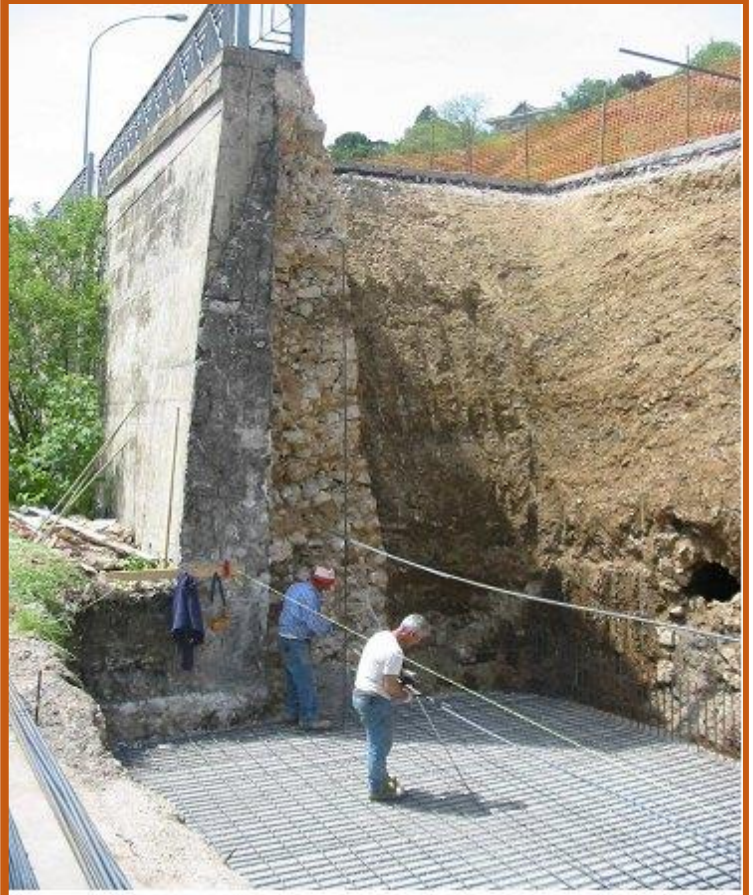
CHAPITRE 1

ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

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

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

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



La réalisation d'un mur de soutènement

I.1. Définition de murs de soutènement

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite.

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

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

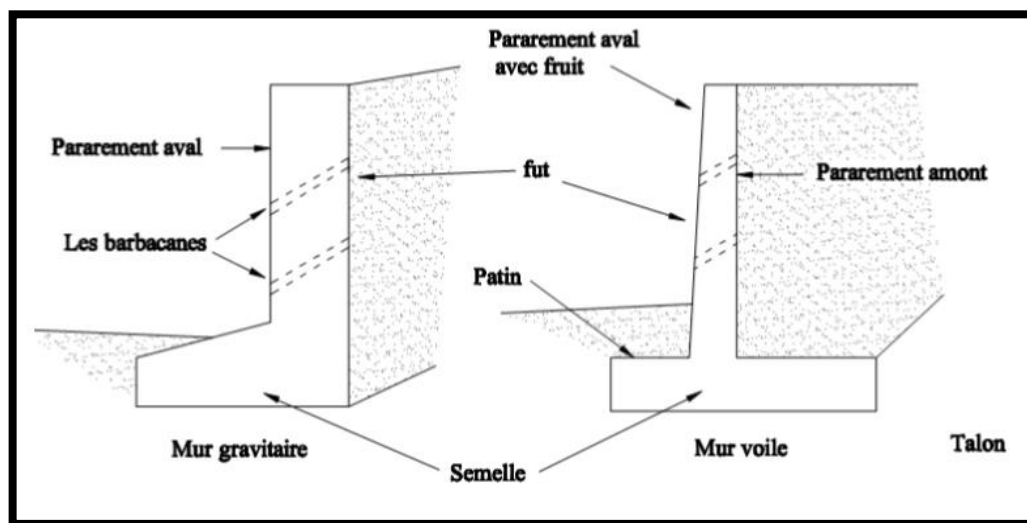


Figure I. 1: Les différents éléments d'un mur de soutènement.

I.1. Rôle des ouvrages de soutènement

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), rendre cultivables des zones pentues et limiter l'érosion par ruissellement (culture en terrasses), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur, soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.

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

I.3 Différents types des ouvrages de soutènement

La notion « d'écran de soutènement » couvre l'ensemble des structures servant à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide l'élément de matériaux résistants à la poussée des terres. Dans la définition de l'Eurocode (EC7-1,2004), un « ouvrage de soutènement » retient des terrains (sols, roches ou remblais) et /ou de l'eau.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

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

I.3.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement

Dans ce type d'ouvrage on trouve :

I.3.1.1 Murs en béton ou en maçonnerie

Ces ouvrages rigides ne supportent pas des tassements différentiels supérieurs à 2-3 ‰. Les gabions (sacs de grillage remplis de gros cailloux) peuvent être assimilés à des murs, mais supportent eux des déformations importantes .



Figure I.2 : Murs en béton ou en maçonnerie.

I.3.1.2 Ouvrages cellulaires

Sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en éléments préfabriqués. Dans les travaux maritimes , par exemple, on utilise pour la construction des quais de grands batardeaux cellulaires en palplanches métalliques ou de grands caissons en béton armé. Dans

un ouvrage cellulaires , la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être , dans certains cas , très souple. Le mur en terre armée :il s'agit d'une méthode de soutènement assez récente (1963) développée par Henri Vidal, qui consiste à utiliser le sol, et non un pur en béton pour assurer la stabilité d'un versant. Le concept est de renforcer le sol par l'ajout d'armatures qui solliciteront un frottement entre elles et les cailloux du remblai. Un massif en terre armée est constitué de trois composants :

- Un remblai granulaire compacté en couches peu épaisses.
- Les armatures disposées en lit dans le remblai qui peuvent être de deux natures :

Les métalliques qui sont jusqu'à maintenant les plus répandues et des armatures en acier géosynthétique qui ne présentent pas de problème de corrosion et qui tendent à remplacer les premières.

- Un parement, faisant le lien entre les armatures et assurant l'esthétique du mur, il est généralement réalisé en éléments de béton préfabriqué faciles à assembler, en preus ou autres éléments récupérés destinés à être couverts de végétaux. L'ensemble forme un massif stable assurant la retenue de la poussée du sol en place.



Figure I.3: Mur en terre armé.

I.3.2 Cas où la poussée est reprise par encastrement

La poussée peut être reprise par encastrement de l'ouvrage dans le sol de fondation. On trouve dans ce type d'ouvrages :

I.3.2.1 Les murs cantilevers

(Dont la base élargie est encastrée dans le sol de fondation). Ces murs "fonctionnent" sous l'effet du poids du remblai. Un mur cantilever peut d'ailleurs être considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale passant par l'extrémité arrière de la semelle figure I.4. Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides.



Figure I.4: Les murs cantilevers.

I.3.2.2 Les parois moulées

La technique de la paroi moulée est largement utilisée dans les milieux urbains, elle permet d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 100 mètres. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation où les déformations liées aux interactions sol-structure doivent être soigneusement analysées, afin de s'assurer que les déplacements horizontaux et verticaux du sol ne risquent pas d'endommager les constructions existant à proximité.

I.3.2.3 Les rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches sont constitués de palplanches métalliques en général, emboîtées les murs dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.

Les rideaux de palplanches peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs. Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple. Ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement.

Les pressions exercées par le massif de terre à retenir peuvent être équilibrées par les forces de butées mobilisées dans la partie en fiche. si la hauteur hors fiche est faible.

Outre les sécurités classiques vis-à-vis d'une rupture de l'ouvrage par renversement ou grand glissement, c'est-à-dire que la contrainte maximale dans rideau reste en tout point admissible, c'est-à-dire que la contrainte maximale dans une palplanche ne dépasse pas le niveau de contrainte admissible pour l'acier.

Les rideaux de palplanches ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.



Figure I.5: Les rideaux de palplanches.

I.3.3 Cas où la poussée est reprise par des ancrages

Dans les deux cas cités précédemment (poussée reprise par le poids ou l'encastrement), il est possible d'utiliser des tirants pour reprendre une partie de la poussée des terres. Les tirants sont très fréquents dans le cas des parois, pour limiter la profondeur à encastrer et reprendre provisoirement la poussée des terres. Après excavation les efforts seront repris par les planchers disposés entre les parois et souvent les tirants seront désactivés. Les ouvrages ancrés rencontrés sont :

I.3.3.1 Les murs ancrés

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.



Figure I.6: les murs ancrés.

I.3.3.2 Les parois moulées ancrées

Dans le cas où les pressions exercées par le massif de terre à retenir ne peuvent être équilibrées par les forces de butée mobilisées dans la partie en flèche, si la hauteur hors fiche est importante. On a souvent recours à un système d'ancrage en tête au moyen de tirants.

I.3.3.3 Les palplanches ancrées

La figure ci-dessous résume tous les types d'ouvrages des soutènements :

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

Figure I.7: Les divers types d'ouvrages de soutènement classés selon la manière de reprise de la poussée.

I.4 Les murs en béton armé

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

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

On distingue deux principales catégories :

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

a) Murs en T renversé classique

Le mur en T renversé est la forme classique pour un mur en béton armé. Il est projeté sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 6 à 8 mètres, et peut être réalisé sur un sol de caractéristique mécaniques peu élevées. (Voir figures I.8 et I.9)

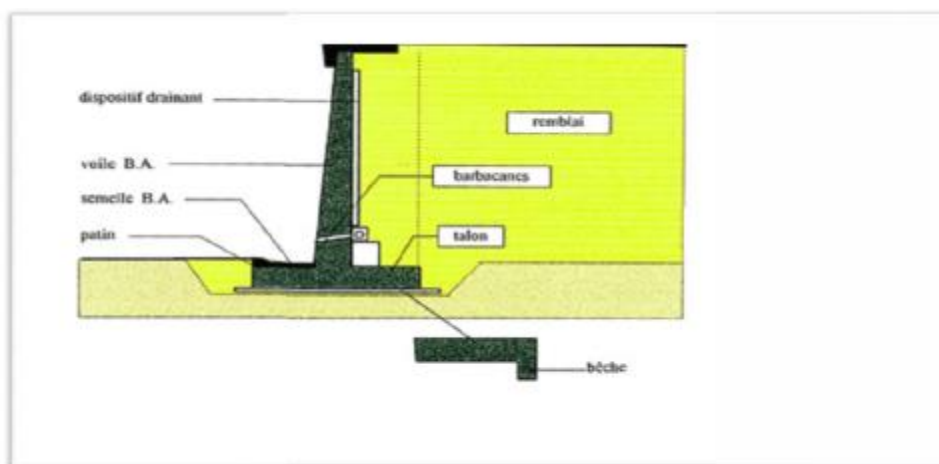


Figure I.8: Mur en T renversé classique.

En effet, par rapport à un mur poids de même hauteur et avec la même largeur de mur semelle, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles.

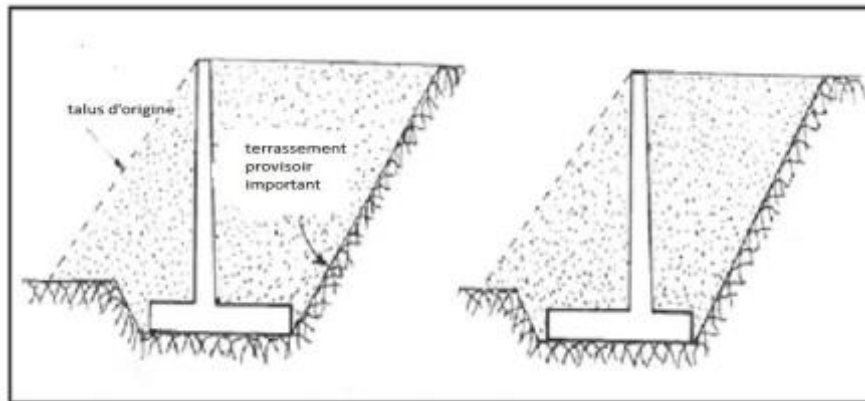


Figure I.9: Mur en T renversé.

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

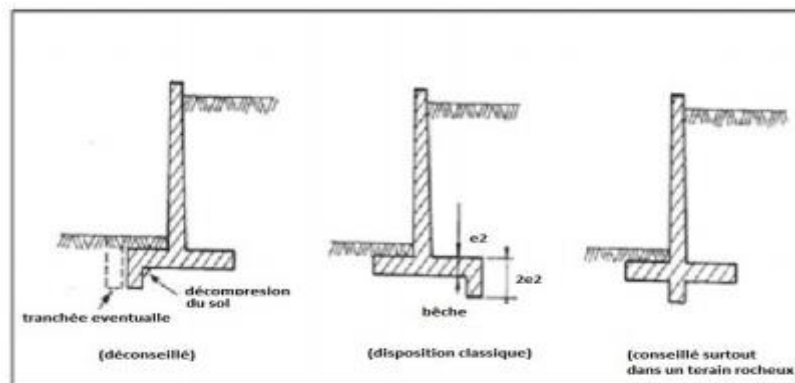


Figure I.10: Diverses dispositions des bêches.

b) Murs à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient important. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but de renforcer le voile (Figure I.11).

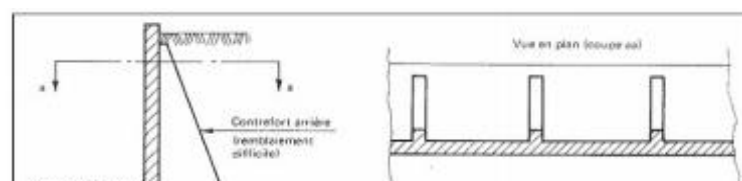


Figure I.11: Mur avec contreforts.

I.5 Poussée sur les murs en béton armé

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

I.6 Règles à respecter pour construire un mur de soutènement

I.6.1 Étude de sol

Sauf si la roche affleure, une étude de sol est nécessaire pour savoir combien de charges le sol peut reprendre avant de poinçonner. Car le risque est le tassement ou le poinçonnement : si le mur ne casse pas, il peut poinçonner le sol en aval et basculer en entier.

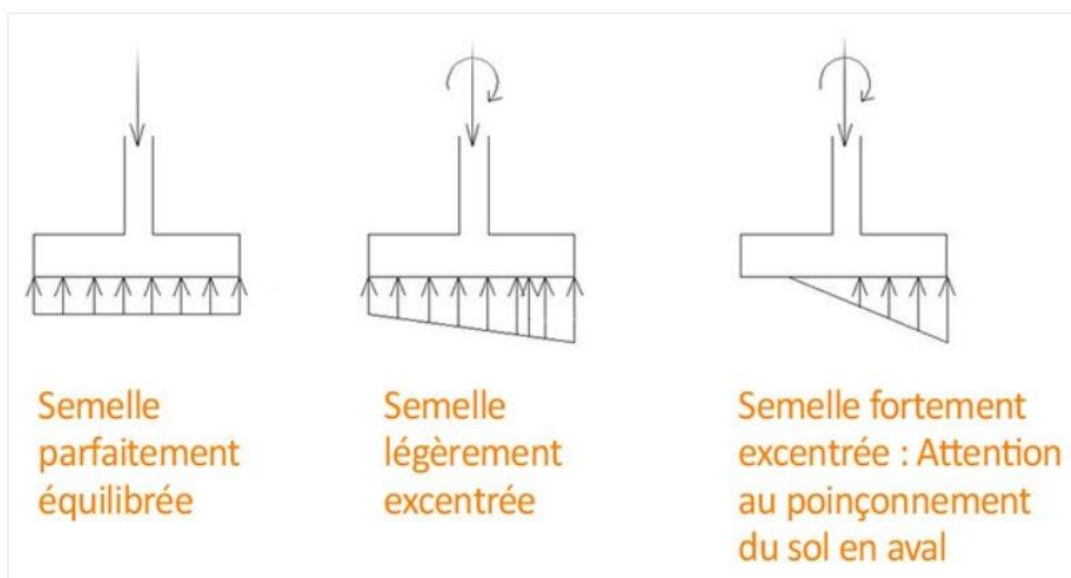


Figure I.12 : Répartition des contraintes sous le sol des fondations.

I.6.2 Conception des murs de soutènement

Voici à quoi ressemble le diagramme des pressions sous une semelle de fondation. Evidemment, une semelle chargée de manière homogène est préférable, et si ce n'est pas possible, c'est mieux de savoir que le sol est capable de recevoir une telle contrainte. Ceci est impossible à deviner à l'œil nu, seule une étude permet de trouver les dimensions optimales.

I.6.3 Réalisation des fondations

Pour les mêmes raisons qu'au-dessus, un soin tout particulier doit être apporté aux semelles de fondations. La semelle de fondation permet de transmettre la poussée des terres au sol, après tout ! Ouvrage exposé aux intempéries, il faut penser à enterrer suffisamment les semelles pour les mettre 'hors gel', et pour assurer la butée du mur, et empêcher son glissement.

I.6.4 Qualité des matériaux

Béton armé et parpaings ne sont pas égaux. Si vous utilisez des parpaings, quadrillez les panneaux de parpaings de chaînages BA verticaux et horizontaux. Quel que soit votre choix final pour le matériau, veillez à sa qualité de réalisation : béton bien dosé, armatures bien disposées selon les plans, en quantité suffisante.

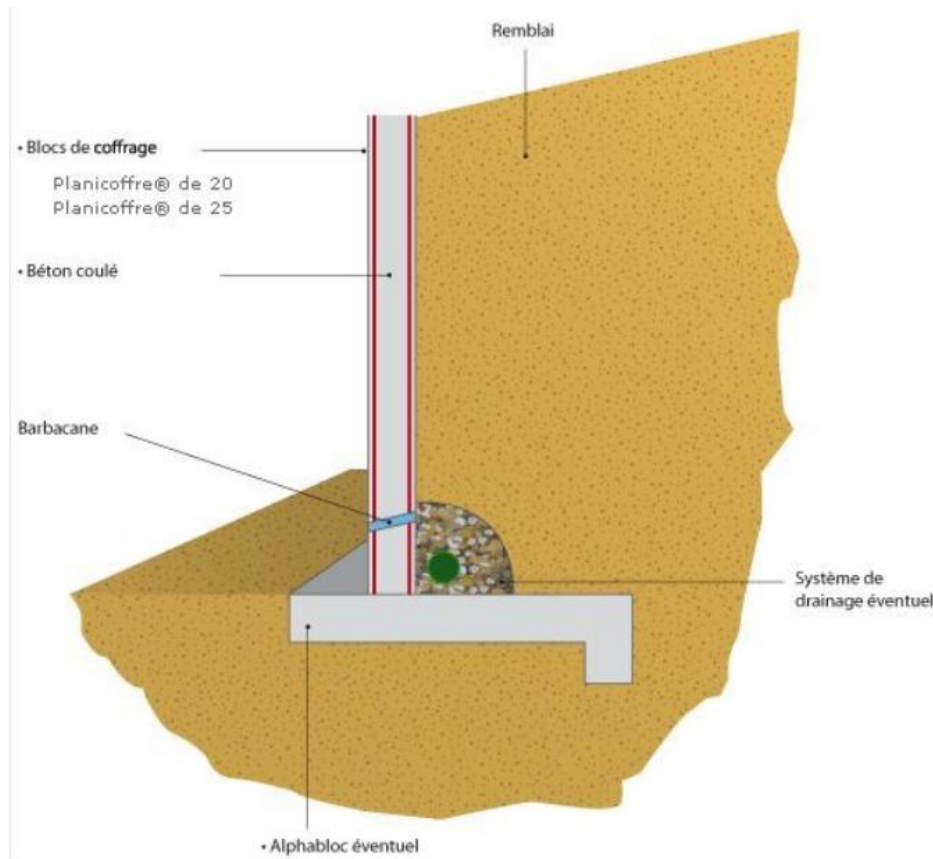


Figure I.13 : système de drainage.

I.6.5 Système de drainage efficace

Il y a plusieurs systèmes qui marchent très bien :

- Un lit de parpaings montés à sec derrière le mur fonctionne très bien pour évacuer rapidement les eaux.
- Le produit Enkadrain rencontre un franc succès depuis maintenant plusieurs années.
- Les barbacanes sont très efficaces pour évacuer rapidement les eaux, et éviter la montée en charge du mur lors des pluies torrentielles.

Au drainage contre le mur, ne pas oublier le drainage en pied de mur. Le système le plus utilisé étant la chaussette drainante : un tuyau de PVC percé, entouré de cailloux, le tout enroulé dans un géotextile.

I.6.6 Qualité drainante du remblai

En plus du système de drainage proprement dit, il faut que l'eau puisse circuler entre les grains de sol du remblai. Le remblai proche de la paroi du mur, doit être drainant, qu'il s'agisse du sol local ou rapporté.



Figure I.14 : drainage du remblai.

I.6.7 Etanchéité de la paroi contre terre

Pour protéger les armatures en acier d'un mur en béton armé, on réalise une couche d'étanchéité sur la paroi arrière du mur, en contact avec les terres et l'eau.

I.6.8 Entretien régulier

Le plus important est sans aucun doute de veiller à ce que le dispositif drainant ne se bouche pas avec le temps, ce qui est l'origine de nombreux sinistres (notamment chez l'auteur de l'article...).

I.6.8 Les normes relatives aux murs de soutènement

Dans le système de normes françaises pré-Eurocodes, il n'y a pas de norme spécifique pour les murs de soutènement. Ces ouvrages doivent donc respecter les normes générales qui traitent les murs et les fondations, à savoir le DTU 13.12, le fascicule 62, le BAEL, et le DTU 20.1.

Avec les Eurocodes, la section 9 de l'Eurocode 7 est dédiée au calcul des ouvrages de soutènements.

Enfin concernant le drainage, il peut être utile de rappeler l'article 681 du Code civil : Un propriétaire est responsable des eaux pluviales qui tombent sur son terrain et ne peut les faire écouler chez son voisin.

CHAPITRE 11

ANALYSE DU COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient. La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité.

L'analyse du comportement en service des massifs en terre Armée provient d'études en modèles réduits, d'expérimentation d'ouvrages en vraie grandeur, d'essais de laboratoires (essai d'extraction, cisaillement direct) et de calculs numériques. Ces études menées essentiellement sur des ouvrages renforcés par des armatures métalliques ont permis de comprendre leur fonctionnement et de définir les méthodes de dimensionnement actuelles qui sont fondées sur la théorie de la poussée des terres et d'équilibre local.



Astuce et technique de construction

II.1 Définition d'un talus

Un talus en construction est une surface de terrain pentue résultant de travaux de terrassement lors de la construction d'une route ou d'une digue par exemple, ou bien lors de la réalisation d'une fosse pour les fondations d'un bâtiment.

La stabilité d'un talus est déterminée par l'angle d'inclinaison et dépend d'une série de paramètres. Dans le cas d'un talus non stable, il peut se produire un glissement de terrain ou « rupture de talus ».

II.1.1 Les facteurs influençant la stabilité de talus

La stabilité d'un talus dépend de différents facteurs. Les propriétés du sol composant le talus constituent le facteur le plus important. En outre, la présence d'eau peut favoriser un glissement de terrain. La présence d'une nappe phréatique, de ruissellements de surface ou encore la pression de l'eau contenue dans les pores du sol doivent être considérés lors du dimensionnement de l'ouvrage. La présence de charges tels que des constructions ou du trafic routier sur le bord supérieur du talus, un tremblement de terre dû à un séisme peuvent provoquer un glissement de terrain. Dans le cas de talus utilisé pour l'aménagement de rivière, il faut prendre en compte les forces hydrostatiques (poids de l'eau contre le talus) et hydrodynamiques, le talus est souvent recouvert d'une protection superficielle : soit par des enrochements, pavements, bétonnage.....etc.

II.1.2 Facteurs déterminant les efforts en jeu derrière un mur de soutènement

Les paramètres intervenant dans la fixation de l'ampleur des efforts à équilibrer par un voile de soutènement sont très nombreux et mal connus. La connaissance que nous en avons actuellement est bien médiocre. La raison principale en est que les phénomènes ne sont pas seulement statiques, mais dynamiques, et que les mouvements des écrans devant un massif de terres, si modestes soient-ils exercent une influence déterminante sur les poussées, leur amplitude et même leur sens.

Un mur de soutènement est constitué de deux éléments principaux :

- Le rideau ou écran, ou voile, ou mur de direction à peu près verticale, la face en contact avec les terres pouvant être ou strictement verticale ou inclinée soit vers les terres (mur normal) soit vers l'aval (mur en surplomb) ;
- La semelle de fondation, de direction générale horizontale, mais pouvant être inclinée vers le terre-plein. Les terres à soutenir, ou terre-plein, reposent en partie sur la semelle et s'appuient sur rideau.

Par conséquent les facteurs à étudier dépendent soit du mur, soit de la semelle soit du terre-plein [4]

- **Facteurs dépendant du mur**

Nous pouvons expliciter : la hauteur, l'inclinaison de la face en contact avec les terres, la rugosité, les déformations.

- **La hauteur**

La hauteur intervient par son carré sur l'effort total de poussée ou de butée introduit par le remblai.

Par contre une surcharge répartie sur le terre-plein donne une poussée proportionnelle à h seulement.

Ceci signifie que l'effet de surcharge est surtout important pour les petits murs et que pour un très haut mur il peut être négligé. Il est possible de préciser davantage.

- **Inclinaison de la face en contact avec les terres**

1. **Rugosité du mur**

La rugosité de mur détermine l'angle de la poussée avec la normale au mur. Nous savons qu'en mur théoriquement lisse cet angle est nul, et que pratiquement il se situe entre 0 et φ (ne pouvant dépasser cette valeur). Le moment de cette poussée est d'autant plus petit que l'angle se rapproche le plus de φ , puisque le bras de levier de la poussée par rapport à un centre de rotation éventuel C est plus petit. Par ailleurs nous avons vu que le coefficient de poussée diminuait un peu (mais fort peu) si l'angle se rapprochait de φ . Par conséquent la rugosité du mur exerce toujours une influence favorable à sa tenue. Pratiquement on saut pour les argiles molles (cas très rares), où il paraît plus prudent de considérer $\alpha=0$.

En ce qui concerne la butée, la rugosité est également favorable.

D'après les résultats d'essais de Reimbert infirmaient ces données classiques et que l'état de surface du mur n'influençant pas le quantum de poussée et de butée. Mais sans doute cette influence n'est-elle pas nulle sur l'angle de poussée, comme aussi sur la valeur de celle-ci après une reconsolidation des terres du terre-plein à la suite d'un mouvement de l'écran [4]

2. **Rigidité du rideau**

Le rideau, mis en charge par le remblai, va avoir tendance, pour des raisons variées, à se dérober devant la poussée. Parmi ces raisons, certaines tiennent à la semelle de fondation, ce sont les principales, mais l'une dépend du rideau : c'est sa déformation de flexion (encastrement sur la semelle, liberté en tête), qui va mettre en jeu sa rigidité de flexion, sa flexibilité. Le rideau, fléchi verticalement, pivote autour de son pied à sa jonction avec la semelle. Ceci introduit une baisse de poussée, d'autant plus importante que le remblai avait initialement été plus tassé derrière le mur, ce qui ne saurait surprendre. Et aussi qu'il y avait

Chapitre II : Analyse du comportement des murs de soutènement

stabilisation pour une poussée inférieure voisine de l'équilibre de Résal et que simultanément le centre de poussée initial des environs de $h/2$ descendait vers $h/3$. Et aussi que ces variations d'équilibre nécessitaient une certaine ampleur pour les déplacements.

Dans les deux cas il s'agissant d'un déplacement produit par une rotation de l'écran, le déplacement étant mesuré en tête de cet écran (nul en pied).

Le sens des phénomènes est bien le même dans les deux cas : il faut un déplacement bien moindre pour le sable tassé, qui se décomprime beaucoup plus rapidement. Le rapport des deux déplacements varie de 7 à 8, ce qui est considérable.

Par contre l'accord n'y est pas du point de vue quantitatif : il a fallu de 5 à 7 fois plus de déplacement dans les essais de Grador.

Ceci groupe la difficulté de valeur des expériences valables, dont les résultats doivent dépendre grandement de la nature et surtout de la stabilité des appareillages de mesures.

Ces deux seules expériences sont donc bien impuissantes à permettre une connaissance quantitative sûre des phénomènes.

Essayons cependant d'apprécier les déformations de flexion possibles pour un mur en fonction de sa hauteur.

II.2 Stabilité interne

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. Pour les murs en béton armé (ou murs cantilever), la stabilité interne se vérifie par un calcul de béton armé [3].

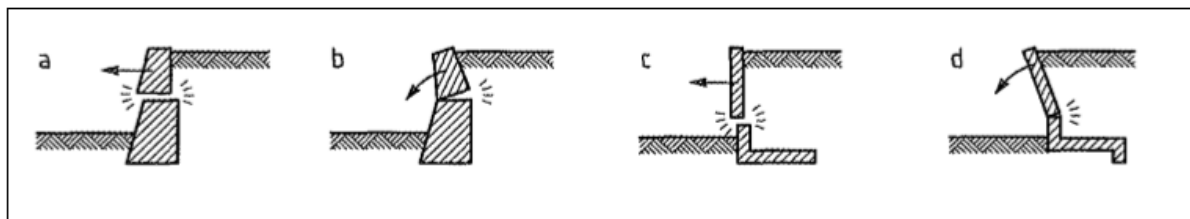
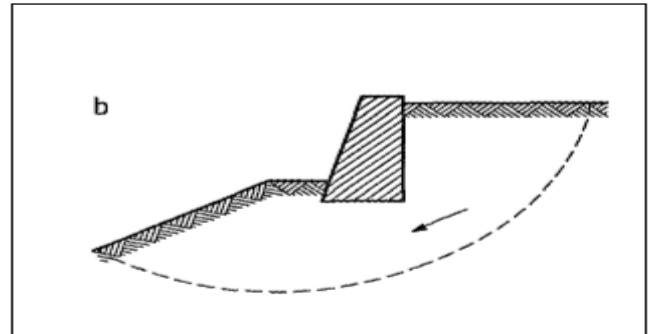


Figure II.1: Les modes de rupture d'un mur de soutènement

II.3 Stabilité externe

□.3.1 Stabilité d'ensemble

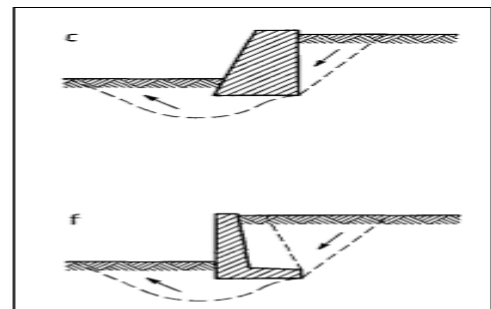
Il s'agit de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage relative à une zone plus étendue de part et d'autre de celui-ci, et susceptible d'entrer en mouvement en l'absence même de toute défaillance de la structure considérée. Celle-ci



est, toutefois, la cause initiatrice de ce mouvement d'ensemble, en raison des travaux de déblai ou de remblai qu'impose sa construction. Cette étude relève du domaine de la stabilité des pentes [3].

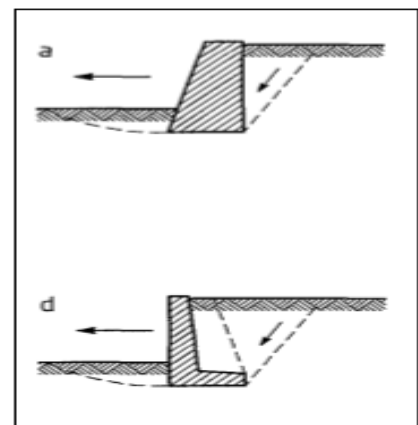
□.3.2 Stabilité au poinçonnement

La stabilité au poinçonnement consiste à vérifier que l'on se trouve suffisamment loin des conditions de rupture du sol de fondation. Dans son principe, sa justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol [3].



□.3.3 Stabilité au glissement :

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On vérifie que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices est supérieur à un coefficient de sécurité généralement pris égal à 1,5. La nature du matériau en contact avec le sol aura une influence sur le glissement par l'intermédiaire de l'angle de frottement sol-mur.



Avec les notations précédentes et pour un sol de caractéristiques (c' , ϕ), la vérification de la résistance au glissement s'écrit :

$$F = \{(W+P.V).tg \delta + C.B\} / Ph > 1,5$$

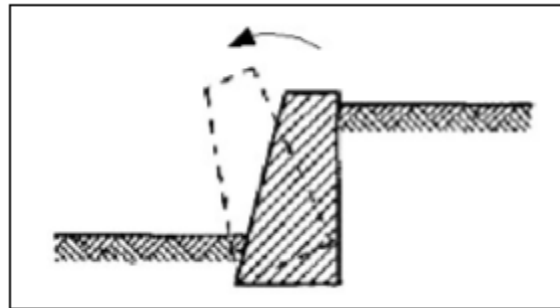
où : δ : angle de frottement sol-mur (pour un mur en béton on prend généralement $\delta = 2/3.\phi'$)

B : largeur de la fondation [3].

□.3.4 Stabilité au renversement :

Cette justification est basée sur une hypothèse de rupture possible du mur par renversement de celui-ci autour de l'arête inférieure aval de sa fondation.

La justification consiste à s'assurer que :
Somme des moments résistants / somme des moments moteurs $> 1,5$



● Les moments résistants sont induits par :

- ✓ L'action du poids propre de l'ouvrage ou éventuellement celle du volume de sol qui charge sa fondation.
- ✓ L'action de la butée, bien que participant à la résistance au renversement est négligée par sécurité.

● Les moments moteur sont ceux induits par :

- ✓ La poussée des terres.
- ✓ Éventuellement l'action de l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage.

Remarque : pour les murs poids, il existe une règle qui consiste à vérifier que la résultante des efforts reste dans le tiers central, c'est à dire que le sol est entièrement comprimé sous la semelle [3].

II. 4 Méthodes d'analyse de comportement des murs de soutènement

Méthodes statique

Le comportement sismique des murs de soutènement dépend des pressions totales latérales des terres qui se développent au cours des secousses sismiques. Ces pressions totales comprennent à la fois les pressions statiques gravitationnelles qui existent avant qu'un séisme se produit, et les pressions dynamiques transitoires induites par le séisme. De plus la réponse d'un mur est influencée par les deux.

Les pressions statiques des terres sur les structures de soutènement sont fortement influencées par le déplacement relatif entre le mur et le sol. Suivant ce déplacement, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif) :

- Les pressions des terres actives (poussée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace loin du sol derrière lui, induisant des déformations latérales en extension dans le sol.
- Les pressions des terres passives (butée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace vers le sol, produisant ainsi des déformations latérales de compression dans le sol. [5]

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les efforts de Poussée et de Butée. Les principales sont présentées dans le cas suivant :

a. Equilibre de Poussée-butée :

Les sollicitations dites de poussée et de butée se rencontrent dans tous les cas où un ouvrage comprend une surface subverticale en contact avec le sol. C'est typiquement le cas des écrans de soutènement par exemple. [3]

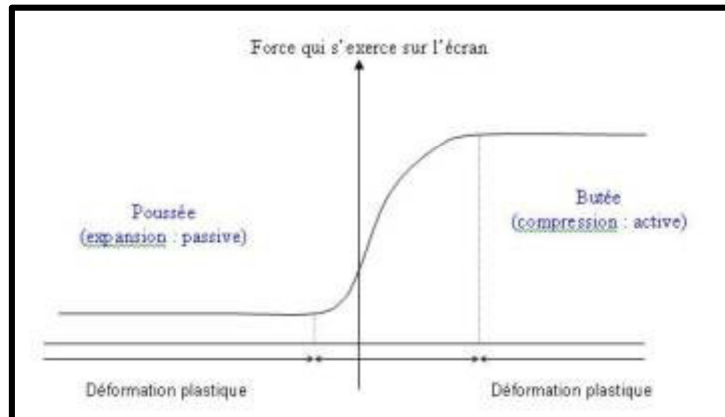


Figure II. 2: L'équilibre limite de poussée ou de butée.

Si l'on déplace un mur par rapport au sol, dans un sens ou dans l'autre, on observe que pour un certain déplacement, le massif va se rompre. Selon le sens de ce déplacement, cet équilibre est différé. On parle alors d'équilibre limite de poussée ou de butée.

Si un déplacement horizontal dans le sens d'une décompression du massif : après un déplacement de l'ordre de $h/1000$ (h hauteur du mur), le massif va atteindre la rupture. On appelle cette limite : l'équilibre limite de poussée.

Si un déplacement horizontal du mur dans le sens d'une compression du massif : après un déplacement de l'ordre de $h/100$ (soit environ 10 fois plus que dans le cas précédent), le massif situé à droite du mur va atteindre la rupture. On appelle cette limite : l'équilibre limite de butée. [3]

On s'intéresse à présent à l'état de contrainte dans le sol.

- ✓ L'état initial dans le massif est donné par le cercle d'extrémités (σ'_{v0} ; σ'_{h0}).
- ✓ Poussée : à partir de l'état de repos, on diminue σ'_v en imposant une expansion, c'est à-dire un relâchement du massif jusqu'à ce que le cercle atteigne la courbe intrinsèque.

En poussée :

$$\sigma'_h = Ka \sigma'_v \quad (II. 1)$$

Chapitre II : Analyse du comportement des murs de soutènement

- ✓ Butée : à partir de l'état de repos, la contrainte horizontale augmente jusqu'à atteindre la valeur limite maximale pour laquelle le cercle de Mohr tangente la droite de rupture.

En butée : $\sigma'_{h0} = K_p \sigma'_v$ (II. 2)

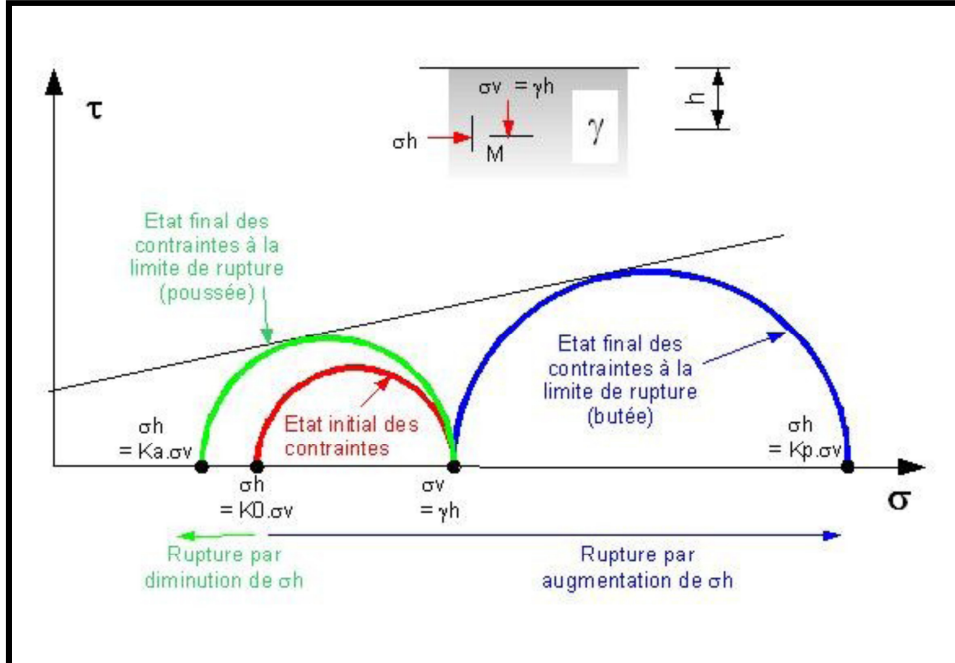


Figure II. 3 : Etat final des contraintes de poussée et de butée à la limite de rupture.

On appelle « a » pour « actif » et « p » pour « passif », ces termes se référant à « l'action » du sol.

Remarque :

Si $C'=0$; on prend K_a et $K_p = 1$

Si $C' \neq 0$; la variation de coefficient de pression latérale en fonction des déformations (déplacements) latérales est montrée ci-après (Figure II.4).

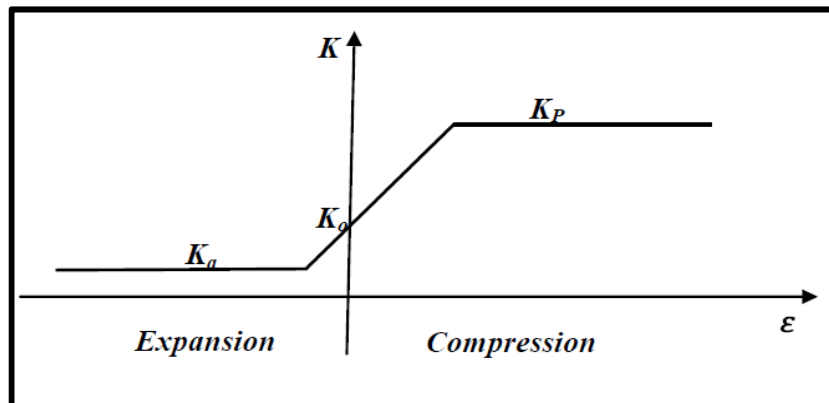


Figure II. 4: Variation du coefficient de pression des terres K en fonction de la déformation.

Chapitre II : Analyse du comportement des murs de soutènement

On peut remarquer que le déplacement latérale nécessaire à la mobilisation de la poussée passive est beaucoup plus grand (2 à 4 % pour les sables denses, de 10 à 15 % pour les sables lâches) que le déplacement nécessaire à la mobilisation de la pression active (de l'ordre de 0,1 et 0,25 %).

D'une manière générale, le calcul de la force de poussée ou de butée doit tenir compte de l'amplitude et de la direction du mouvement relatif de l'ouvrage par rapport au sol. [3]

b. Méthode de Coulomb

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

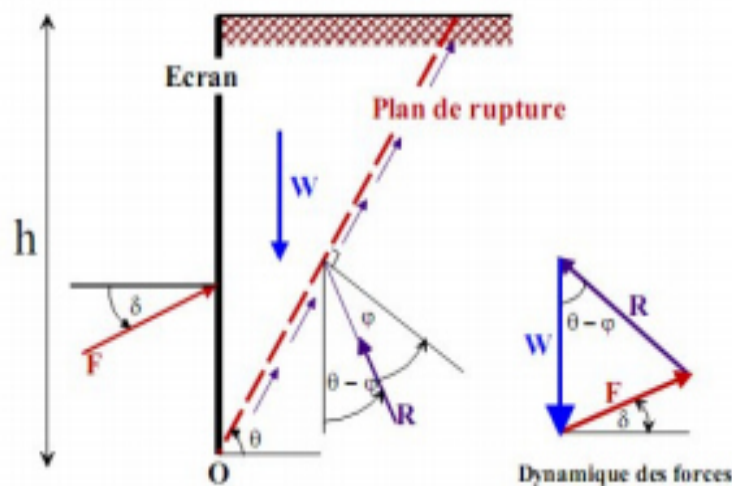


Figure □.5 : la théorie de Coulomb.

Soit le coin de sol caractérisé par (figure □.6).

- Une surface extérieure inclinée de β par rapport à l'horizontale.
- L'écran fait l'angle α avec l'horizontale.
- Le plan de glissement BC fait l'angle θ avec l'horizontale.
- La rugosité du mur est l'angle de frottement mur-sol notée δ .

Tout au début du glissement, le coin du sol était sous

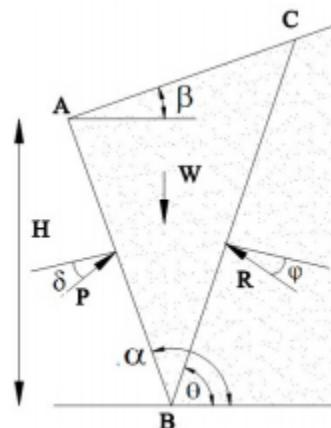


Figure □.6 : Théorie de Coulomb. Etat actif.

Chapitre II : Analyse du comportement des murs de soutènement

l'équilibre des forces suivantes :

W: poids propre du massif de sol.

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

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

Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, la résultante P_a sera

égale a :

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

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

Dans la théorie de Coulomb, on suppose que la résultante P agit à deux tiers de la profondeur de l'écran. Il existe des tableaux donnant K pour différentes valeurs de φ et δ , et des valeurs particulières de α et β .

L'angle δ , défini en fonction de φ dépend de l'état de rugosité du parement.

Tableau □.1 : valeurs de δ en fonction de φ .

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

1. Principe de calcul :

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

Ce cas sans surcharge est très fréquemment rencontré. Le talus, d'inclinaison β sur l'horizontale, est limité par un terrain plein horizontal infini. La poussée réelle est définie par deux diagrammes de poussée :

Chapitre II : Analyse du comportement des murs de soutènement

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

Pour la détermination du diagramme des composantes unitaires (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, on considère que le diagramme de poussée réelle correspond au minimum des deux diagrammes représentés sur la (figure I.13). La cote du terre-plein est prise comme origine des cotes de profondeur.

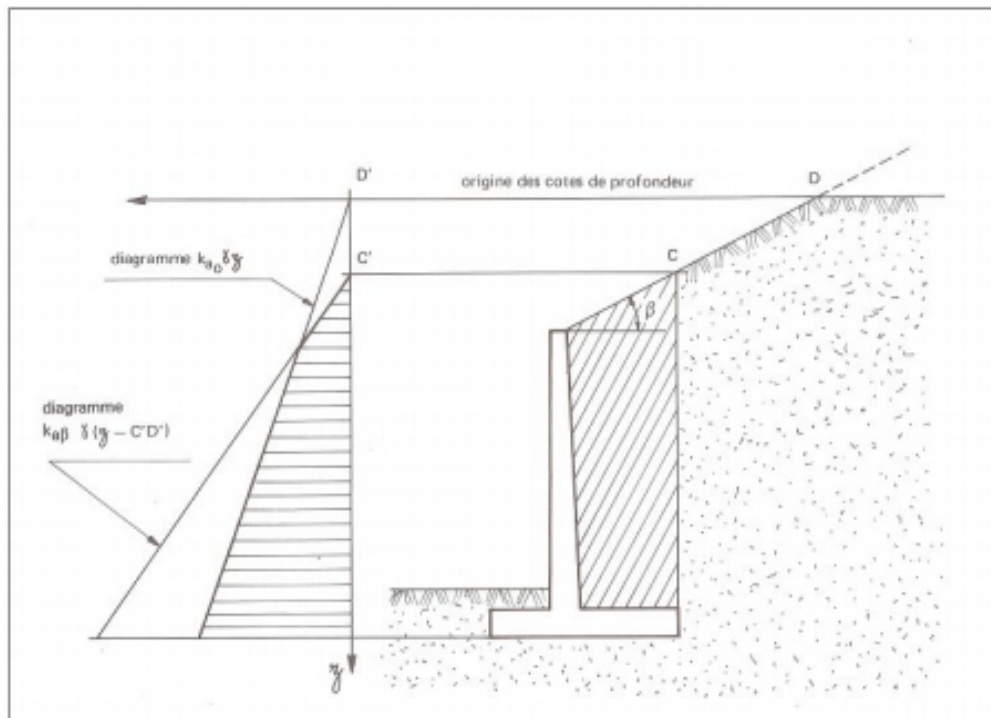


Figure □.7 : Théorie de Coulomb. Etat actif.

2. Cas avec surcharge uniforme

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

On admet que la charge se diffuse dans le terrain suivant des directions faisant l'angle φ avec l'horizontale.

Chapitre II : Analyse du comportement des murs de soutènement

Pour un mur avec talus fini on obtient ainsi la construction suivante du diagramme de poussée.

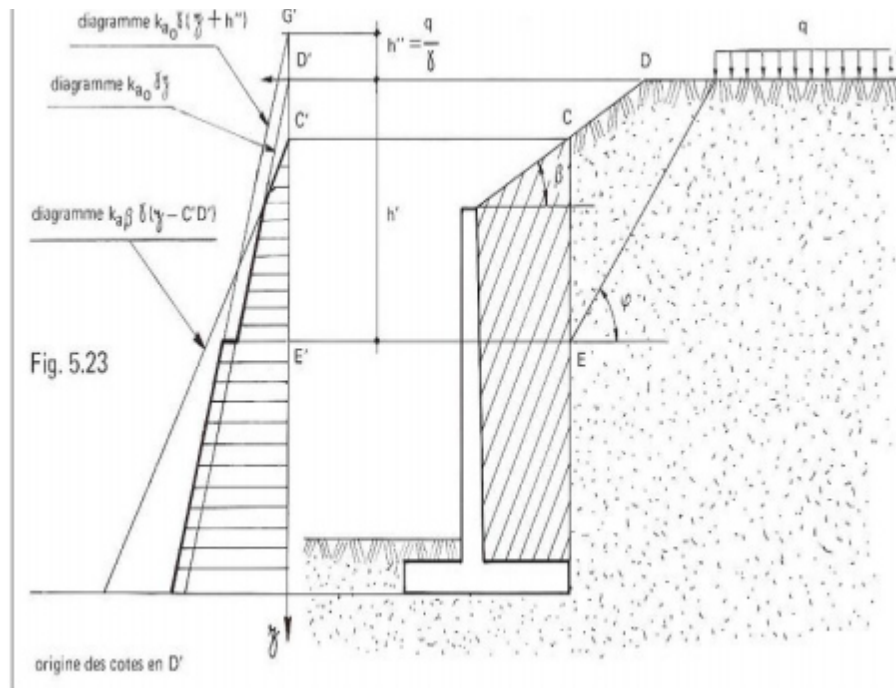


Figure □.8 : Diagramme de poussée avec surcharge [4].

On constate que le diagramme théorique obtenu présente un décrochement. En effet, l'influence de la poussée dû à la charge q sur le terre-plein ne se fait sentir qu'à partir du point E' . La prise en compte de la charge q est donc fonction de la distance du bord de la charge à l'écran et de l'angle de frottement interne ϕ du terrain.

c. Méthode de Rankine :

La méthode de Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact de l'écran.

La poussée est homogène a une contrainte, inclinée de $\delta=\theta$ à une profondeur donnée h sur un écran vertical avec une surface libre du terrain inclinée de θ . Le calcul de la force de poussée ou de butée s'effectue par intégration des contraintes sur la hauteur du mur.

L'inconvénient est que cette méthode on impose la direction de la contrainte qui s'exerce sur le mur en tout point du mur et qu'on ne tient pas compte du frottement entre le sol et le mur.

[3]

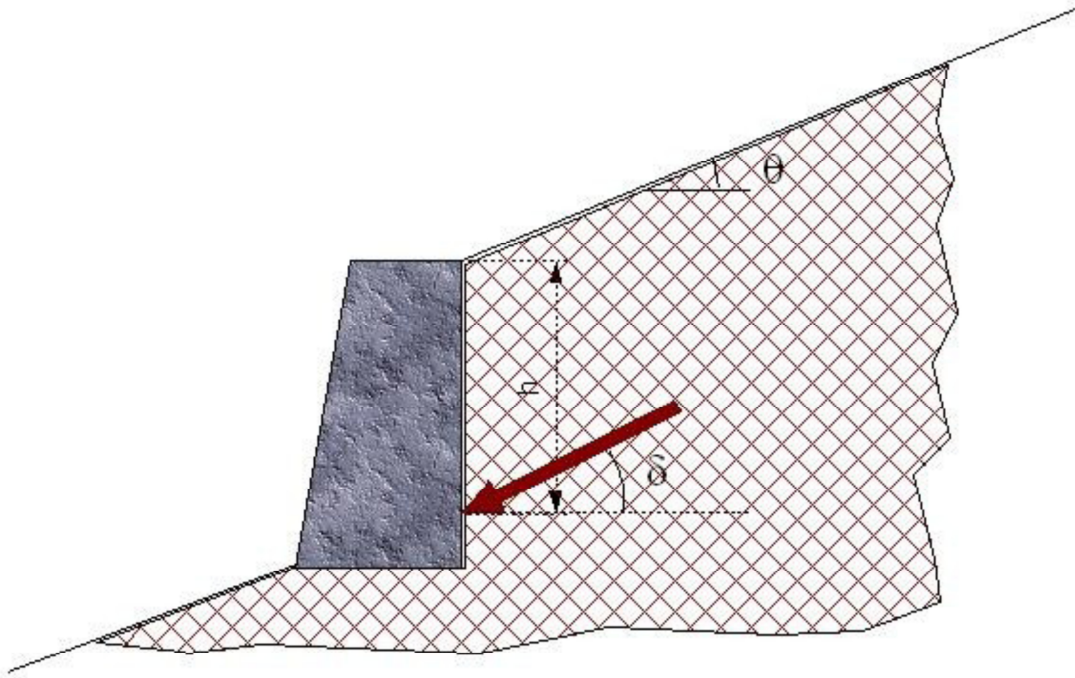


Figure II. 9: l'intégration des contraintes sur la hauteur du mur.

Les contraintes de poussée et de butée qui s'exercent sur le mur sont, pour un sol pulvérulent :

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v \text{ (II. 3)}$$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v \text{ (II. 4)}$$

K_a et K_p s'appliquent sur les contraintes effectives.

Ces contraintes sont inclinées de $\delta = \theta$ par rapport à l'horizontale.

Cas particuliers :

- Pour un milieu pulvérulent ($c'=0$, φ') , dans le cas d'une surface libre horizontale :

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v \text{ (II. 5)}$$

avec coefficient de poussée :
$$K_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2) \text{ (II. 6)}$$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v \text{ (II. 7)}$$

avec coefficient de butée :
$$K_p = \text{tg}^2 ((\pi/4 + \varphi/2)) \text{ (II. 8)}$$

Dans le cas d'un massif incliné, on a $K_a = f(\theta, \varphi)$ et $K_p = g(\theta, \varphi)$

- Prise en compte de la cohésion :

Le théorème des états correspondants permet de prendre en compte la cohésion.

Chapitre II : Analyse du comportement des murs de soutènement

Dans le cas d'un massif à surface horizontale, les contraintes de poussée et de butée sont alors :

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v - 2c' \cdot K_a^{(1/2)} \quad (\text{II. 9})$$

Avec coefficient de poussée :

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (\text{II. 10})$$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v + 2c' \cdot K_p^{(1/2)} \quad (\text{II. 11})$$

Avec coefficient de butée :

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \quad (\text{II. 12})$$

La théorie de Rankine est relativement simple mais ses applications sont limitées. En effet, les lignes de glissement observées sur site ne sont pas droites. De plus, dans le cas de massifs limités par des parois on constate que la rugosité de l'écran joue un rôle important.

Enfin, l'obliquité des contraintes sur l'écran est une caractéristique du frottement du massif et de l'écran, alors que dans la théorie de Rankine, elle ne dépend que de l'obliquité de la surface libre et de l'angle de frottement interne. [5]

d. Théorie de Boussinesq

La théorie de Rankine ne permet pas de prendre en compte le frottement qui existe entre le sol et le mur.

Ainsi, par exemple dans le cas d'un massif à surface horizontale et d'un mur à paroi verticale, la théorie de Rankine suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul, ce qui suppose que le mur est parfaitement lisse.

BOUSSINESQ (1882) a amélioré la théorie de RANKINE en prenant en compte l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Les contraintes appliquées sur le mur de soutènement sont donc inclinées d'un angle δ par rapport à la normale à l'écran.

Dans cet équilibre, BOUSSINESQ considère une première zone où on a l'équilibre de RANKINE se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran. [3]

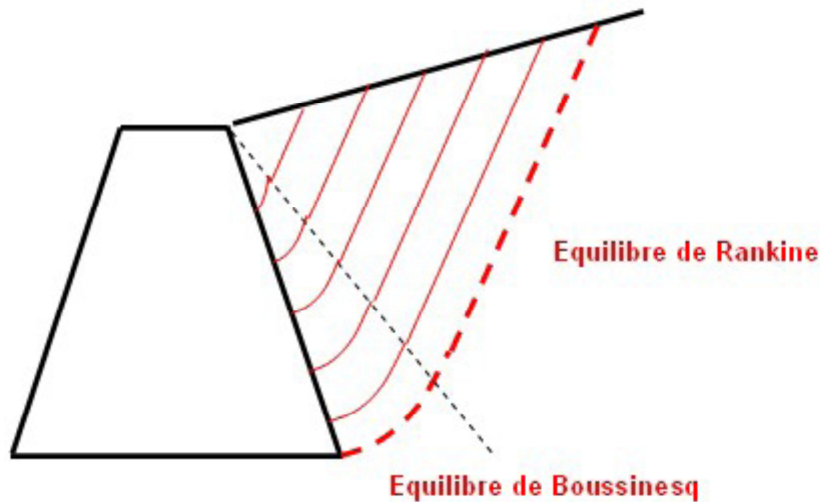


Figure II.10: la différence entre l'équilibre de Rankine et l'équilibre de Boussinesq.

Si BOUSSINESQ avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par CAQUOT et KERISEL.

Les résultats sont fournis dans les tables de Caquot, Kérisel et Absi qui donnent les coefficients de poussée et de butée du sol (pesant) purement frottant : K_a et K_p . [3]

$$P=K \cdot \gamma \cdot x$$

Avec $K=f(\lambda, \varphi, \beta, \delta)$

e. Frottement sol-mur

L'angle de frottement δ entre le sol et l'écran dépend pour sa valeur de la rugosité de l'écran par rapport aux particules de sol et pour son signe du sens du déplacement relatif entre le sol et l'écran. En l'absence de déplacement entre le sol et l'écran $\delta=0$.

Il dépend donc à la fois de la rugosité du parement et de l'angle de frottement interne φ du sol.

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement. Dans les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $2/3 \cdot \varphi$ de est celle à retenir [3].

II. 5 Principes de vérifications

Cette procédure est une vérification statique et dynamique. La vérification est faite pour dire qu'OK : le mur est stable donc on peut construire cet ouvrage sans problèmes ; mais ça ne veut pas dire qu'il n'y a pas des empêchements au niveau du chantier, (on parle juste du côté calcul) [6].

II.5.1 Stabilité au glissement

Pour que la stabilité au glissement soit assurée il faut que la somme des forces verticales (forces stabilisantes), doit être supérieure à la somme des forces horizontales (forces motrices) avec un coefficient de sécurité égale à **1.5** en négligeant la force de butée [6].

$$R_V \tan \delta / R_H > 1,5$$

II.5.2 Stabilité au renversement

Pour que la stabilité au renversement soit assurée. Il faut que le rapport entre les moments stabilisants et les moments renversants, doit être supérieur à **1,5** [6].

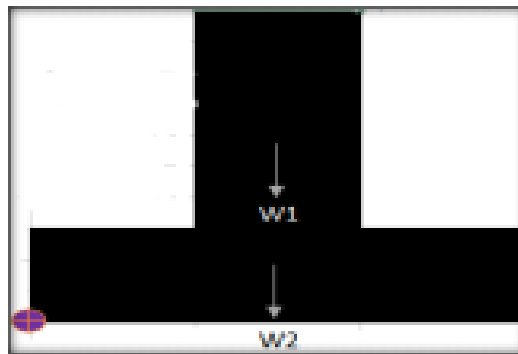
$$M_s / M_r > 1,5$$

Remarque : Pour que le mur soit stable :

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

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

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



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

II.6 Stabilité interne

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

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

Remarque :

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

➤ Vérification vis-à-vis de la portance du sol de fondation

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

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

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

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

$$e_0 = M_o / \sum F_v$$

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

$$e_c = B/2 - e_0$$

La figure indique les deux cas possibles, suivant que N (résultante des forces) tombe dans les tiers central ou non, et donne les formules qui permettent de calculer l'intensité de la contrainte maximale. On vérifie alors que cette intensité maximale est bien inférieure à la pression admissible définie a priori indépendamment des dimensions de la fondation de l'inclinaison et de l'excentricité des charges [6].

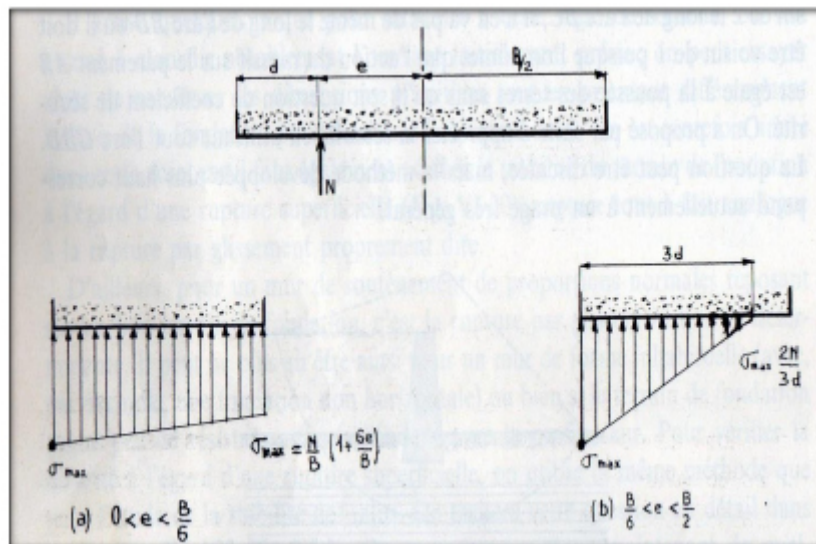


Figure II.11: Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation.

➤ Vérification au poinçonnement :

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

Avec :

$$\sigma_{max} = FV/Bx (1 + ((6 \times ec) / B))$$

$$\sigma_{min} = FV/Bx (1 - ((6 \times ec) / B))$$

CHAPITRE III

ETUDE DE CAS

III.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à étudier la stabilité d'un talus renforcé par un mur de soutènement, supportant une structure en R+6 +entre sol implanté en zone IIa.

Le code **PLAXIS 2D** est utilisé dans ce travail. Ce code utilise la méthode des éléments finis pour résoudre les équations d'équilibre.

Le chapitre est composé de deux grandes parties, la première consacrée à la détermination de la charge due à la présence de la superstructure et la deuxième c'est l'étude de stabilité de talus, la dernière partie est consacré à l'étude de l'influence des différents paramètres de sol sur son stabilité.

III.2 Etude de la superstructure

Pour notre bâtiment, la zone d'implantation est **IIa** à la wilaya de Bouira (zone de moyenne sismicité), avec une contrainte admissible de sol $\sigma_{sol}=1,7bar$.

III.2.1 La détermination de la charge de la superstructure

- **Pré dimensionnement**

Le calcul des dimensions des différents éléments est bâti sur les conditions de BAEL 97et de l'R. P.A 2003, les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau III.1 : Dimensions des poteaux de la structure.

	Poteau (cm ²) Entre sol	Poteau (cm ²) RDC	Poteau 1 ^{er} (cm ²)	Poteau 2 ^{eme} (cm ²)	Poteau 3 ^{eme} -6 ^{eme} (cm ²)
Dimensions calculées	(25x25)	(20x20)	(40x30)	(35x30)	(40x40)
Dimensions adoptées	(60x60)	(55x55)	(50x50)	(45x45)	(40x40)

Tableau III.2 : Dimensions des poutres, voiles et plancher de la structure.

	Poutres principales (cm ²)	Poutres secondaires (cm ²)	Voile entre sol et RDC (cm)	Voile 1 ^{er} - 6 ^{eme} étage (cm)	Epaisseur de plancher (cm)
Dimensions calculées	(40x25)	(35x30)	25	20	20
Dimensions adoptées	(45x30)	(40x30)	25	20	20

- **Etude sismique de la structure**

L'étude est menée suivant les méthodes données par le RPA99/2003, et la modélisation à l'aide de logiciel ETABS 9 .6.

- **Etude dynamique de la structure**

Les résultats et les vérifications sont donnés comme suit :

- La période fondamentale

$$T = C_t h_N^{3/4}, \quad h_N = 27.44 \text{ m}, \quad C_T = 0.05 \rightarrow T = 0.599 \text{ sec}$$

$$T = 0.599 \text{ sec} < 1.3 T_{RPA} = 0.779 \text{ sec}$$

➤ La disposition des voiles :

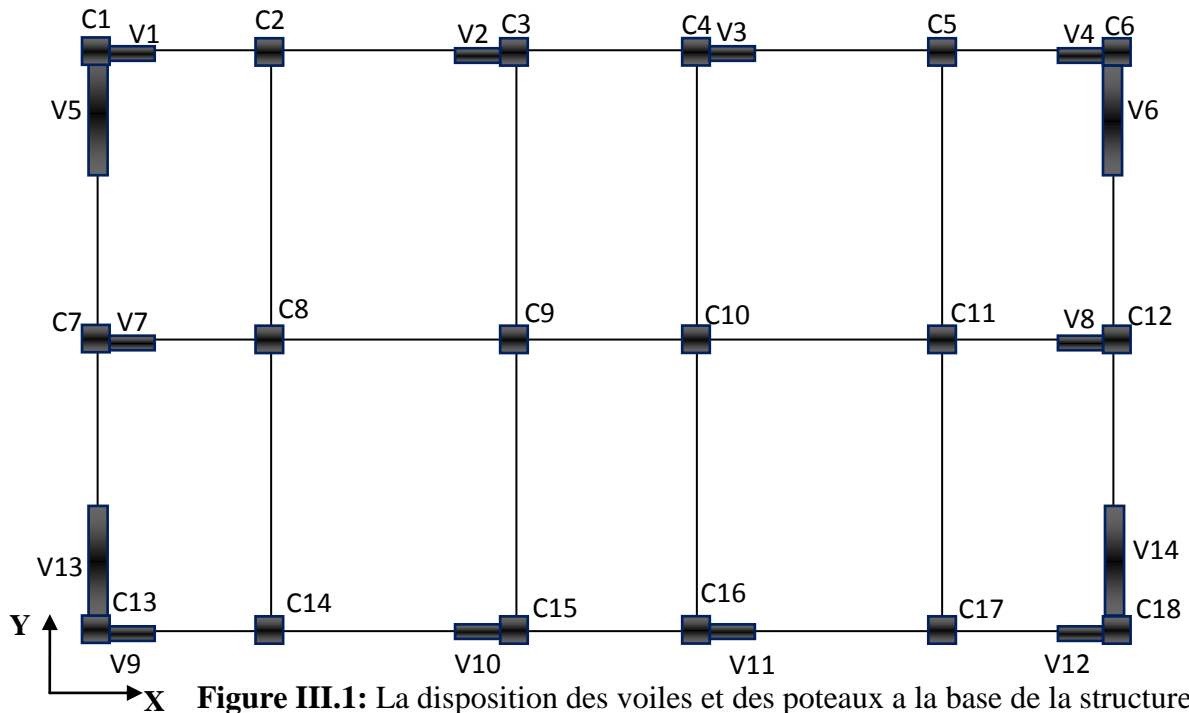


Figure III.1: La disposition des voiles et des poteaux a la base de la structure

Tableau III.3 : Excentricité théorique

Etages	Masse X	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x (m)	e _y (m)
1	412,346	9.751	6.753	9.752	6.75	-0.001	0.003
2	410.6747	9.688	7.108	9.721	6.865	-0.033	0.243
3	390.3071	9.707	6.73	9.685	6.851	0.022	-0.121
4	386,9789	9.707	6.73	9.675	6.793	0.032	-0.063
5	384,1612	9.707	6.731	9.675	6.738	0.032	-0.007
6	381,1841	9.707	6.731	9.679	6.692	0.028	0.039
7	372,8811	9.715	6.788	9.686	6.659	0.029	0.129
8	389,7752	9.7	6.7	9.696	6.648	0.004	0.252
Somme	3128.3083						

Tableau III.4: les périodes et les facteurs de participation modale

Mode	Période (Sec)	U _X	U _Y	SumU _X	SumU _Y	R _Z	
1	0.777181	0.0219	79.3882	0.0219	79.3882	0.0008	translation
2	0.692799	82.2991	0.0191	82.3209	79.4073	0.0087	translation
3	0.568005	0.0011	0.001	82.322	79.4083	79.724	Rotation
4	0.227634	0.0008	12.3157	82.3228	91.724	0.0003	
5	0.215742	10.6352	0.0003	92.958	91.7243	0.0233	
<i>Vérification 30%, T_{dyn} < 1.3T_{RPA}CV</i>							

Tableau III.5: Les différents coefficients de l'étude sismique

Paramètres	A	η	Q	D _x	D _y	R	ξ %
Valeurs	0.15	0.81	1.2	1.9	1.59	3.5	10

Tableau III.6: l'effort calculé par la méthode statique équivalente

Paramètres	W _T (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Valeurs	30688.7	2998.72	2509.5

Tableau III.8: Vérification de la résultante de l'effort sismique

	V _t (KN)	V(KN)	0.8V	Observations
Sens (x-x)	266076.01	2998.72	2398.976	Vérifier
Sens (y-y)	238995.5	2509.5	2007.7	Vérifier

N.B : Après vérification, on constate que la structure est stable vis-à-vis l'effort sismique

Tableau III.7: (a), (b) l'effort calculé par la méthode modale spectrale

Tableau (a)

Mode	Période (sec)	UX	UY	Sa/g
1	0.777181	0.0219	79.3882	0.096
2	0.692799	82.2991	0.0191	0.104
3	0.568005	0.0011	0.001	0.119
4	0.227634	0.0008	12.3157	0.130
5	0.215742	10.6352	0.0003	0.130

Tableau (b)

Mode	Période (sec)	W _t	V _{ix}	V _{iy}
1	0.777181	30688.7	64.52	233886.78
2	0.692799	30688.7	262667.5	60.96
3	0.568005	30688.7	4.02	3.65
4	0.227634	30688.7	3.19	49151.02
5	0.215742	30688.7	42448.6	1.196

- **L'étude des fondations**

Après vérification des conditions de choix des fondations ; on a adopté un radier.

1. Etude du radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

1.2. Pré dimensionnement du radier

a) L'épaisseur du radier :

a.1) Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4.30$ m : la plus grande distance entre deux files successifs.

$$\text{D'où : } 53.75 \text{ cm} \leq h_r \leq 86 \text{ cm.}$$

➤ Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$\text{Le : longueur élastique } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \text{ Avec } I = \frac{bh^3}{12}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164.2$ KN/m². Avec $F_c28 = 25$ MPa .

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K = 40000$ KN/m³

$$h_{\text{nervure}} \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_{\text{nervure}} \geq 59.43 \text{ cm.}$$

➤ Epaisseur de la dalle du radier :

$$h_{\text{dalle}} \geq L_{\max}/20$$

$$h_{\text{dalle}} \geq 510/20$$

$$h_{\text{dalle}} = 26 \text{ cm}$$

L'épaisseur du radier qui vérifie toutes les conditions précitées est :

$$H_r = 80 \text{ cm}$$

➤ **Poids du radier**

La surface minimale du radier

Calcul de débordement :

$$D \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

On prend : **D=50cm**

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + \text{debord}$$

$$S_{\text{debord}} = 11.9 * 20.3 = 241.57 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 241.57 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{rad}} = \rho \cdot h_{\text{rad}} \cdot S_{\text{rad}}$$

$$G_{\text{rad}} = 25 * 0.8 * 241.57 = 4831.4 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 4831.4 \text{ KN}$$

$$Q = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$N_{\text{urad}} = 1.35 G_{\text{rad}} + 1.5 Q = 7122.39 \text{ KN}$$

$$N_{\text{urad}} = 7122.39 \text{ KN}$$

➤ **Poids du bâtiment :**

$$W_{\text{batiment}} = 6740.77 \text{ KN}$$

$$N_{\text{uTot}} = N_{\text{u.batiment}} + N_{\text{u.rad}} = 13863.16 \text{ KN}$$

$$N_{\text{utot}} = 13863.16 \text{ KN}$$

➤ **Les résultants:**

$$N_u = 13863.16 \text{ KN}$$

$$h_r = 80 \text{ cm}$$

$$L = 20.3 \text{ m et } l = 11.9 \text{ m}$$

$$q = \frac{N_u}{S}$$

$$\text{A.N : } q = \frac{13863.16}{241.57}$$

$$q = 60 \text{ KN/m}^2$$

III. 3 Etude de la stabilité du talus renforcé par un mur de soutènement:

Dans ce qui suit, l'objectif recherché a été de mieux analyser la stabilité du talus sans et avec mur de soutènement.

La figure III.3 montre les différentes couches de sol d'implantation, ainsi que la profondeur de chaque couche :

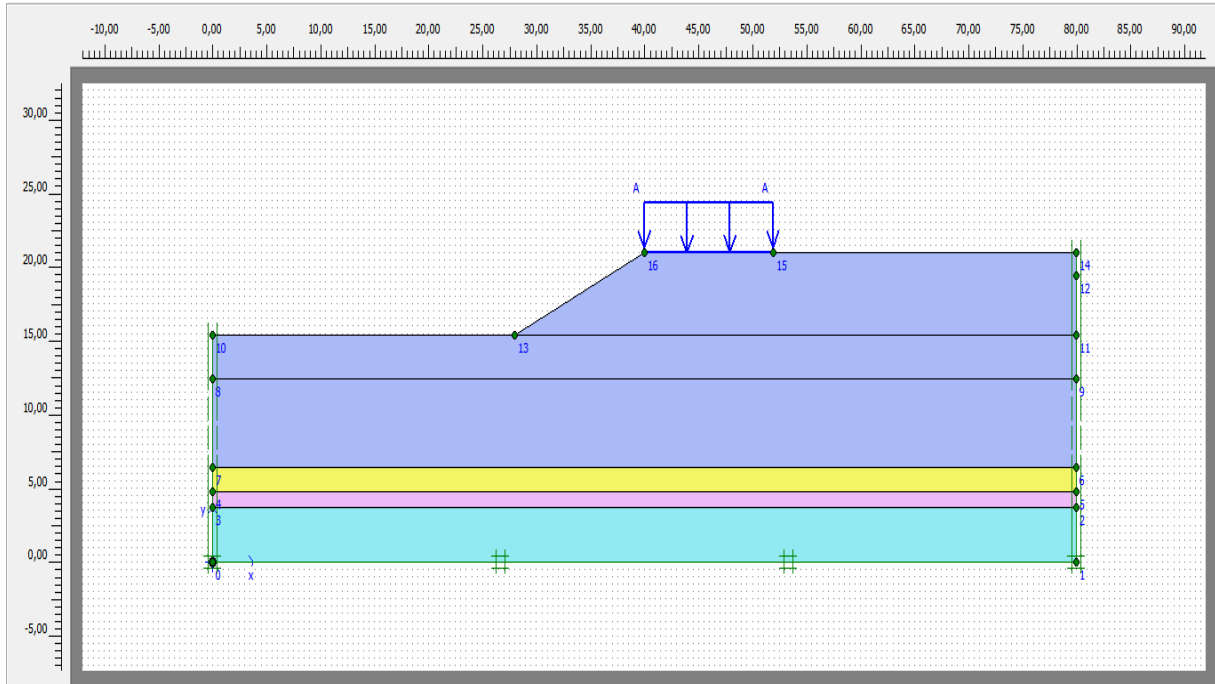


Figure III.2: Les différentes couches de sol d'implantation

III.3.1 Caractéristiques du sol :

Les caractéristiques mécaniques du sol sont résumées dans le tableau III.9.

Tableau III.9 : Propriétés mécanique des matériaux utilisés.

Matériaux	Loi de comportement	Critère de rupture	Epaisseur de la couche h(m)	ν (-)	γ (KPa)	C (KPa)	ϕ (°)	E (KPa)	Ψ (°)
Sable moyen	Elasto-Plastique	Mohr-Coulomb	14.6	0.33	18	0.01	30	$3 \cdot 10^4$	0
Sable fin	Elasto-Plastique	Mohr-Coulomb	1.6	0.33	18.3	0.01	30	$3 \cdot 10^4$	0
Argile limoneuse	Elasto-Plastique	Mohr-Coulomb	1.1	0.33	20.1	2.5	25	$3 \cdot 10^4$	0
Limon argileux	Elasto-Plastique	Mohr-Coulomb	3.7	0.33	19.5	2.5	20	$3 \cdot 10^4$	0

III.3.2 Les caractéristiques du mur:

Le sol a été renforcé par un mur de soutènement, de caractéristiques données comme suit :

Tableau III.10 : Les caractéristiques géométrique et mécanique du mur.

Géométriques		Mécaniques	
Mur	Hauteur H	6m	$E = 32.000 \text{ MPa}$ $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
	Epaisseur moyenne	0.5 m	
Semelle	Largeur	3.5m	
	Hauteur	0.5m	
	D	1m	

III.3.3 Les charges appliquées :

Les charges de la structure repris par les fondations des trois variantes sont déduites à partir de l'étude effectuée des superstructures par le logiciel ETABS.

$$Q=60\text{KN/m}^2$$

III.3.4 Le modèle géométrique adopté :

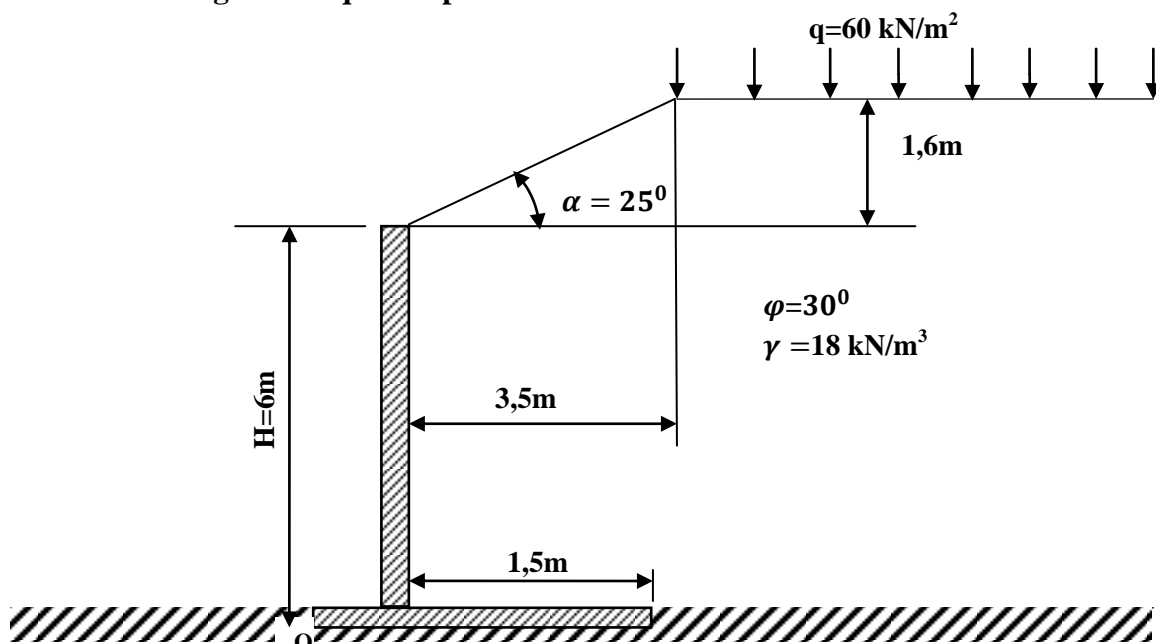


Figure III.3: Le modèle géométrique adopté.

III.3.5 La vérification de la stabilité par le calcul statique

- Avec mur

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

On prend le calcul du mur de 6 mètre de hauteur :

Les données :

$H=6\text{ m}$; $\gamma_b=25\text{ KN/m}^3$; $q=60\text{ KN/m}^2$; $\gamma_s=18\text{ KN/m}^3$; $\beta=25^\circ$; $\varphi=30^\circ$; $C=0.01$

$\sigma_{sol}=1.7\text{ bar}=170\text{ KN/m}^2$

La méthode Résal

$\text{tg } i = 0.47$

$$Q = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} * \left(\frac{A_0 \cdot h + A_\varphi \cdot h'}{h + h'} \right)$$

A_0 est le coefficient de poussée pour $i = 0$: $A_0 = 0.214$

A_φ est le coefficient de poussée pour $i = \varphi = 30^\circ$

$A_\varphi = 0.711$

D'où :

$$Q = \frac{18 \cdot 6^2}{2} * \left(\frac{0.214 \cdot 6 + 0.711 \cdot 1.6}{6 + 1.6} \right)$$

$$Q = 103.23 \text{ KN/m}$$

$V = Q \cdot \text{tg} 25$

$V = 48.52 \text{ KN/m}$

Ces efforts sont admis appliqués à $h/3=2\text{m}$ (à partir de la base du mur).

Si on admet la surcharge de 60KN/m^2 comme occupant aussi le talus, ce qui est pessimiste, on

$$a : Q = \left(\frac{A_0 \cdot h + A_\varphi \cdot h'}{h + h'} \right) q \cdot h$$

$Q = 114.48 \text{ KN/m}$ (appliquée à $h/2=3\text{m}$ de la base du mur) et

$V = 114.48 \times 0.47$

$V = 53.80 \text{ KN/m}$.

On peut aussi calculer en admettant une hauteur de terre fictive :

$$h'' = q / \gamma = 3.33 \text{ m}$$

Ce qui revient à peu près, dans le calcul de la poussée des terres, à remplacer à 1.6m par $1.6 + 3.33\text{m}$.

$$D'où : Q' = \frac{18 \cdot 6^2}{2} * \frac{0.214 \cdot 6 + 0.711 \cdot 4.93}{6 + 4.93}$$

$$Q' = 141.96 \text{ KN/m}$$

$$Q=141.96-103.23=38.74\text{KN/m}$$

$$V=38.74*0.47=18.2096\text{KN/m}$$

Calcul de la poussée des terres

$$P_{a1}=ka.\gamma.h'^2=0.49*18*3.33=29.37\text{KN/m}^2$$

$$P_{a2}=ka.\gamma.h'^2=0.49*18(1.6+2)=31.752\text{KN/m}^2$$

$$P_{a3}=ka.\gamma.z=0.49*18*7.6=67.032\text{KN/m}^2$$

Détermination du poids de murs (W_T) :

-le poids total de mur de 6 m : $W_T = W_1+W_2 = 68.75+37.5 = 112.5 \text{ KN}$

-le poids de voile : $W_1 = 5.5*0.5*25*1 = 68.75 \text{ KN}$

-le poids de la semelle : $W_2 = 3.5*0.5*25*1 = 43.75 \text{ KN}$

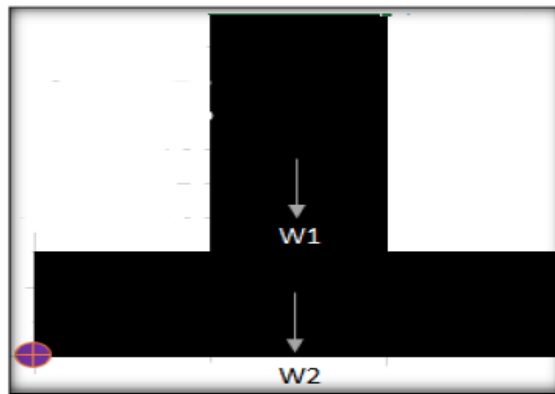


Figure III.4 : La figure montre le point O situé à gauche de mur.

La charge du remblai sur la semelle : $R=18 \times 5.5 \times 1.5 + 18(1/2*3.5*1.6)=198.9\text{KN}$

La surcharge sur le talon de la semelle : $S = 60 \times 11.9 \times 1\text{ml} = 714 \text{ KN}$

Détermination de la force de poussée et de butée

La pression P exercée sur un mur vertical ($\lambda=0$) par un sol pulvérulent dont la surface est inclinée de l'angle β par rapport à l'horizontale selon la méthode de Coulomb, est donnée par :

$$F=1/2.\gamma.H^2.Ka$$

Avec : $\delta = 2/3\phi$

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

$$Ka = \frac{\cos^2(30-0)}{\cos^2 0 \cos(20+0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(20+30) \sin(30-25)}{\cos(20+0) \cos(25-0)}} \right]^2}$$

Ka=0.49

La force de poussée : $F_a = 1/2(18*5.5^2)*0.49$

F_a = 133.4KN

Tableau III. 11 : Résultats de calcul manuel.

Partie	F _H (KN)	F _V (KN)	X(m)	Y(m)	M _S (KN.m)	M _R (KN.m)
F _a	133.4	/	/	3	/	476.28
Q	103.33	/	/	3.8	/	392.65
W1	/	68.75	1.75	/	120.31	/
W2	/	43.75	1.75	/	76.56	/
R	/	198.9	2.75	/	546.97	/
S	/	714	3.75	/	717.75	
Σ	236.73	1025.4	/	/	1461.59	868.93

- **Vérification de la Stabilité**

- 1. Stabilité au glissement**

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

$$F_S = \frac{F_v \cdot \tan(2/3\phi)}{F_h} \geq 1.5$$

$$F_S = 1025.4 \tan(2/3 \cdot 30) / 236.73 = 1.58$$

$$F_S = 1.58 > 1.5 \quad \text{C.V}$$

- 2. Stabilité au renversement**

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

- $F_s > 1.5$ si on néglige la butée.

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

$$F_S = \frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

$$F_S = 1.68 > 1.5 \quad \text{C.V}$$

Conclusion : les deux conditions sont vérifiées donc on néglige la butée.

- 3. Vérification au poinçonnement**

Calcul de M_0 :

$$M_0 = M_s - M_r$$

$$M_0 = 592.66 \text{ KN.m}$$

Calcul d' e_0 :

$$e_0 = \frac{M_0}{F_v} = 592.66 / 1025.4 = 0.58 \text{ m}$$

Calcul de e :

$$e = \frac{B}{2} e_0 = 3.5/2 - 0.58 = 1.17\text{m}$$

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

Répartition Triangulaire :

$$B/6 < e < B/2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot FV}{3 \cdot d}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 1025.4}{3 \cdot 3.5}$$

$$\sigma_{\max} = 195.31 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{q,\text{ref}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \cdot 195.31 + 0}{4} = 146.48 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{q,\text{ref}} < \sigma_{\text{sol}} = 170 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

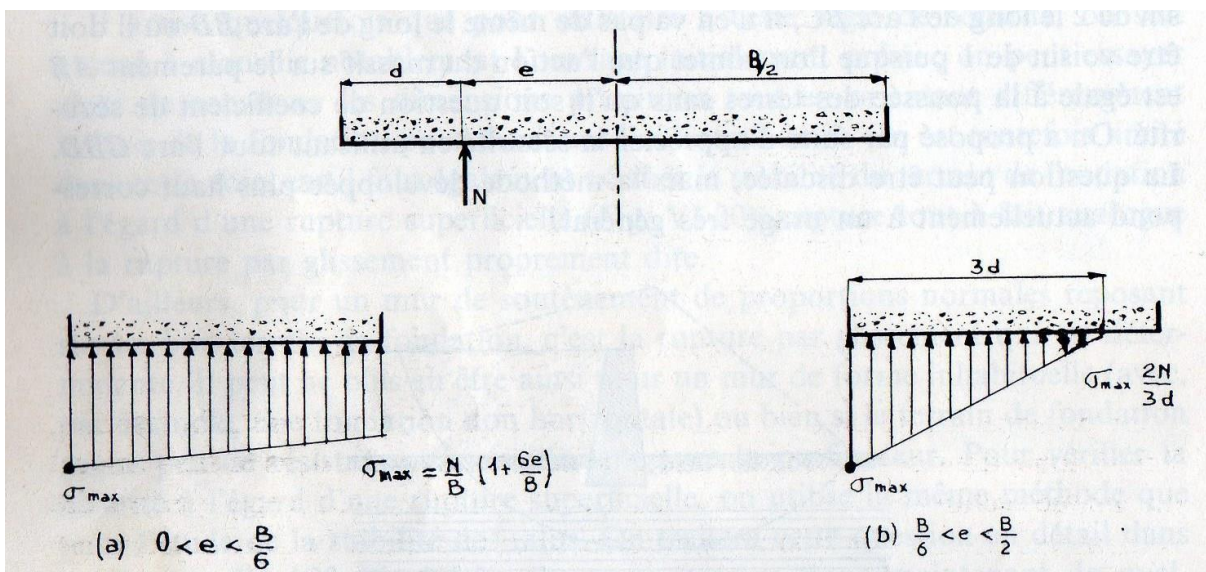


Figure III.5: Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation.

III.4 La modélisation:

III.4.1 Création de la géométrie du modèle

La fenêtre du PLAXIS-Input programme est utilisée pour la création de la géométrie du modèle numérique, qui est une combinaison de points, des lignes et des clusters, considérés dans le PLAXIS-Input programme comme suit :

- Points: les points constituent la limite physique des lignes (début - fin). Ils peuvent aussi être utilisés pour le positionnement des forces, des fixités et pour le raffinement du maillage des éléments finis.

-Lignes : une ligne peut servir plusieurs fonction ou propriétés, ils sont utilisés pour définir les limites physiques de la géométrie et de sa discontinuité, à définir les limites du modèle dans la géométrie et à la séparation des couches de sols distinctes ou des phases de construction.

-Clusters: c'est les espaces complètement entouré par des lignes, dans lesquels les propriétés du matériau sont uniques et homogènes.

-Interface : La création d'une interface est similaire à celle d'une ligne géométrique.

L'interface apparaît sous la forme d'un trait pointillé sur la droite de la ligne géométrique (en fonction de la direction du dessin) pour indiquer de quel côté de la ligne géométrique auront lieu les interactions avec le sol. Le côté où l'interface apparaîtra est aussi indiqué par la flèche du pointeur orientée dans la direction du dessin. Pour placer une interface de l'autre côté, il faut la dessiner dans la direction opposée. Notez que des interfaces peuvent être placées des deux côtés d'une ligne géométrique. Cela permet une interaction totale entre les éléments de structure (écrans, plaques, géogrilles, etc....) et le sol avoisinant. Pour distinguer les deux interfaces possibles de part et d'autre d'une ligne géométrique, celles-ci sont identifiées par un signe (+) ou un signe (-). Ce signe ne correspond qu'à cette identification ; il n'a pas de signification physique et n'a aucune influence sur les résultats.

Sur la base de ces quatre types de composants, la géométrie du modèle numérique est créée dans la fenêtre PLAXIS –Input, la figure III.6 montre le graphique final de la géométrie du modèle numérique et de ces conditions aux limites. La géométrie du modèle s'étend 80 m horizontalement et 25m verticalement, ces limites étaient supposées suffisantes pour ne pas provoquer des perturbations au modèle.

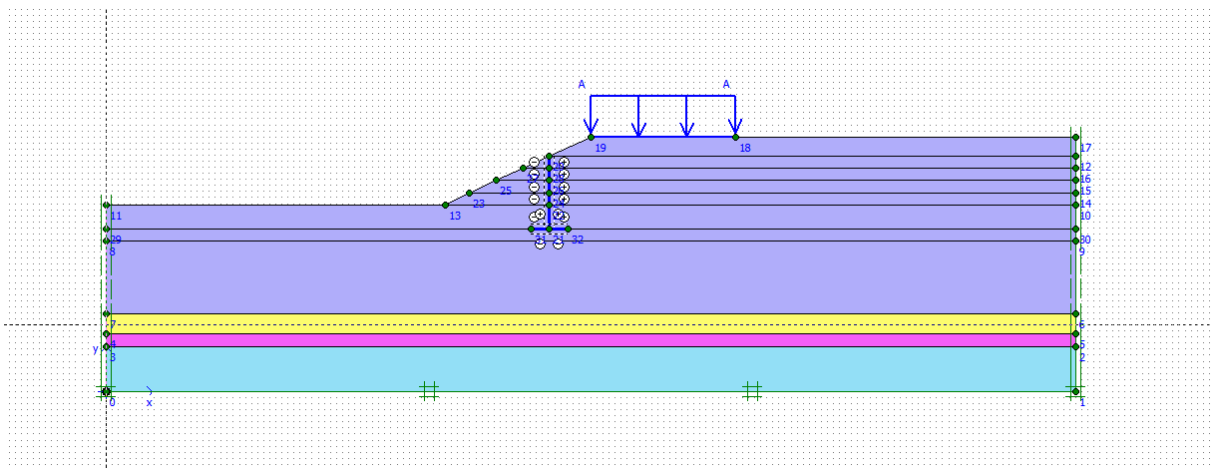


Figure III.6 : Modèle Numérique – PLAXIS-Input.

III.4.2 Data-set de matériaux

Dans le PLAXIS-Input, les propriétés du sol sont collectées dans le data-set du matériau, qui pourront être ensuite enregistrées dans la banque de données des matériaux du PLAXIS-Input programme. A partir de la banque de données, les datas de chaque matériau peuvent être assignés au cluster correspondant, la figure III.7 montre le data-set du matériau :

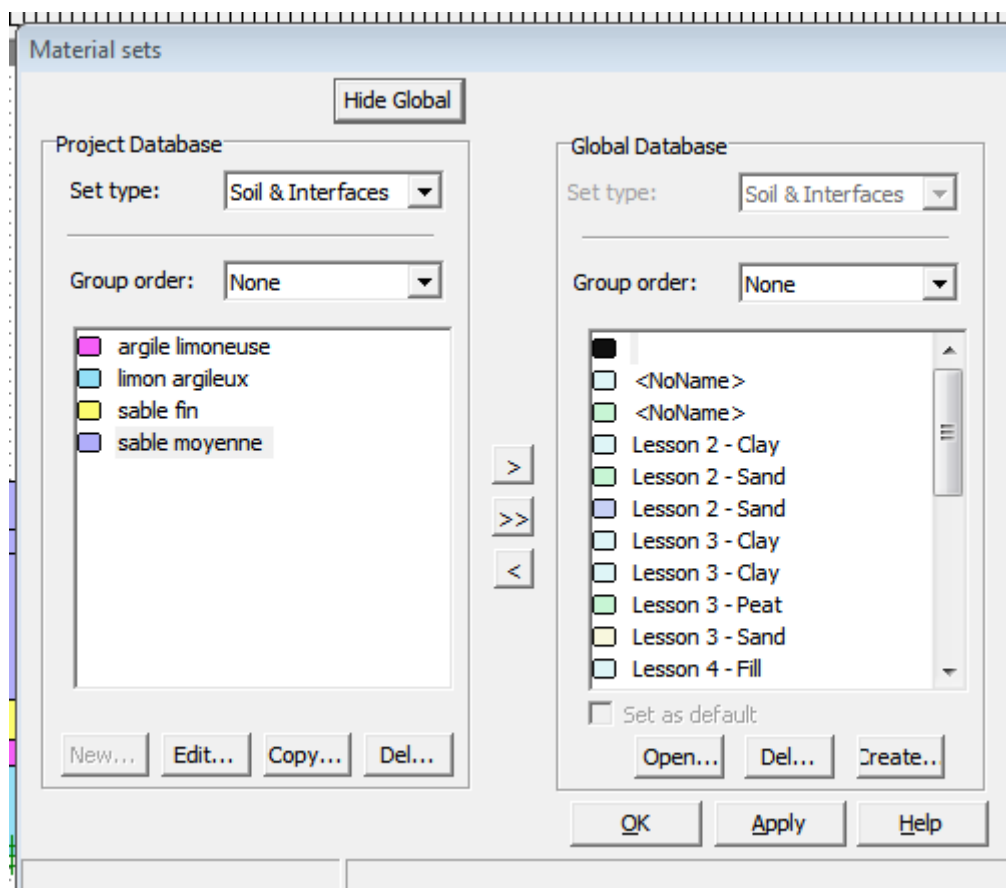


Figure III.7: le data-set du matériau.

III.4.3 Production du maillage des éléments finis

Après la création du modèle géométrique, le programme PLAXIS-Input est utilisé pour générer le modèle d'éléments finis (maille) suivant une procédure totalement automatique, dans laquelle la géométrie (Figure III.8) est divisée en éléments type de l'élément fini de base. La production du maillage prend en considération la position des points et lignes dans la géométrie du modèle, de manière que, la position exacte de la couche du sol et de la structure (caisson) soit modélisée proprement. Le procédé de maillage est basé sur un principe robuste de triangulation qui cherche les triangles optimisés, qui résulte assez souvent en une forme désordonnée du maillage. A ce stade d'analyse, la transformation des Input-Data (propriétés, conditions aux limites, matériaux, etc..) est faite ; du modèle géométrique (points, lignes et clusters) au modèle numérique à base d'éléments finis (éléments, nœuds et points de contraintes).

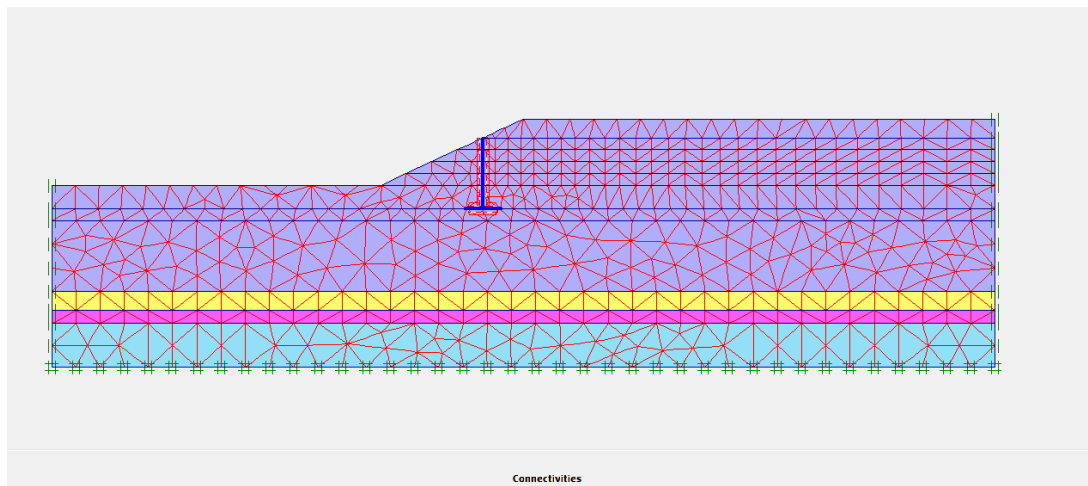


Figure III.8: Maille d'élément finis typique et conditions limites de déplacement- PLAXIS Input.

III.4.4 Conditions initiales

Le modèle d'éléments finis est complet une fois la maille générée, avant le commencement du procédé de calcul, les conditions initiales doivent être modélisées. Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

Conditions hydrauliques :

Au début le niveau de la nappe phréatique initiale est à 0.0m du substratum imperméable (Figure III.9).

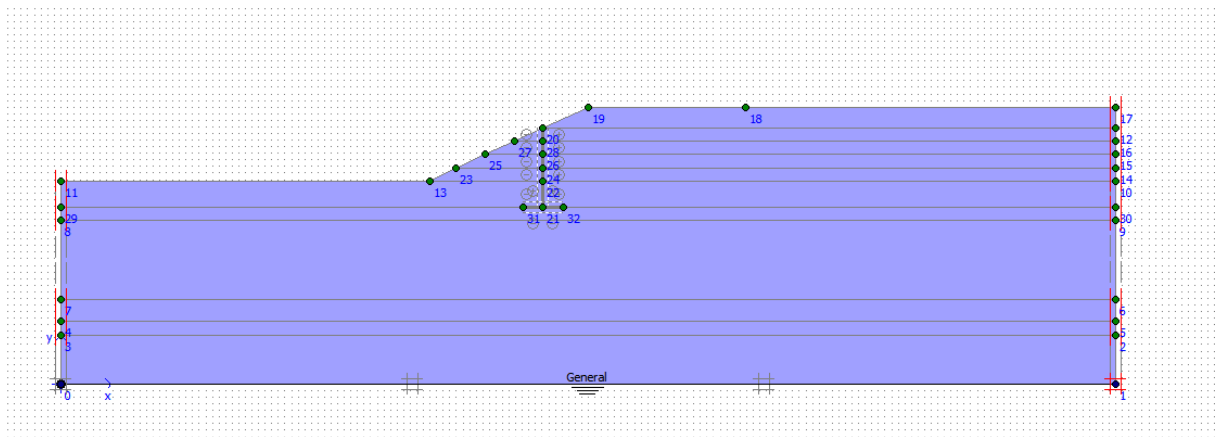


Figure III.9 : Conditions hydrauliques initiales- PLAXIS-Input.

III.4.5 CALCULS NUMERIQUES

III.4.5.1 Définition des phases de calcul

Dans la pratique un projet géotechnique peut être devisé en différentes phases, le programme PLAXIS-Calculation possède une procédure qui permet de définir les phases de calcul séparément et les activer ou désactiver selon la programmation de la phase de calcul. Dans le programme PLAXIS-Calculation, le multi-phasage de la construction et des calculs 'staged construction' n'est disponible que pour le calcul plastique du type 'load advancement'. Dans la présente investigation, le calcul était exécuté en utilisant la procédure multiphases 'stage construction', en commençant par une phase unique, allant des conditions initiales définies précédemment, et se termine à l'état où tous les composants du modèle d'éléments finis sont activés.

III.4.5.2 Identification et exécution des phases

Dans le PLAXIS-Calculation programme, chaque phase de calcul est identifiée par un string <phase # >, où (#) est le numéro de la phase. En plus, le Start from phase, du Phase box se réfère à la phase à partir de laquelle le calcul doit débiter. Par défaut, quand une phase de calcul est définie, elle sera automatiquement sélectionnée pour l'exécution et sera marquée par une flèche bleue.

Lors de la définition de la phase de calcul monphasique, il est évident que le calcul doit commencer à partir de la situation comme défini dans les conditions initiales dans le PLAXIS Input programme. La figure III.10 montre les phases de calculs :

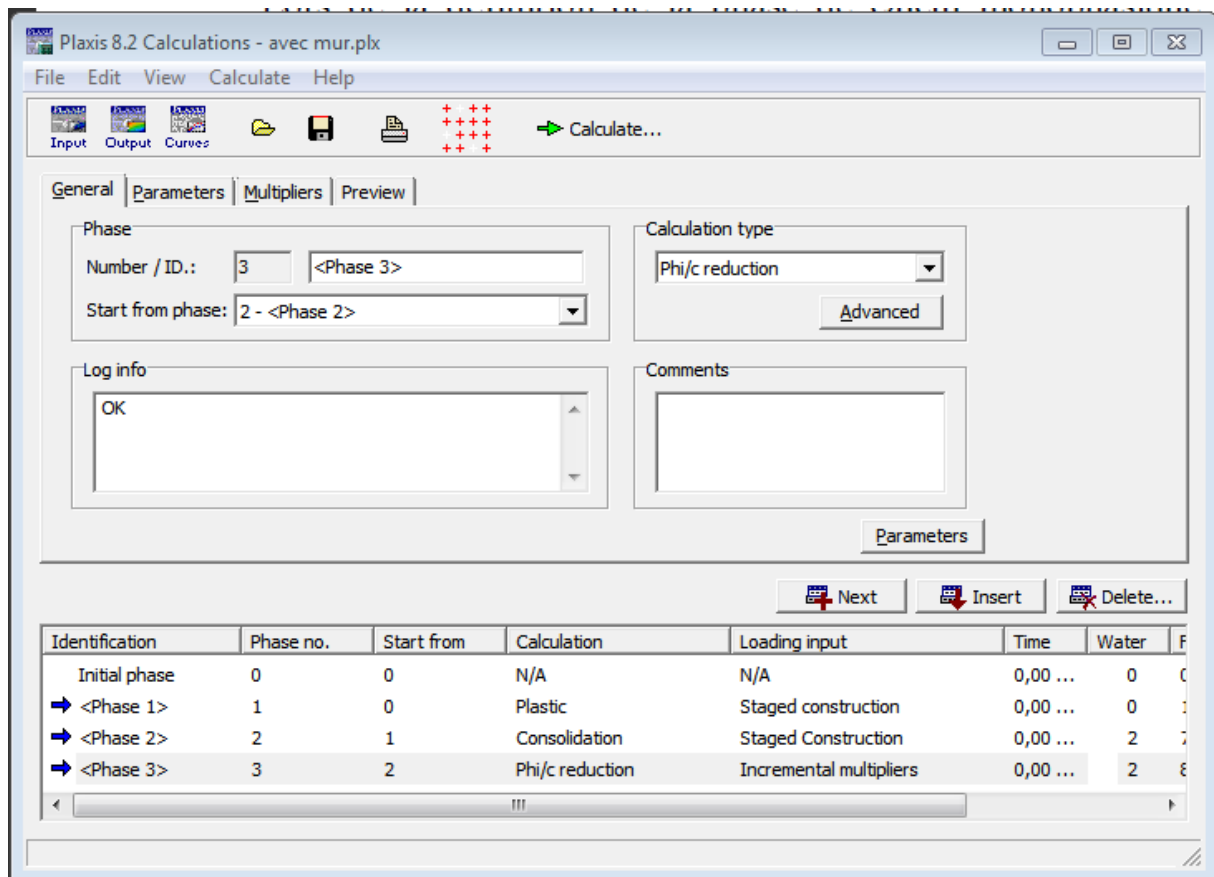


Figure III.10 : les phases de calculs.

III.4.5.3 Types de calculs

Lors de la définition d'une phase de calcul il faut préciser le type de calcul 'Type of calculation' à exécuter. Le PLAXIS code offre trois types de calculs : un calcul plastique 'plastic calculation', analyse par consolidation 'consolidation analysis' et un calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction). Un calcul dynamique (Dynamic) est disponible en option dans le menu déroulant, mais il requiert le module PLAXIS Dynamics, qui est une extension de la Version 8.

Dans la présente analyse les calculs ont été effectués en utilisant la procédure plastic calculation dans l'onglet d'arrangement de l'actuel modèle numérique.

III.4.5.4 Exécutions des calculs

- **Sélection des points pour la construction des courbes**

Après la définition des phases de calcul et avant exécution du calcul, quelques points sur le modèle peuvent être sélectionnés pour la création ultérieure des courbes de chargements déplacements ou les chemins de contrainte. Durant l'exécution des calculs, les informations relatives aux points sélectionnés sont sauvegardées dans un fichier séparé. Les points

présélectionnés sur le modèle numérique sont indiqués par des lettres alphabétiques, qui sont montrés dans les figures III.11 :

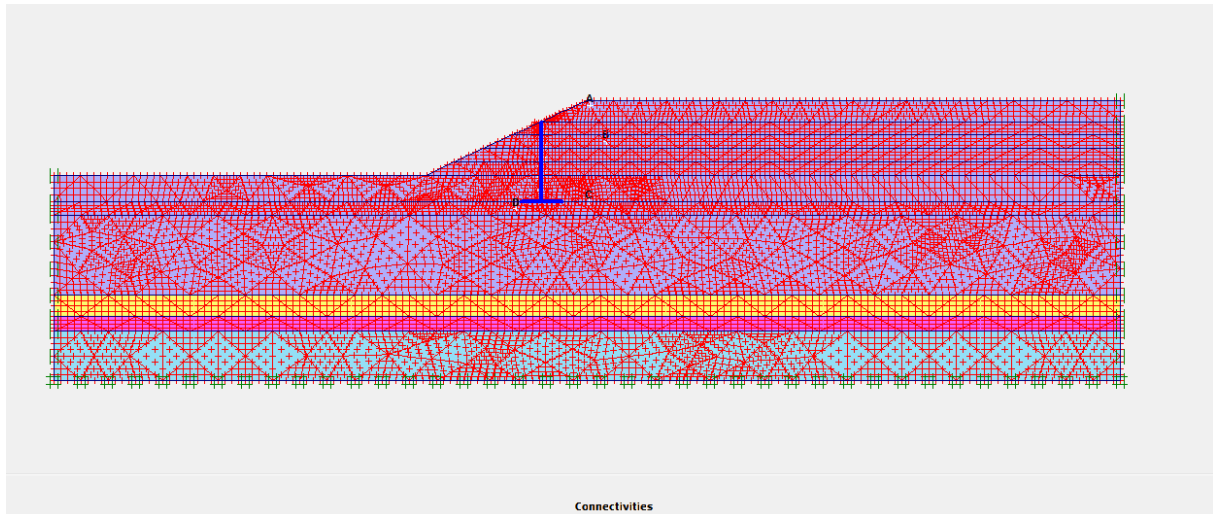


Figure III.11 : points sélectionnés pour le control des déplacements.

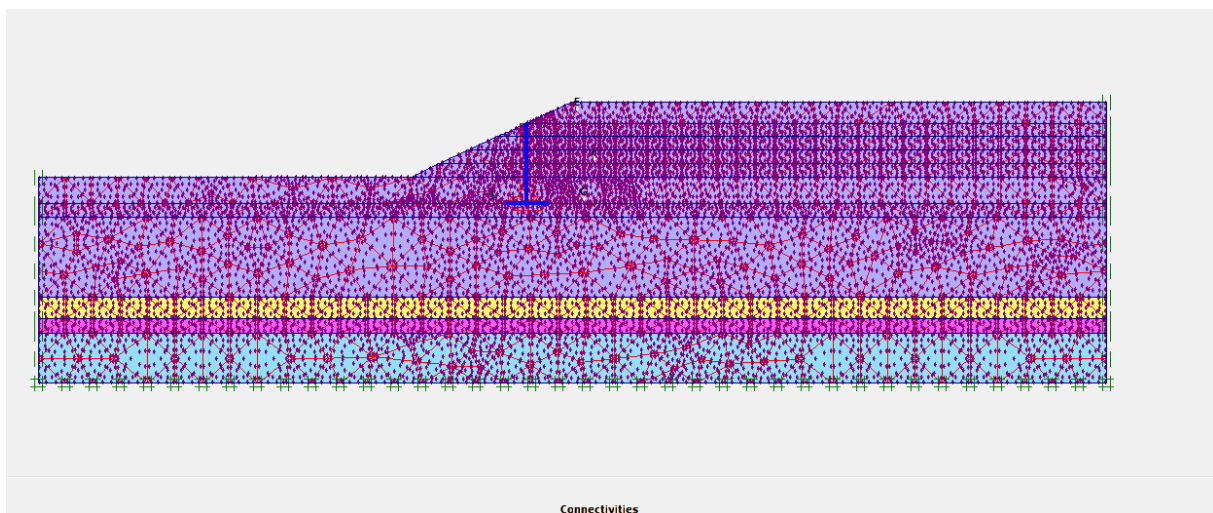


Figure III.12 : points sélectionnés pour le control des contraintes.

- **Finalisation des calculs**

Dans la procédure Load advancement ultimate level, sélectionnée pour cette analyse, le calcul progresse jusqu'à ce que l'un des trois critères suivants soit vérifié :

- Le nombre maximal d'étape additionnelles 'additional calculation steps' est atteint;
- La totalité du chargement spécifié est appliquée;
- Une charge de rupture est atteinte. La rupture est assumée quand la charge appliquée diminue en magnitude dans deux étapes successive du calcul.

Une fois le calcul est terminé, la liste des phases de calcul est mise à jour, et message correspondant apparait dans la fenêtre log info box, un calcul réussi est indiqué dans la liste

par un marquage vert. Un exemple de liste de calcul mise à jour est montré dans La figure III.13 :

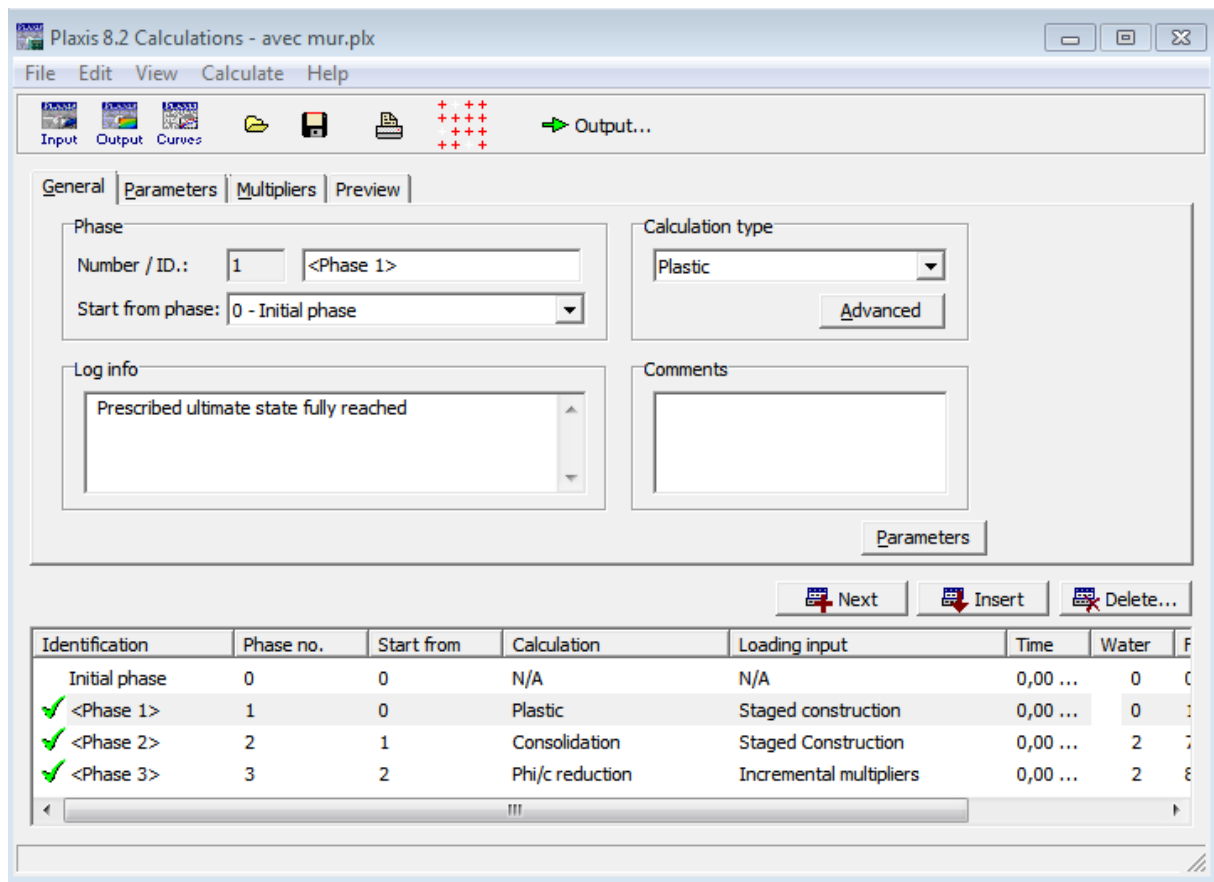


Figure III.13 : fenêtre de calcul réussi des phases de calcul.

III.4.6 Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c reduction)

Un calcul de coefficient de sécurité dans PLAXIS peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé Phi-c reduction et constitue un type de calcul à part entière. Le calcul de coefficient de sécurité (Phi-c reduction) doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite calculer un coefficient de sécurité global pour une situation donnée. Une analyse de sécurité peut être réalisée après chaque phase de calcul individuelle et donc pour chaque étape de construction. Cependant, notons qu'une phase Phi-c reduction ne peut être utilisée comme condition de départ pour une autre phase de calcul car elle se termine sur une situation de rupture. Il est donc conseillé de définir toutes les analyses de sécurité à la fin de la liste des phases de calcul et d'utiliser le paramètre Start from phase pour définir la phase de référence de chaque phase d'analyse de coefficient de sécurité.

Lors d'un calcul de coefficient de sécurité, aucune charge ne peut être augmentée. En fait, le calcul Phi-c reduction est un type particulier de calcul plastique. La saisie d'un incrément de temps n'a en général pas de signification dans ce cas.

Lorsque le type Phi-c reduction est sélectionné dans des projets incluant des modèles de sol avancés, ces modèles vont en fait se comporter comme le modèle standard de Mohr-Coulomb, puisque que le comportement en raideur dépendant des contraintes et les effets de l'écroûissage sont exclus de ce type d'analyse. La raideur est calculée au début de la phase de calcul et reste constante jusqu'à ce que celle-ci soit terminée.

- **Msf, SMSf:**

Ces coefficients sont associés à l'option de réduction des caractéristiques mécaniques (Phi-c reduction) de PLAXIS pour le calcul de coefficients de sécurité.

Le coefficient global SMSf est défini comme le rapport des paramètres de résistance d'origine et des paramètres réduits ; il contrôle la réduction de tanf et une étape donnée de l'analyse. SMSf vaut 1,0 au début d'un calcul pour affecter à tous les matériaux leurs caractéristiques non réduites. Msf permet de préciser l'incrément du facteur de réduction des caractéristiques à appliquer pour le premier pas de calcul. Cet incrément vaut par défaut 0,1, ce qui est généralement une bonne valeur de départ.

La figure III.14 montre un exemple de facteur de sécurité.

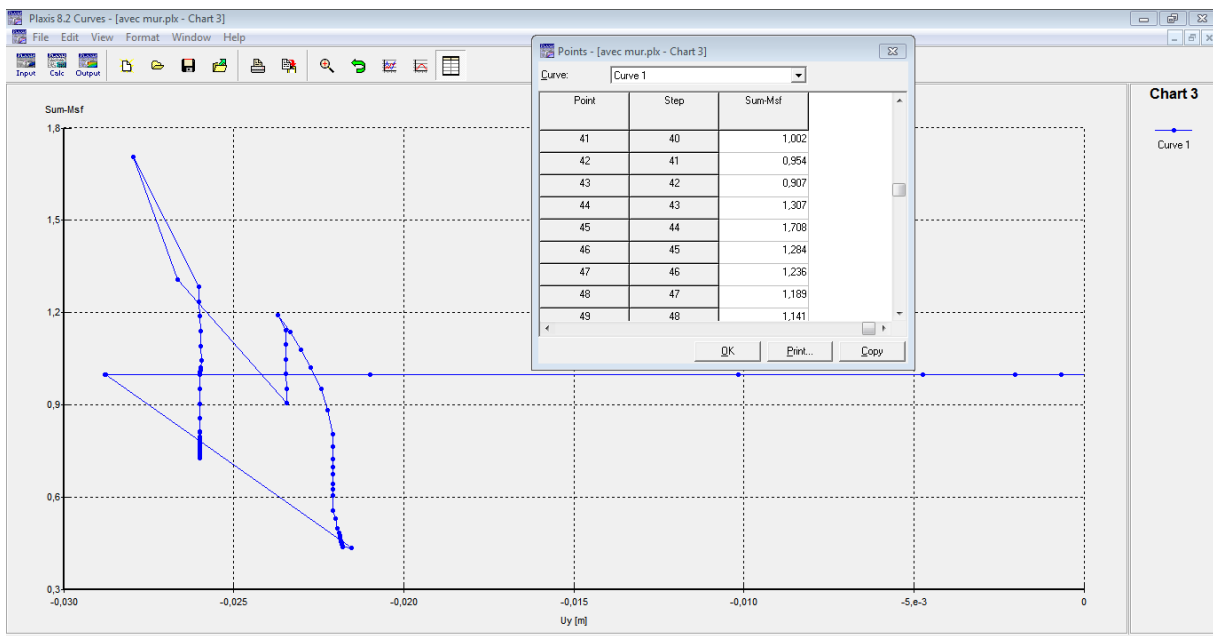


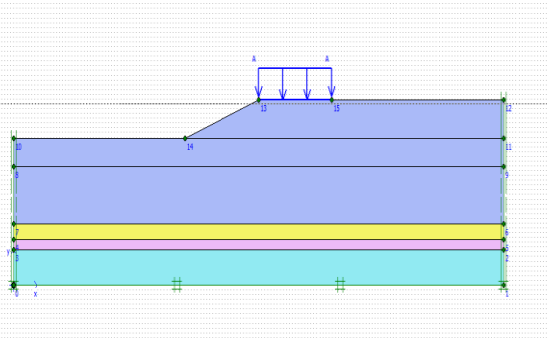
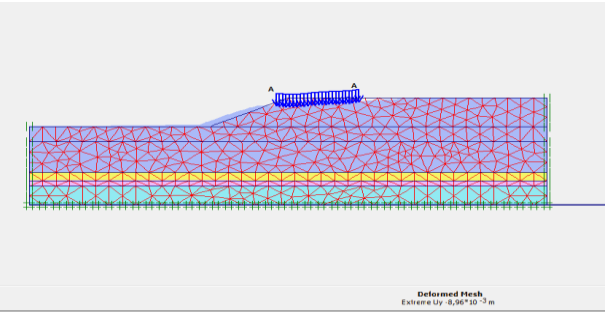
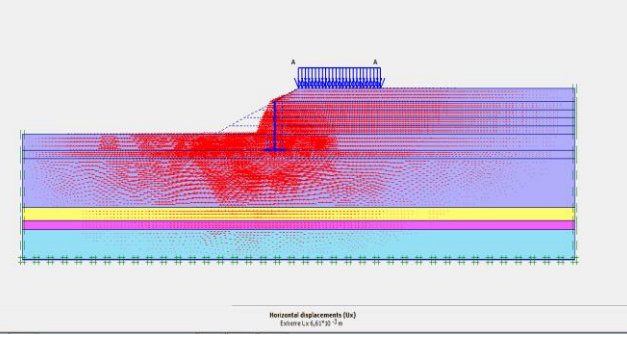
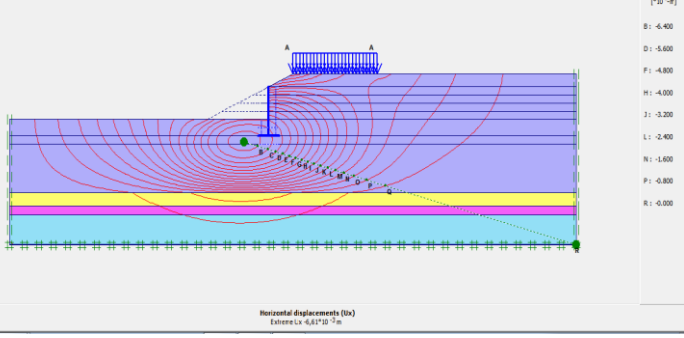
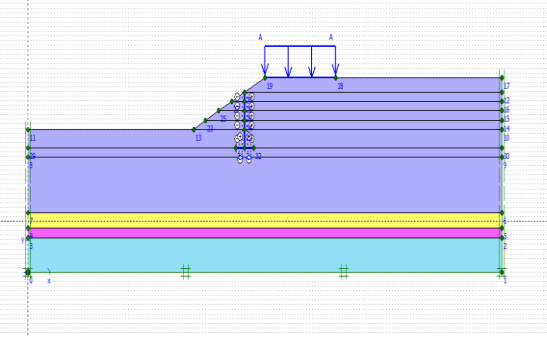
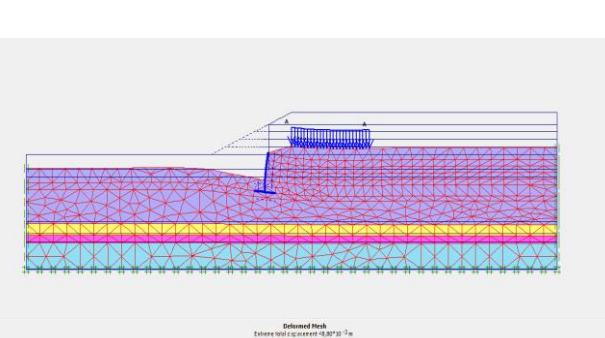
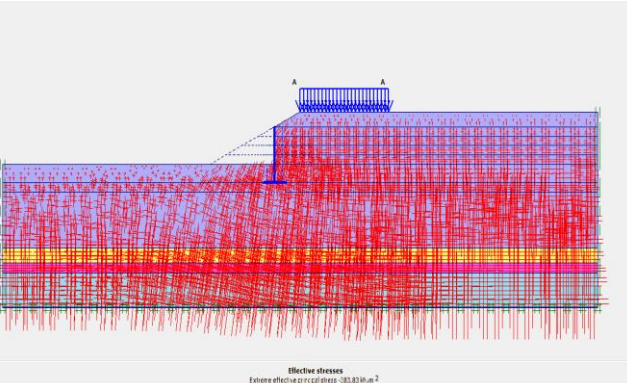
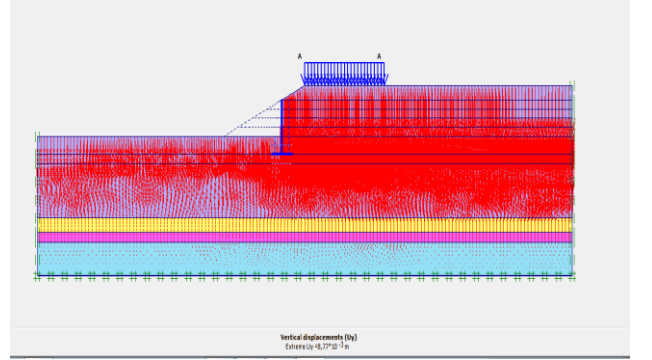
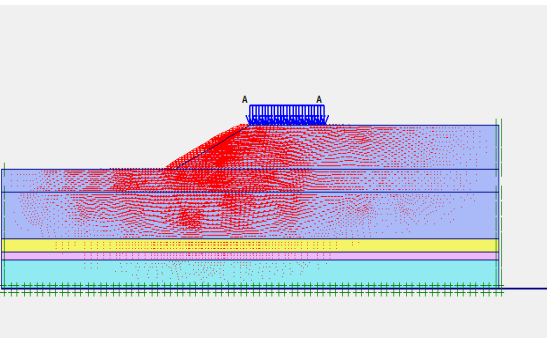
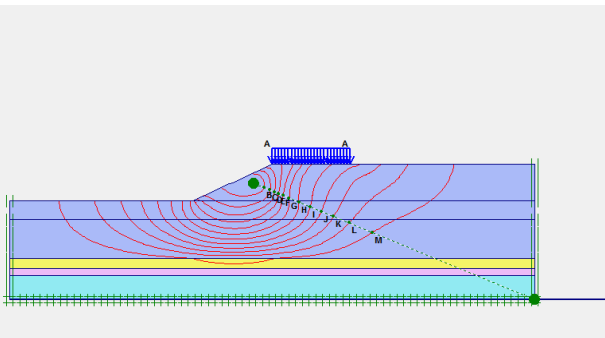
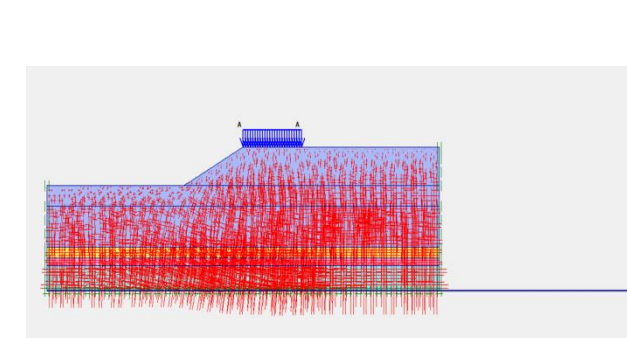
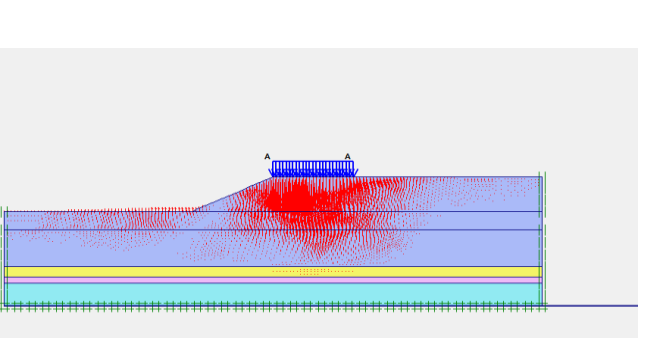
Figure III.14 : exemple de facteur de sécurité.

III.6 RESULTATS NUMERIQUES

Le modèle en 2D ainsi que le maillage et la déformée associé sont représentés dans le tableau III.12, sans et avec mur.

Ainsi que la variation des contraintes et des déplacements.

Tableau III. 12 : le maillage, la déformée et la variation des contraintes et des déplacements.

<i>Vue en 2D du modèle et le maillage sans mur (SM)</i>			
	 <p>Deformed Mesh Extreme Ux 0,96710⁻³ m</p>	 <p>Effective stress Extreme effective principal stress 37,838 kN/m²</p>	 <p>Horizontal displacements (Ux) Extreme Ux 4,82710⁻³ m</p>
<i>Le modèle en 2D (SM)</i>	<i>Le maillage et la déformée (SM)</i>	<i>La variation de déplacement (AM)</i>	
<i>Vue en 2D du modèle et le maillage avec mur (AM)</i>			
	 <p>Deformed Mesh Extreme Ux 12,52710⁻³ m</p>	 <p>Effective stress Extreme effective principal stress 38,838 kN/m²</p>	 <p>Vertical displacements (Uy) Extreme Uy 9,775710⁻³ m</p>
<i>Le modèle en 2D (AM)</i>	<i>Le maillage et la déformée (AM)</i>	<i>La variation de la contrainte effective (AM)</i>	<i>La variation de déplacement vertical (AM)</i>
 <p>Horizontal displacements (Ux) Extreme Ux 12,52710⁻³ m</p>	 <p>Horizontal displacements (Ux) Extreme Ux -12,52710⁻³ m</p>	 <p>Effective stress Extreme effective principal stress 37,838 kN/m²</p>	 <p>Vertical displacements (Uy) Extreme Uy 9,96710⁻³ m</p>
<i>La variation de déplacement (SM)</i>		<i>La variation de la contrainte effective (SM)</i>	<i>La variation de déplacement vertical(SM)</i>

- **Variation des contraintes :**

Les figures ci-dessous, montre la variation des contraintes σ'_{xx} et σ'_{yy} dans le sol sans et avec mur, ainsi que la variation de coefficient de sécurité.

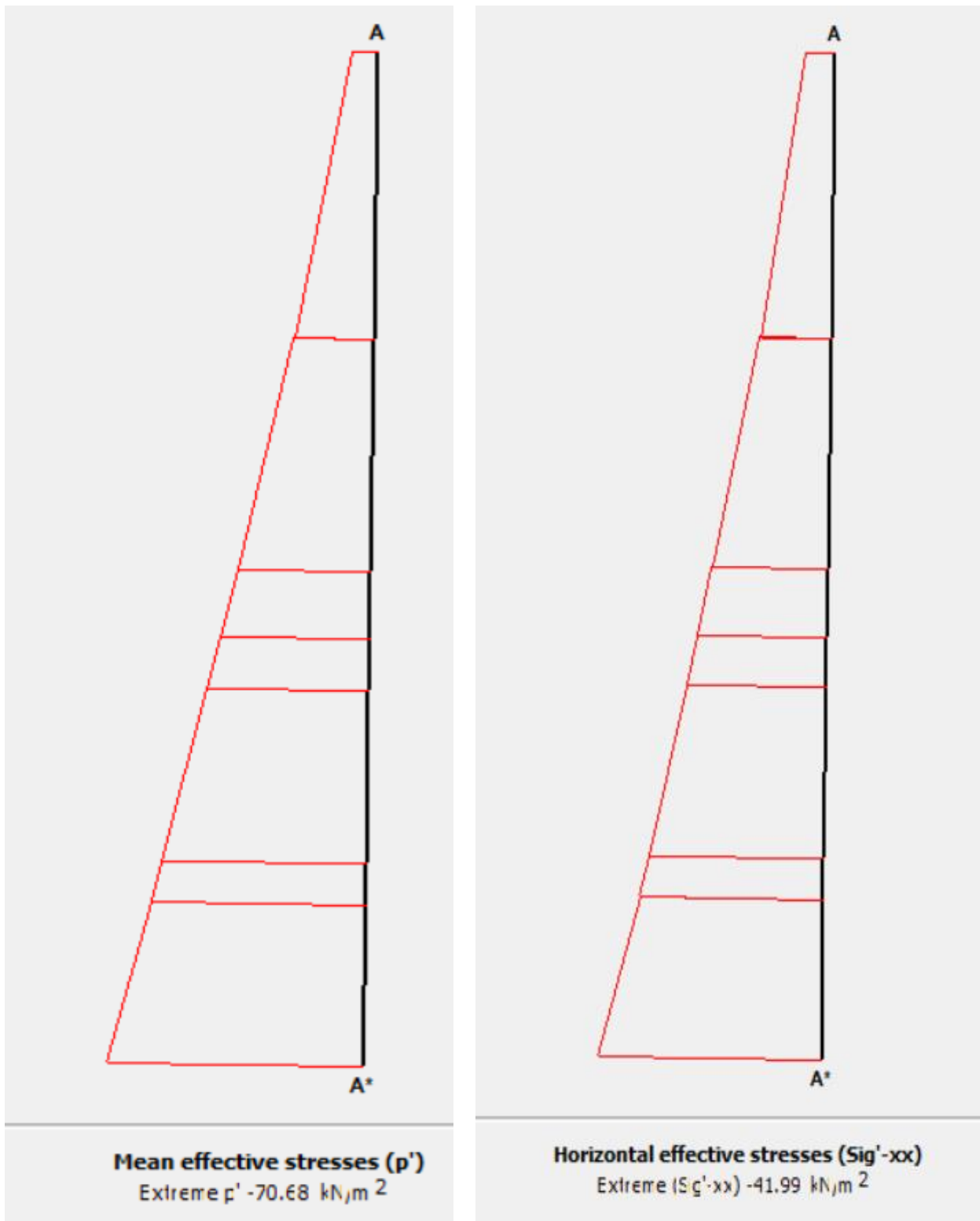


Figure III.15 : La variation de la contrainte effective moyenne et horizontale sans mur.

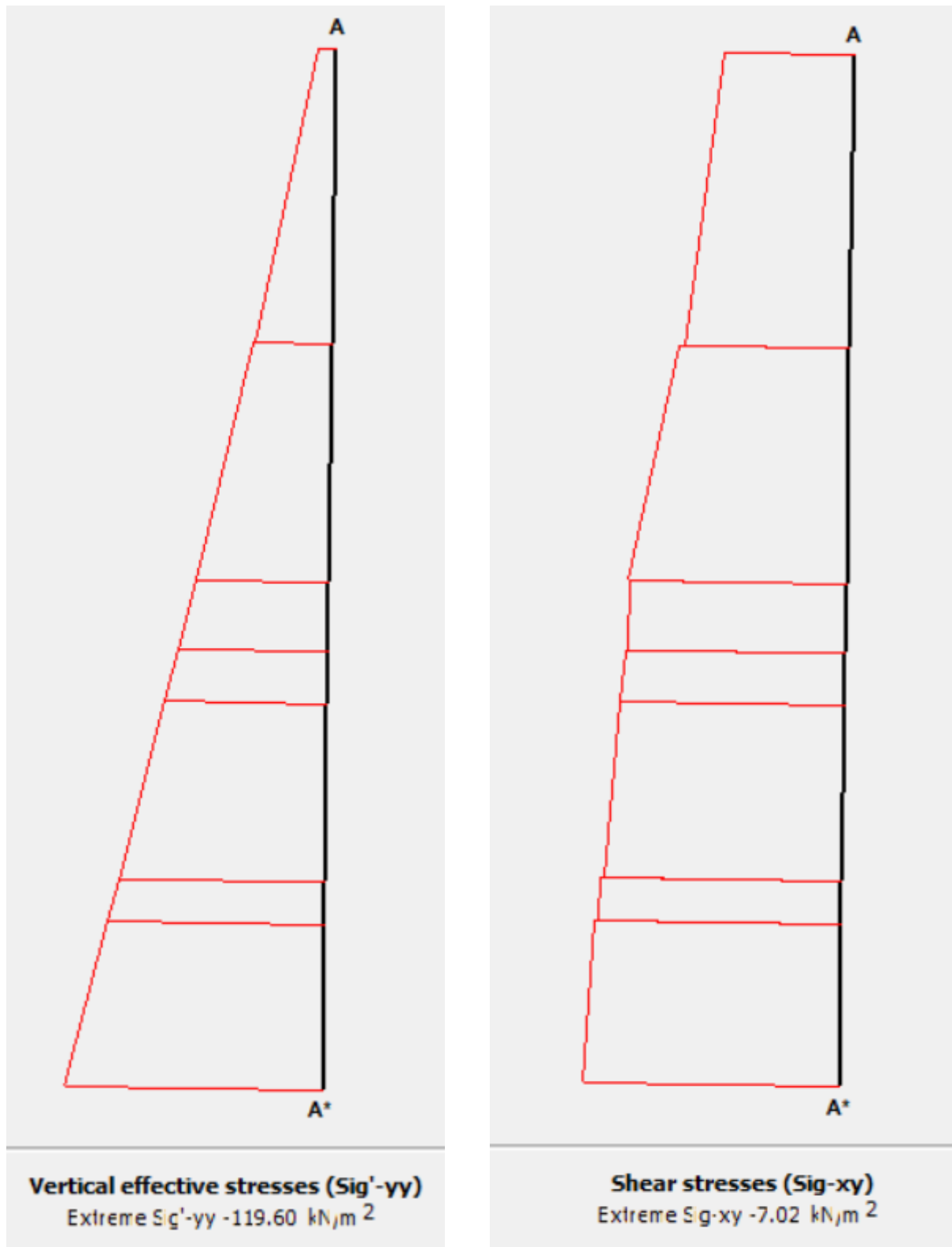


Figure III.16 : La variation de la contrainte effective verticale et la contrainte de cisaillement sans mur.

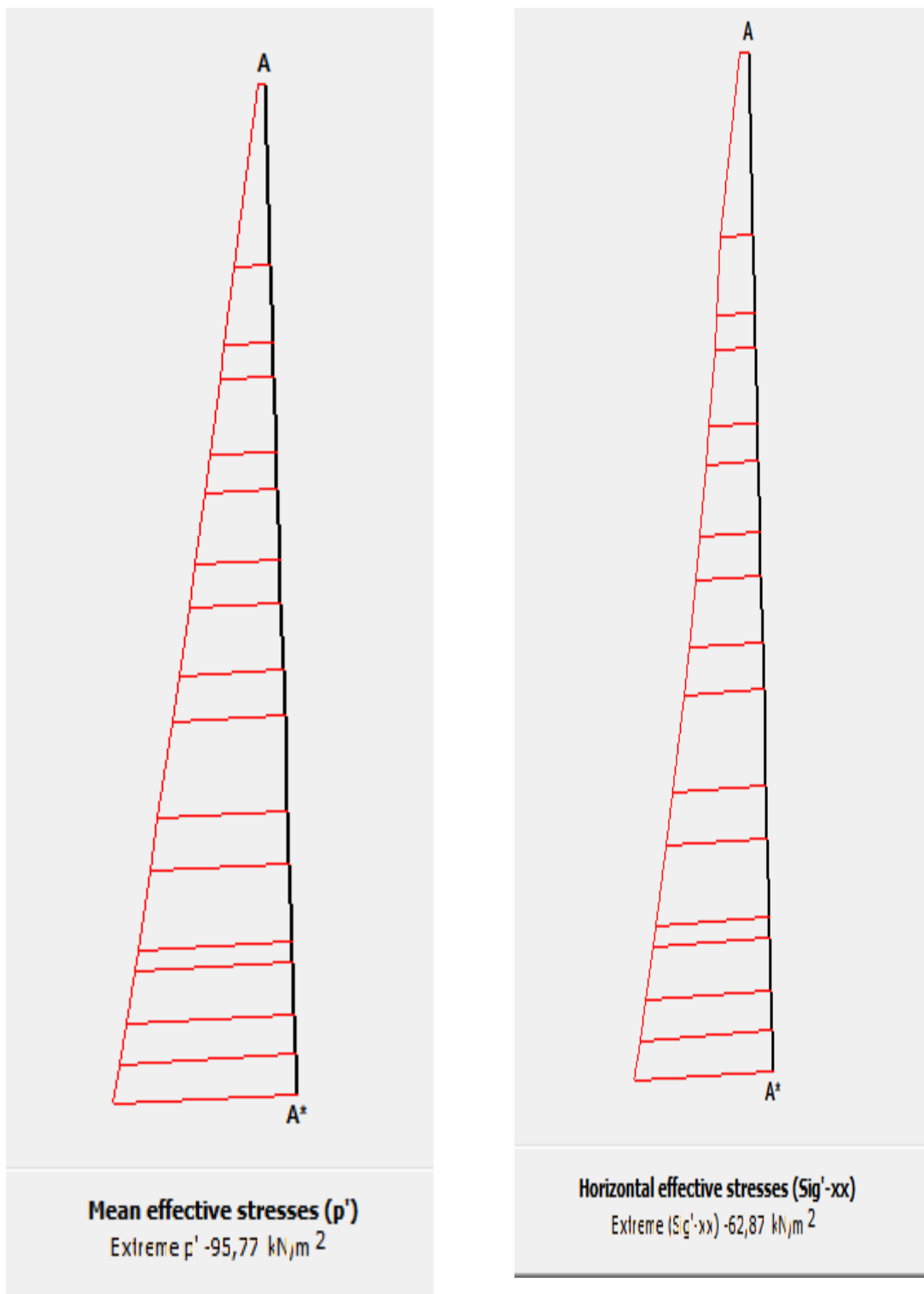


Figure III.17 : La variation de la contrainte effective moyenne et horizontale avec mur.

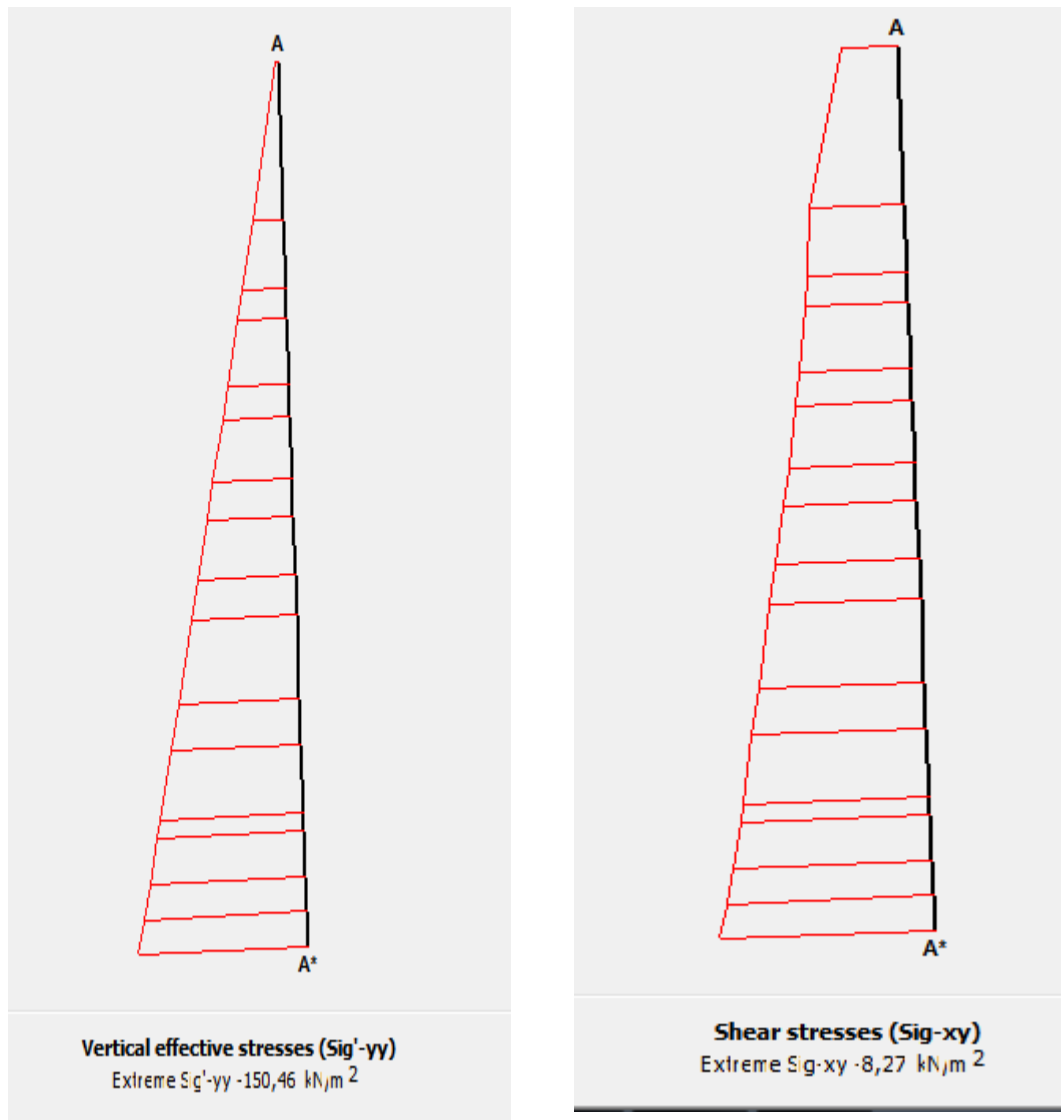


Figure III.18 : La variation de la contrainte effective verticale et la contrainte de cisaillement avec mur.

Commentaire

Les figures III.15 et III.17 présentent la variation des contraintes effectives horizontales et les contraintes moyennes en fonction de la profondeur dans le cas d'un talus renforcé avec mur et sans mur, nous remarquons dans le cas sans mur que la contrainte moyenne a une valeur maximale égale à $\sigma'_{max.sans\ mur} = -70,68 \frac{KN}{m^2}$ et $\sigma'_{max.avec\ mur} = -95,77 \frac{KN}{m^2}$ dont $x = 8\ m$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur minimale qui est égale à $\sigma'_{min.sans\ mur} = -2,87\text{KN}/m^2$ et $\sigma'_{min.avec\ mur} = -3,48\text{KN}/m^2$ à la tête du mur. Et la contrainte effective horizontale sa valeur maximale est $\sigma'_{max\ XX.sans\ mur} = -41,99\text{KN}/m^2$ et $\sigma'_{max\ XX.avec\ mur} = -62,87\text{KN}/m^2$ dont $x = 8\ m$, par la suite elle varie jusqu'à

atteindre une valeur minimale qui est égale à $\sigma'_{minXX.sans\ mur} = -4,25KN/m^2$ et $\sigma'_{minXX.avec\ mur} = -5.15 KN/m^2$ à la tête du mur.

Les figures III.16 et III.18 présentent la variation des contraintes effectives verticales et les contraintes de cisaillements en fonction de la profondeur dans le cas d'un talus renforcé avec mur et sans mur, nous remarquons dans le cas sans mur que la contrainte effective a une valeur maximale égale à $\sigma'_{maxYY.sans\ mur} = -119,60 KN/m^2$ et $\sigma'_{maxYY.avec\ mur} = -150,46 KN/m^2$ dont $x = 8 m$, par la suite elle variée jusqu'à atteindre une valeur minimale qui est égale à $\sigma'_{minYY.sans\ mur} = -4,41KN/m^2$ et $\sigma'_{minYY.avec\ mur} = -4.74KN/m^2$ à la tête du mur. Et la contrainte de cisaillement sa valeur maximale est $\tau_{max.sans\ mur} = -7,02 KN/m^2$ et $\tau_{max.avec\ mur} = -8,27 KN/m^2$ dont $x = 8 m$, par la suite elle variée jusqu'à atteindre une valeur minimale qui est égale à $\tau_{min.sans\ mur} = -2.17KN/m^2$ et $\tau_{max.avec\ mur} = -1,095 KN/m^2$ à la tête du mur.

On analysant les diagrammes des contraintes, on caste que dans le cas des contraintes effectives horizontales on a une différence de $\Delta\sigma'_{XX} = 25,09 KN/m^2$ et pour les contraintes effectives horizontales $\Delta\sigma'_{XX} = 20,88KN/m^2$.

On caste que dans le cas des contraintes effectives verticales on a une différence de $\Delta\sigma'_{yy} = 30,88KN/m^2$ et pour la contrainte de cisaillement est $\Delta\tau = 1,25 KN/m^2$.

- **Facteur de sécurité**

Le résultat donné par PLAXIS pour le coefficient de sécurité avec mur est très proche de la valeur trouvée par le calcul statique.

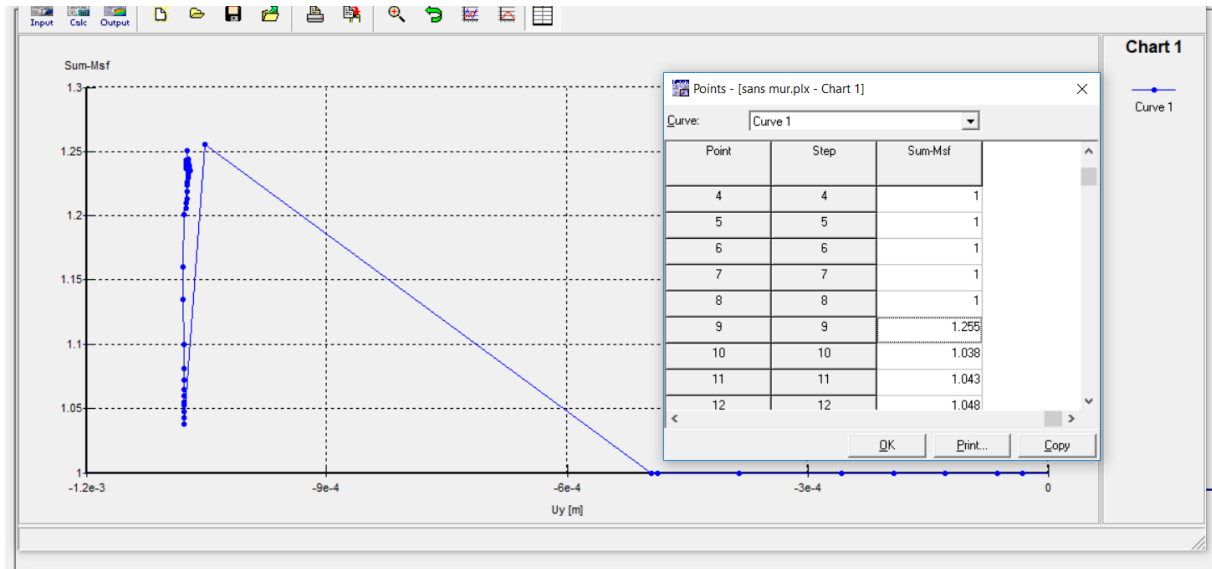


Figure III.19 : Le coefficient de sécurité $F_s=1.225$ sans mur.

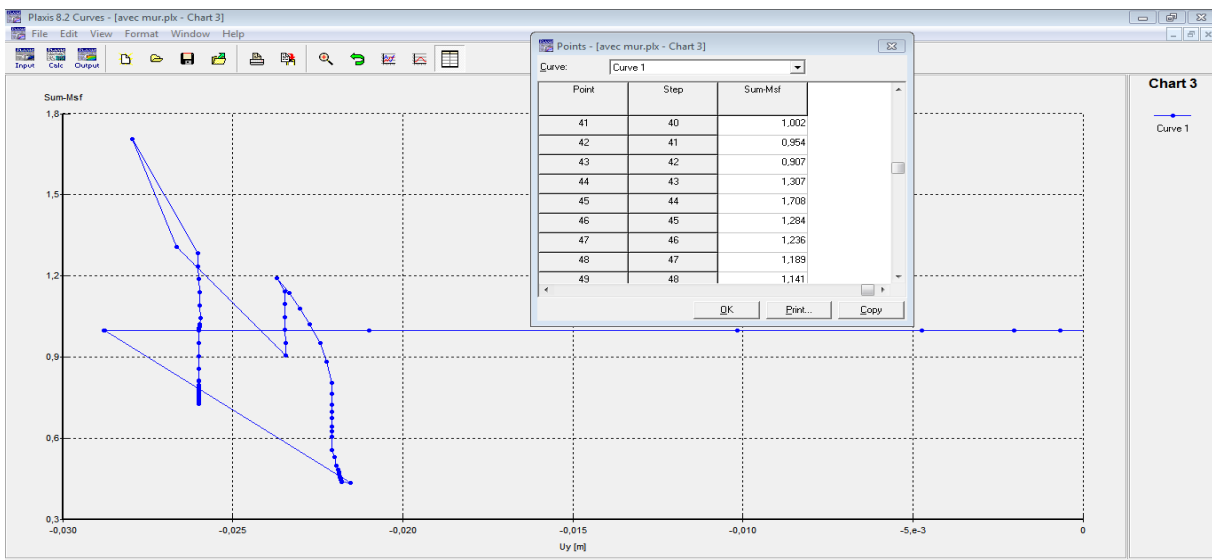


Figure III.20 : Le coefficient de sécurité $F_s=1.7$ avec mur.

Commentaire

Les figures III.19 et III.20 représente les valeurs de coefficient de sécurité déduites de la modélisation par PLAXIS 2D. Dans le cas d'un talus sans renforcement on a $F_s=1,225 < 1,5$ ce qui implique que le talus est instable, et pour le cas de talus renforcé par mur $F_s=1,7 > 1,5$ la stabilité est vérifiée, on remarque la présence de mur va induire la stabilité de talus.

- **Etude comparative**

Dans cette partie on va s'intéresser à l'étude comparative de la stabilité de talus sans et avec mur, en représentant la variation des différents paramètres en fonction de la profondeur.

Les figures ci-dessous représente la variation de déplacement, contrainte de cisaillement, contraintes effectives et la déformation en fonction de la profondeur.

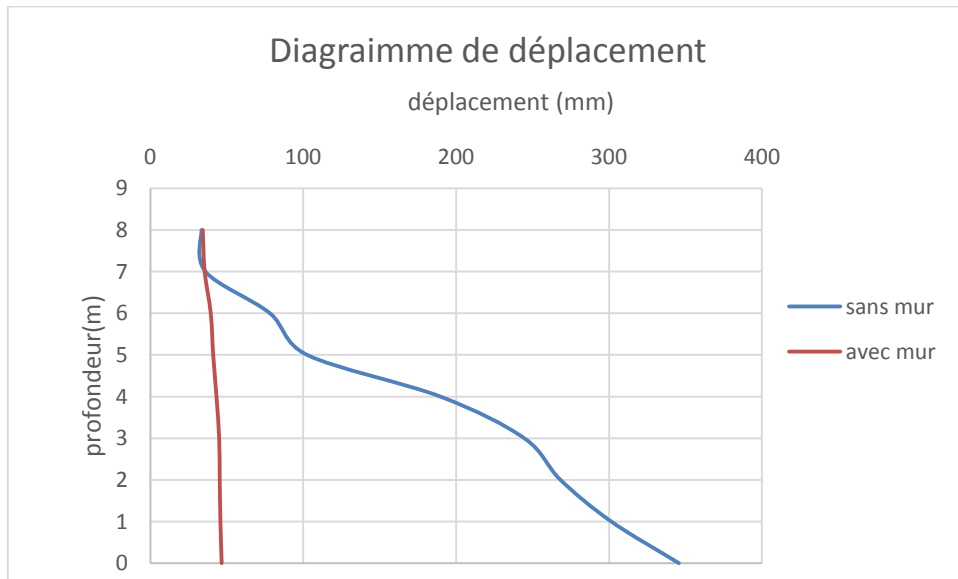


Figure III.21 : La variation de déplacement en fonction de la profondeur.

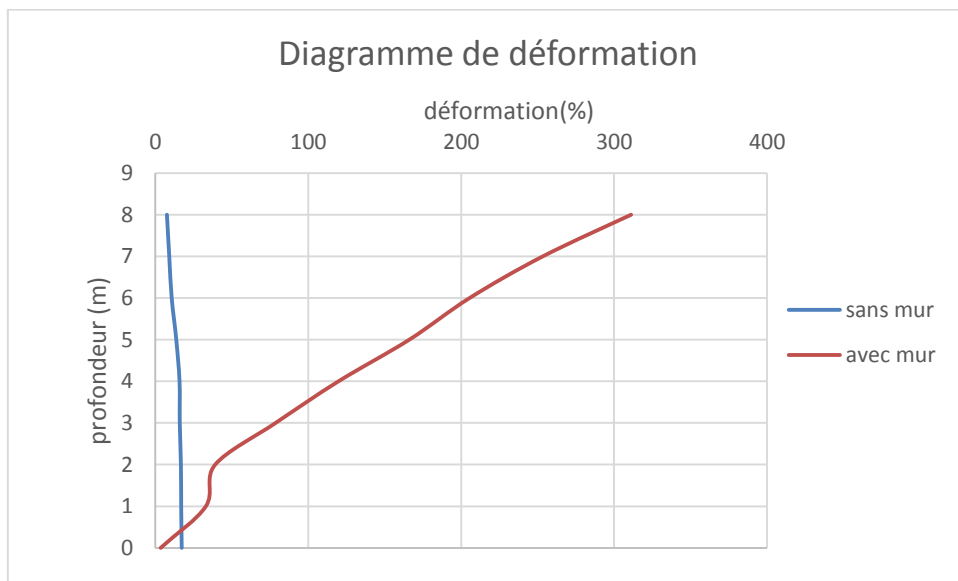


Figure III.22 : La variation de déformation en fonction de la profondeur.

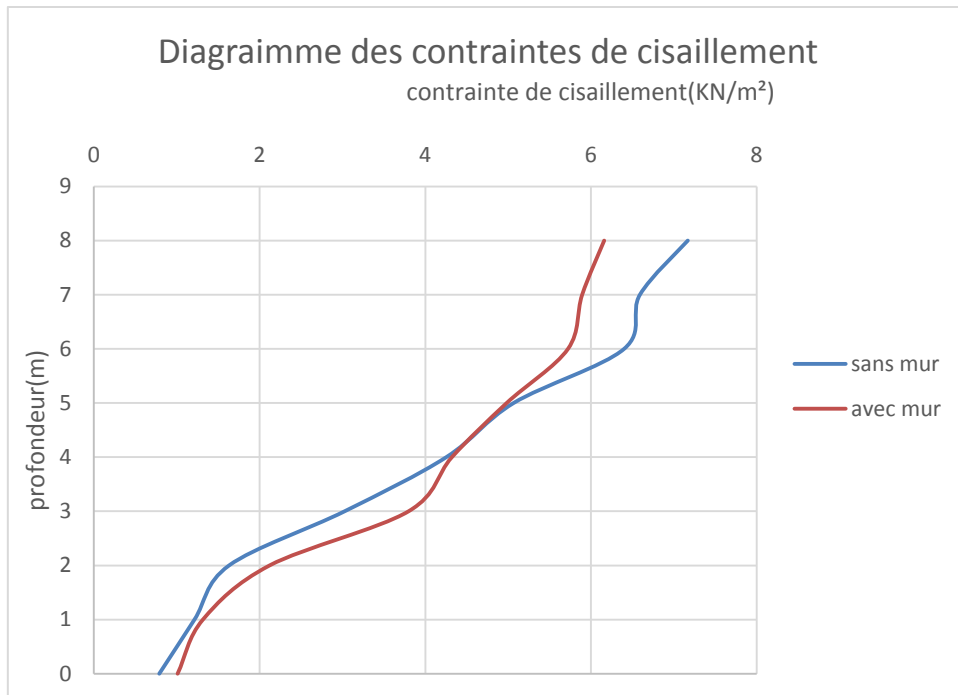


Figure III.23 : La variation de contraintes de cisaillement en fonction de la profondeur.

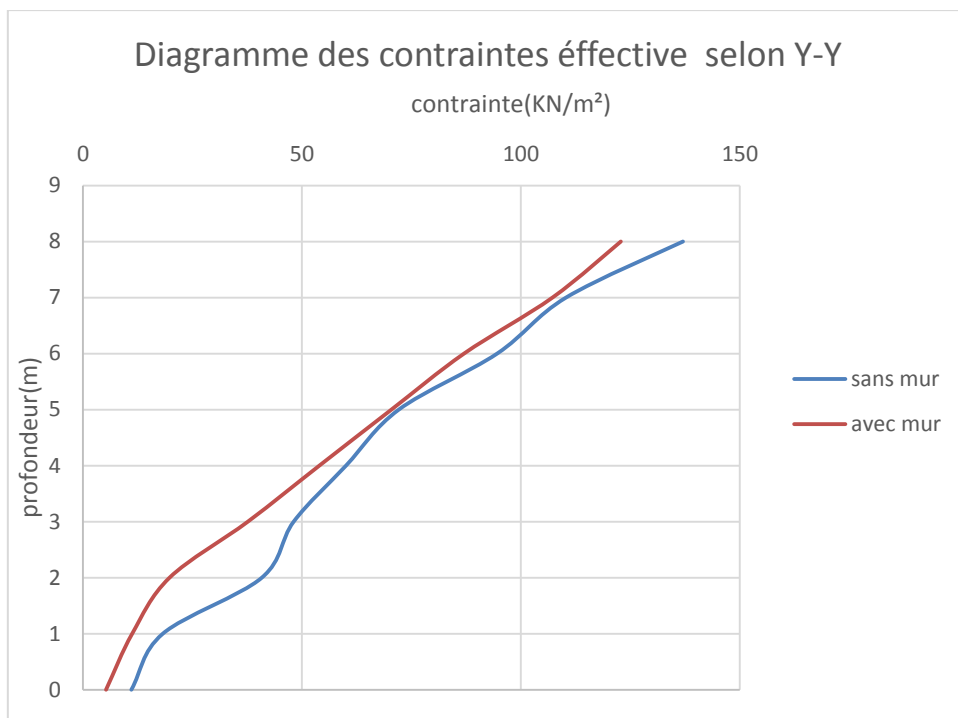


Figure III.24 : La variation de contraintes effectives selon Y-Y en fonction de la profondeur.

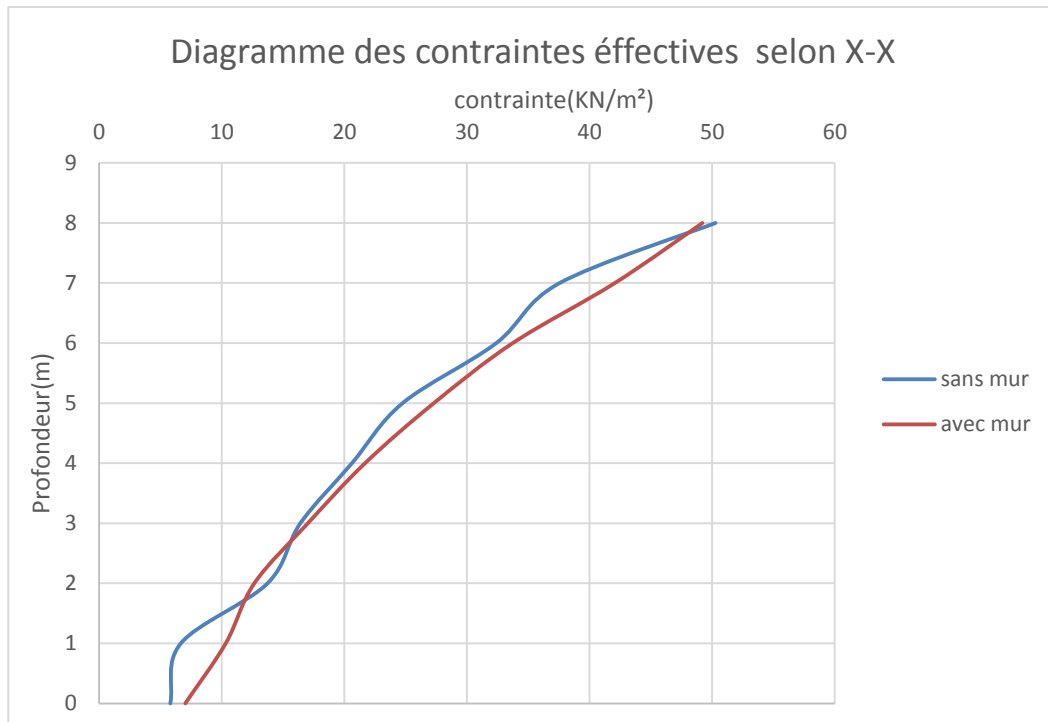
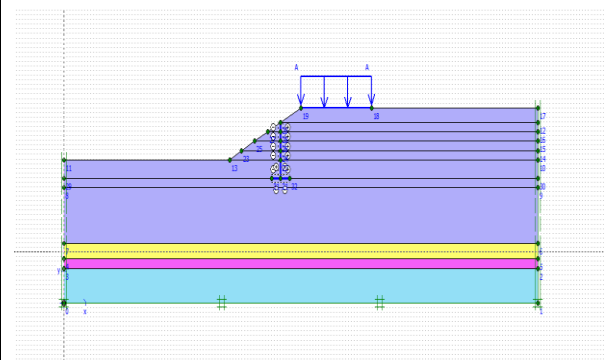
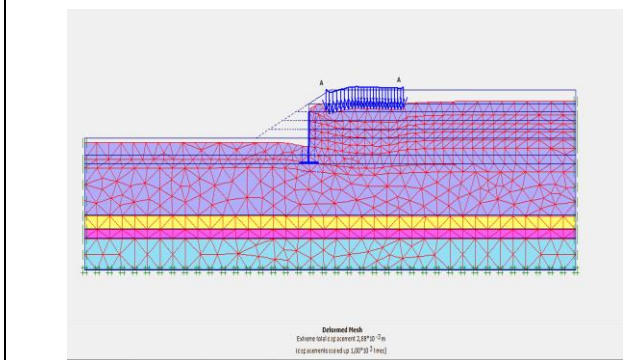
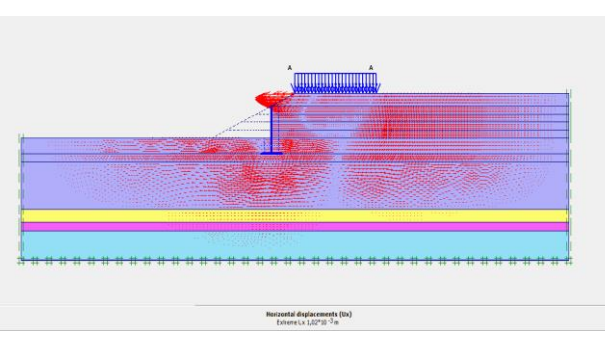
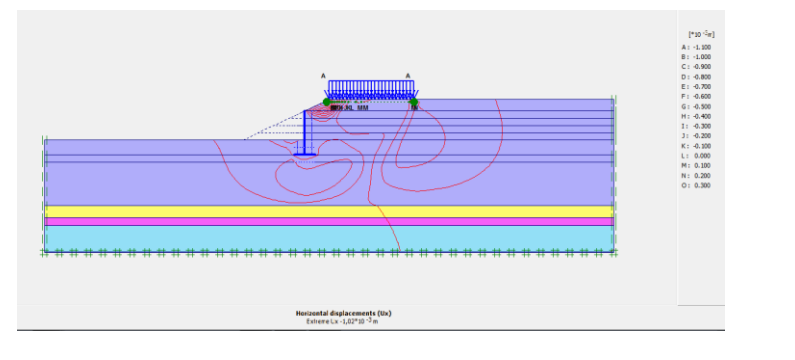
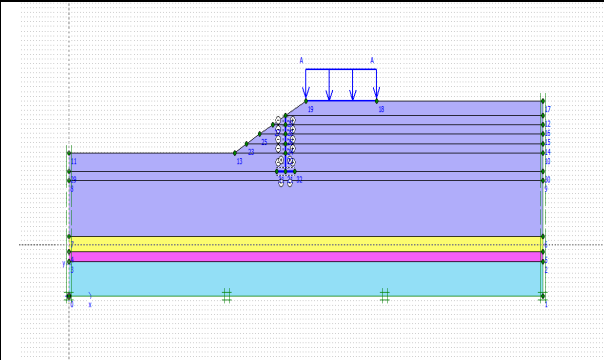
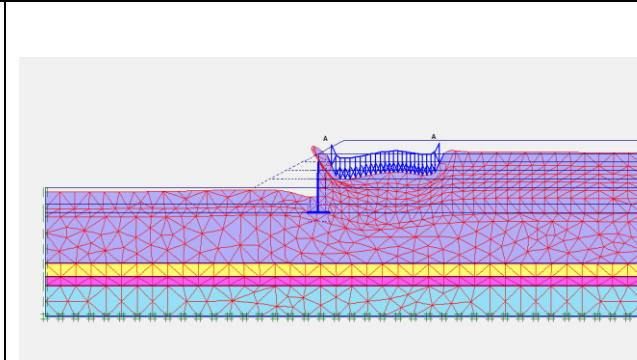
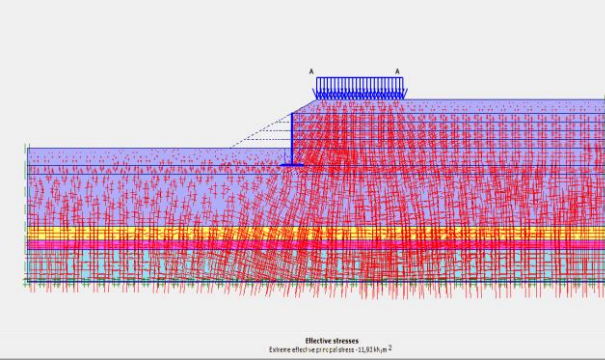
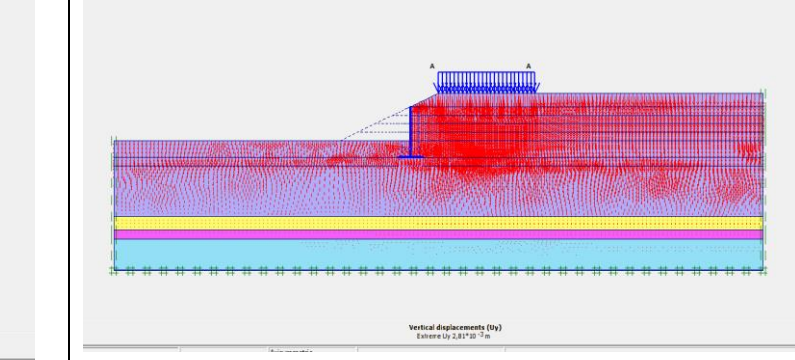
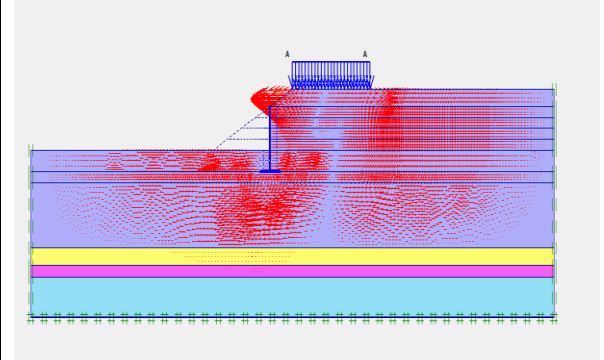
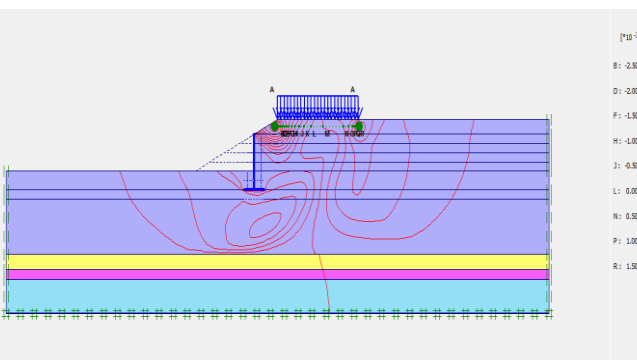
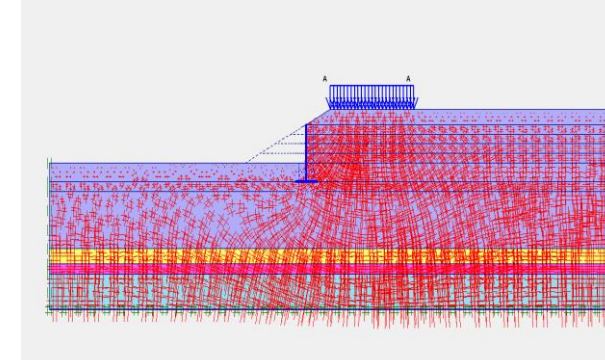
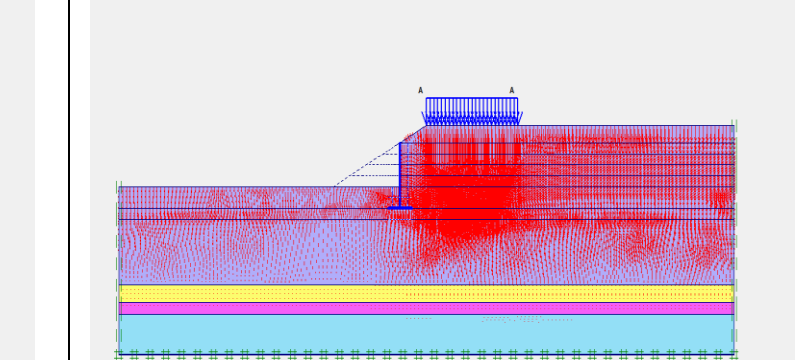


Figure III.25: La variation de contraintes effectives selon X-X en fonction de la profondeur.

Etude paramétrique :

1^{ère} cas : Variation de l'angle de frottement :

Tableau III. 14: le maillage, la déformée et la variation des contraintes et des déplacements.

Vue en 2D du modèle et le maillage $\phi = 20$		La variation de déplacement $\phi = 20$	
			
<i>Le modèle en 2D</i>	<i>Le maillage et la déformé</i>	<i>La variation de déplacement $\phi = 20$</i>	
Vue en 2D du modèle et le maillage $\phi = 10$		La variation de la contrainte effective $\phi = 20$	
			
<i>Le modèle en 2D</i>	<i>Le maillage et la déformé</i>	<i>La variation de la contrainte effective $\phi = 20$</i>	<i>La variation de déplacement vertical $\phi = 20$</i>
La variation de déplacement $\phi = 10$		La variation de la contrainte effective $\phi = 10$	
			
<i>La variation de déplacement $\phi = 10$</i>		<i>La variation de la contrainte effective $\phi = 10$</i>	
		<i>La variation de déplacement vertical $\phi = 10$</i>	

- **Variation des contraintes :**

Les figures ci-dessous, montre la variation des contraintes σ'_{xx} et σ'_{yy} dans le sol avec mur, ainsi que la variation de coefficient de sécurité.

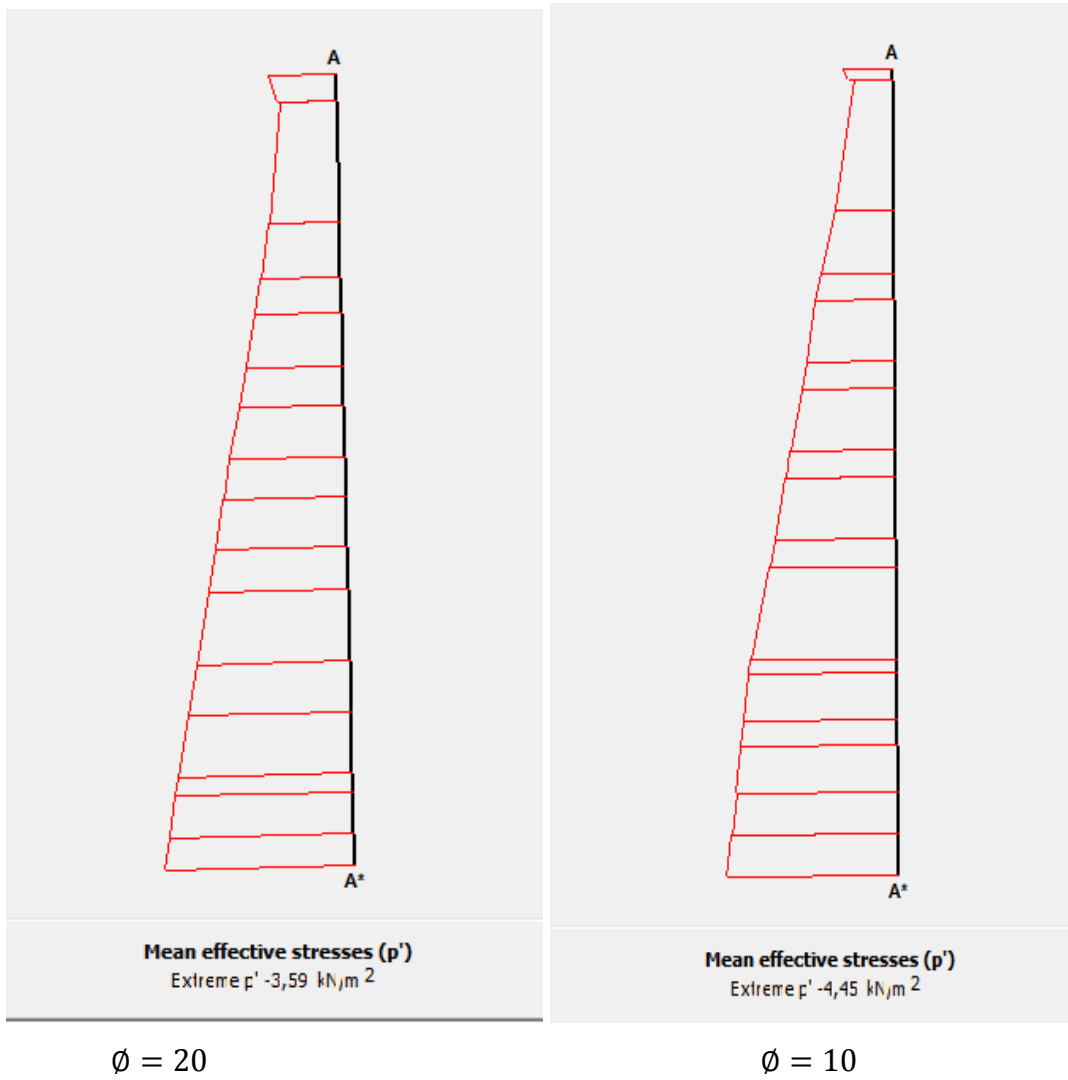
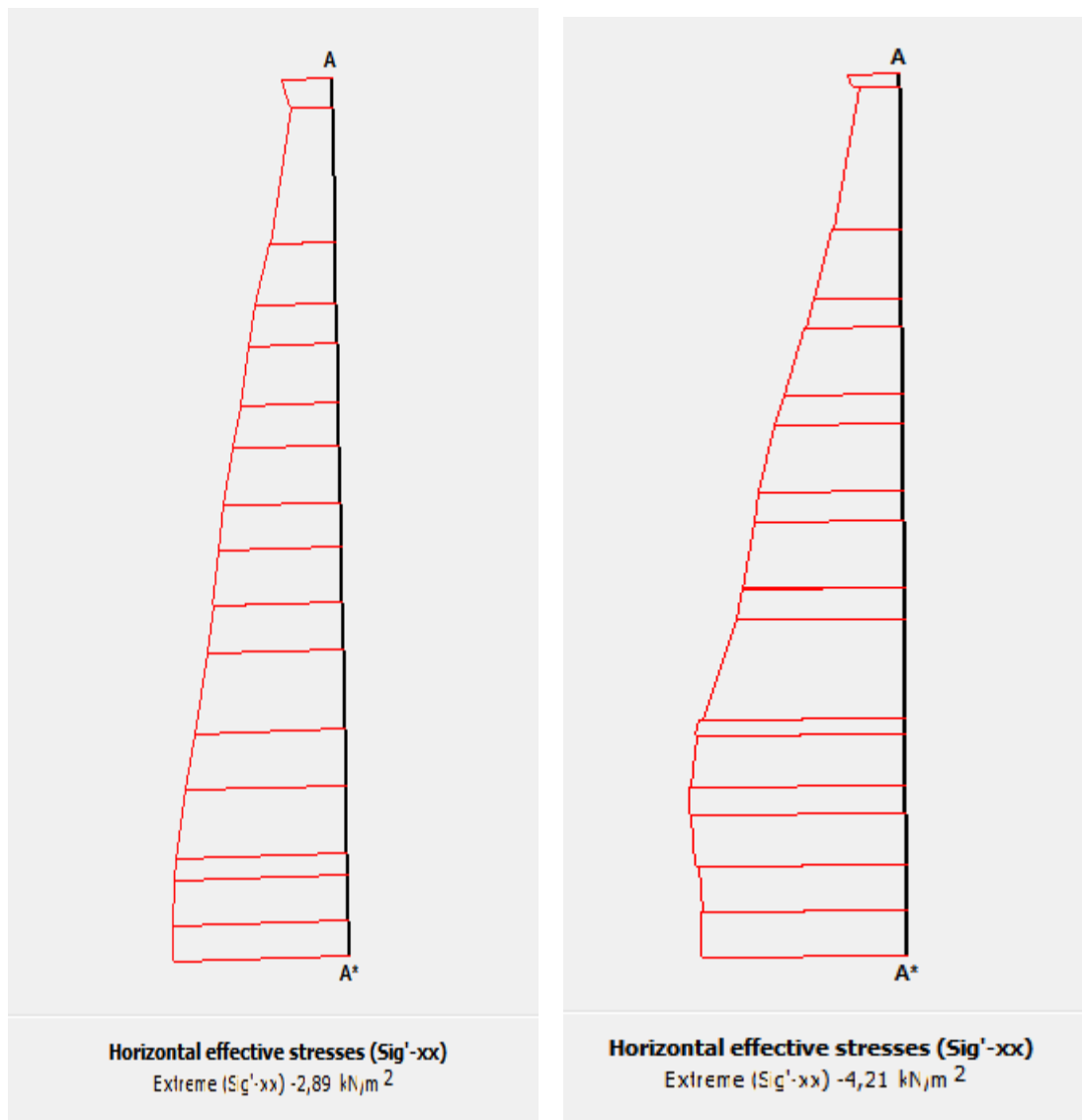


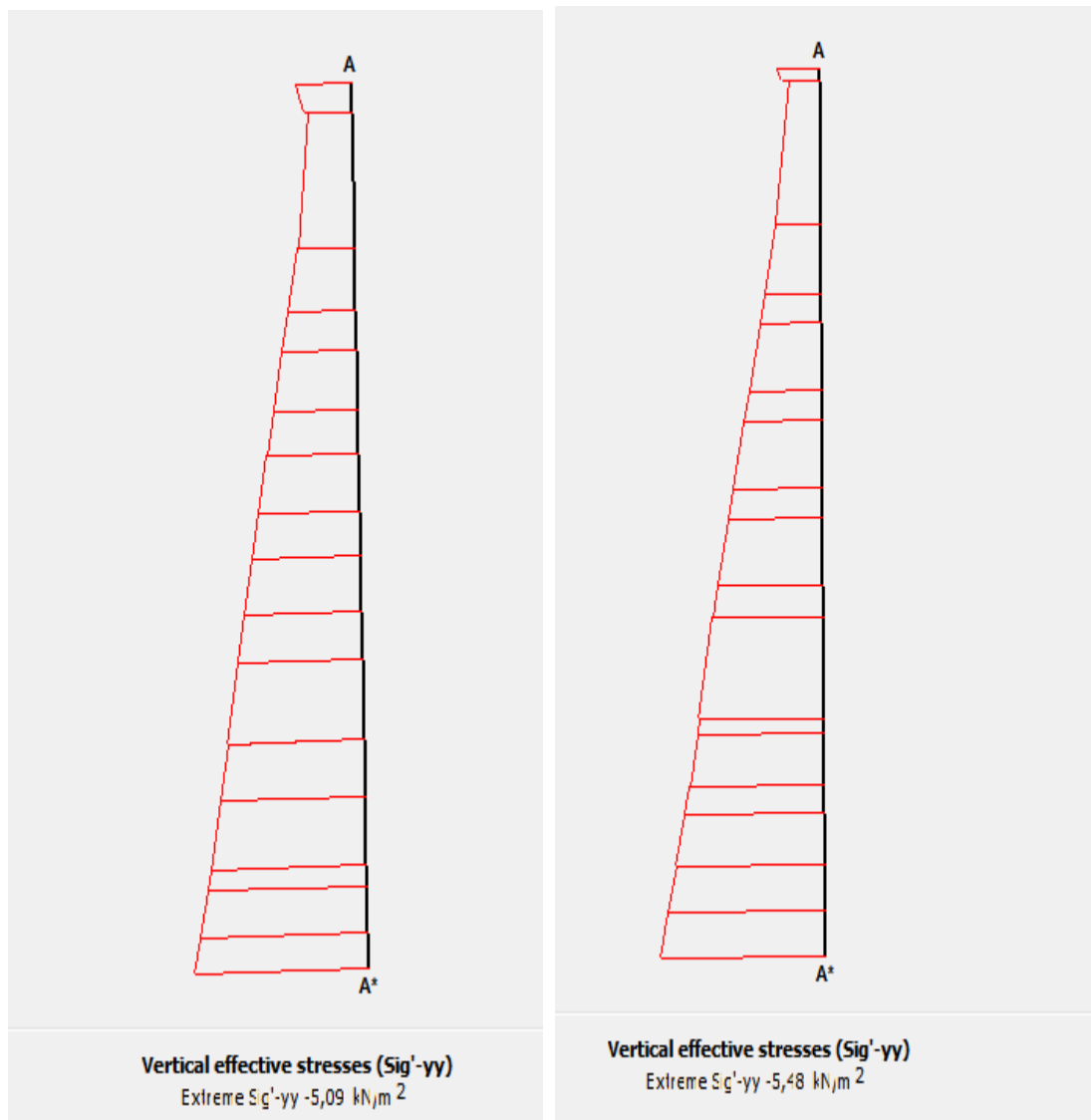
Figure III.26 : La variation de la contrainte effective moyenne avec mur.



$\varnothing = 20$

$\varnothing = 10$

Figure III.27 : La variation de la contrainte horizontale avec mur.



$\phi = 20$

$\phi = 10$

Figure III.28: La variation de la contrainte verticale avec mur.

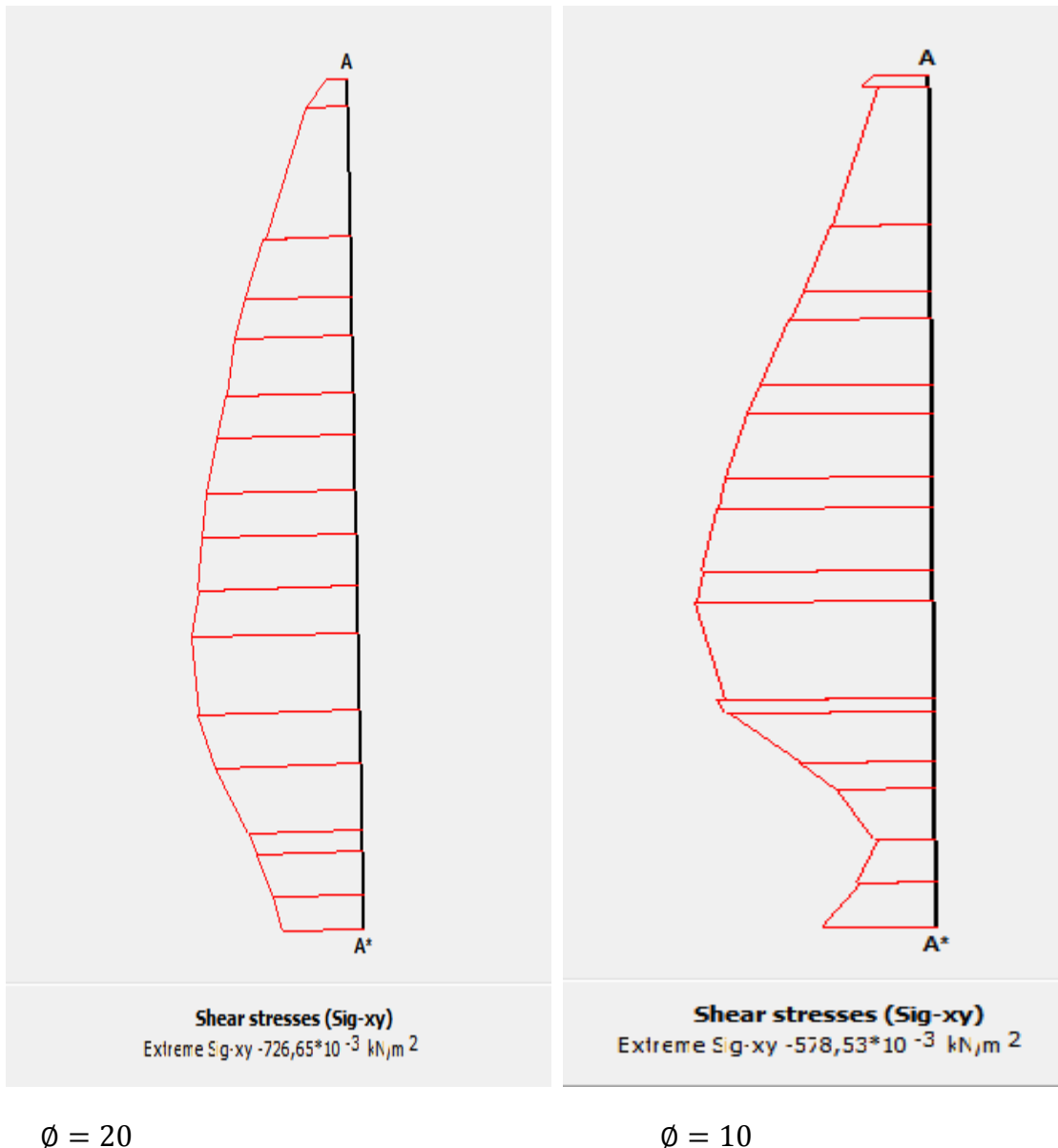


Figure III.29: La variation de la contrainte de cisaillement avec mur.

Commentaire

Les figures III.27 et III.26 représentent la variation des contraintes effectives horizontales et les contraintes moyennes en fonction de la profondeur dans le cas d'un talus renforcé avec mur, avec la variation de l'angle de frottement ($\phi = 20$ et $\phi = 10$), nous remarquons que la contrainte moyenne a une valeur maximale égale à $\sigma'_{max.\phi=20} = -3.59 \frac{KN}{m^2}$ et $\sigma'_{max.\phi=10} = -4.45 \frac{KN}{m^2}$ dont $x = 8 m$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur minimale qui est égale à $\sigma'_{min.\phi=20} = -0.759 KN/m^2$ et $\sigma'_{min.\phi=10} = -0.770 KN/m^2$ à la tête du mur. Et la contrainte effective horizontale sa valeur maximale est $\sigma'_{max\ XX.\phi=20} = -2.89 KN/m^2$ et $\sigma'_{max\ XX.\phi=10} = -4.41 KN/m^2$ dont $x = 8 m$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une

valeur minimale qui est égale à $\sigma'_{minXX\phi=20} = -0.5KN/m^2$ et $\sigma'_{minXX,\phi=10} = -0.627KN/m^2$ à la tête du mur.

Les figures III.28 et III.29 représentent la variation des contraintes effectives verticales et les contraintes de cisaillements en fonction de la profondeur dans le cas d'un talus renforcé avec mur avec la variation de l'angle de frottement ($\phi = 20$ et $\phi = 10$), nous remarquons que la contrainte effective verticale a une valeur maximale égale à $\sigma'_{maxYY,\phi=20} = -5.09KN/m^2$ et $\sigma'_{maxYY,\phi=10} = -5.48KN/m^2$ dont $x = 8m$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur minimale qui est égale à $\sigma'_{minYY,\phi=20} = -0.617KN/m^2$ et $\sigma'_{minYY,\phi=10} = -0.668KN/m^2$ à la tête du mur. Et la contrainte de cisaillement sa valeur maximale est $\tau_{max,\phi=20} = -0.726KN/m^2$ et $\tau_{max,\phi=10} = -0.578KN/m^2$ dont $x = 8m$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur minimale qui est égale à $\tau_{min,\phi=20} = -0.192KN/m^2$ et $\tau_{min,\phi=10} = -0.121KN/m^2$ à la tête du mur.

On analysant les diagrammes des contraintes, on constate que dans le cas des contraintes effectives moyennes on a une différence de $\Delta\sigma'_{XX} = 0.86KN/m^2$ et pour les contraintes effectives horizontales $\Delta\sigma'_{XX} = 1.52KN/m^2$.

On constate que dans le cas des contraintes effectives verticales on a une différence de $\Delta\sigma'_{yy} = 0.39KN/m^2$ et pour la contrainte de cisaillement est $\Delta\tau = -0.148KN/m^2$.

Facteur de sécurité

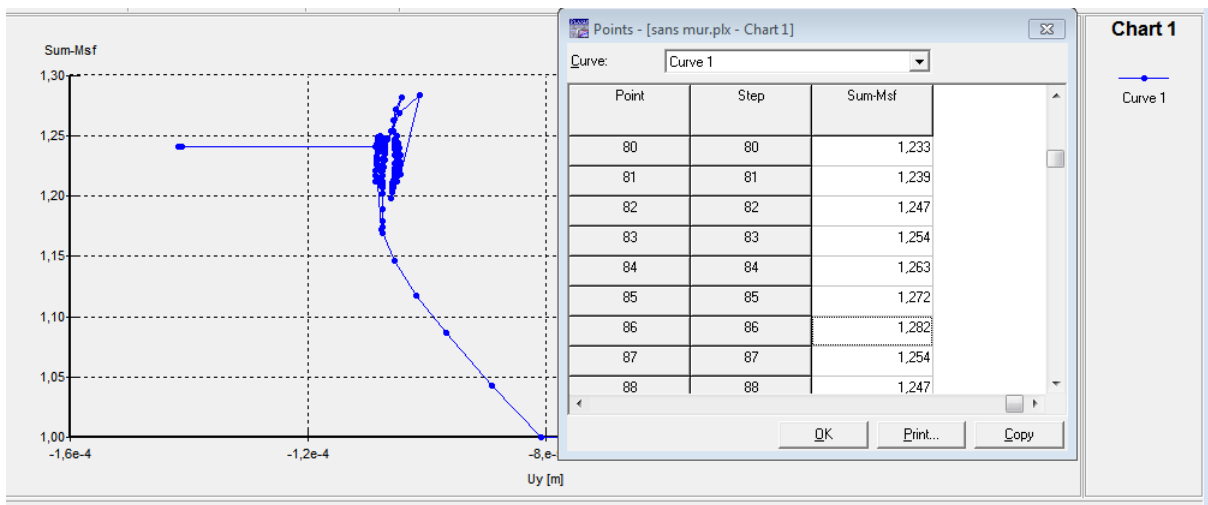


Figure III.30 : Le coefficient de sécurité $F_s=1.282$ ($\phi = 20$).

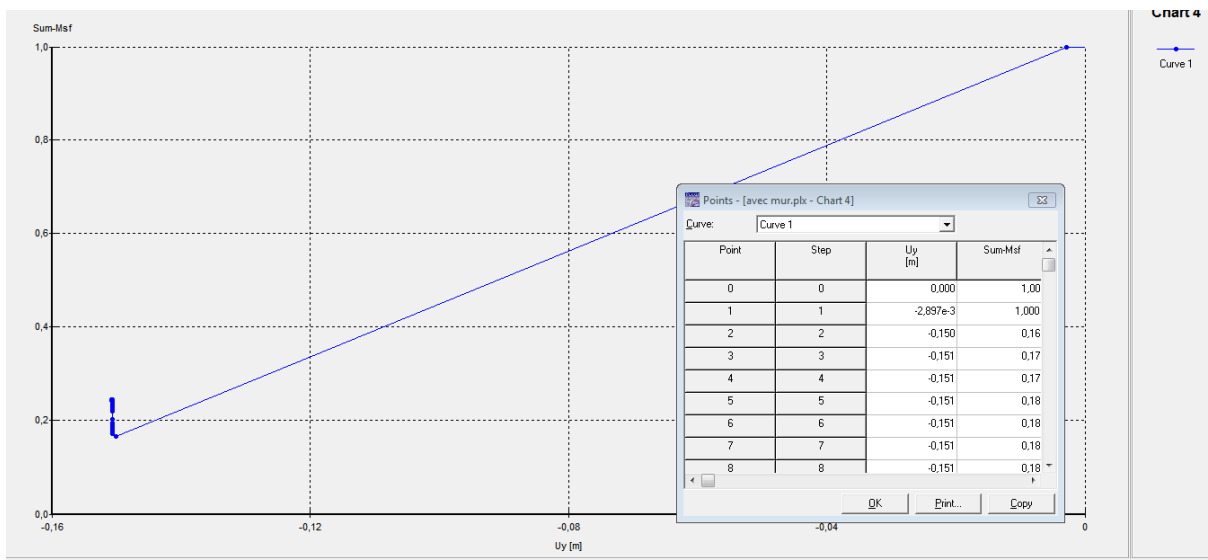


Figure III.31 : Le coefficient de sécurité $F_s=1$ ($\phi = 10$).

Commentaire

Les figures III.30 et III.31 représente les valeurs de coefficient de sécurité déduites de la modélisation par PLAXIS 2D. Dans le cas d'un talus renforcé par mur avec angle de frottement $\phi = 20$ on a $F_s=1,282 < 1,5$ ce qui implique que le talus est instable, et pour le cas de talus renforcé par mur avec angle de frottement $\phi = 10$ on a $F_s=1 < 1,5$ la stabilité est non vérifiée.

On remarque que la diminution de l'angle de frottement de sol va induire le non stabilité du talus.

Dans cette partie on va s'intéresser à l'étude comparative de la stabilité de talus renforcé par un mur de soutènement avec la variation de l'angle de frottement, en représentant la variation des différents paramètres en fonction de la profondeur.

Les figures ci-dessous représente la variation de déplacement, contrainte de cisaillement, contraintes effectives et la déformation en fonction de la profondeur.

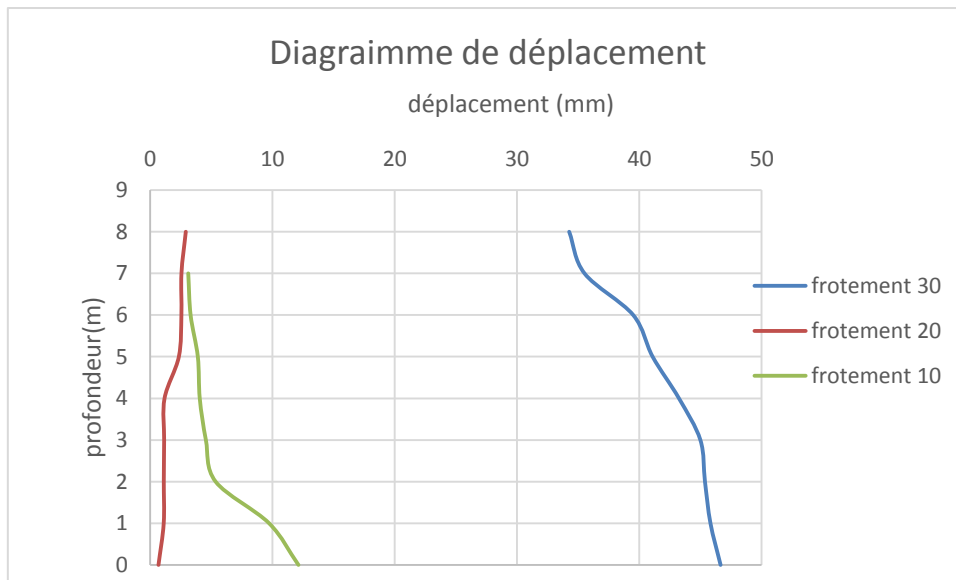


Figure III.32 : La variation de déplacement en fonction de la profondeur.

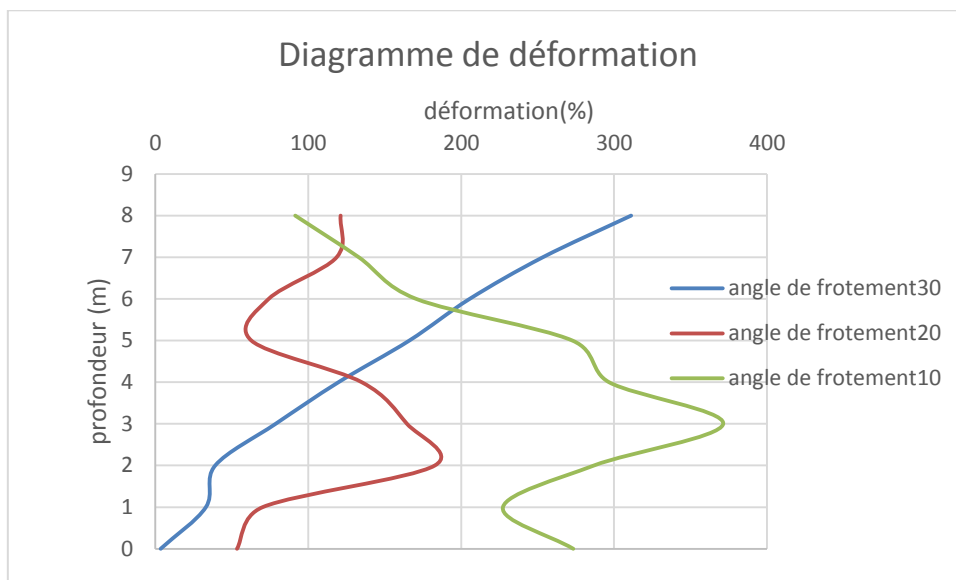


Figure III.33 : La variation de déformation en fonction de la profondeur.

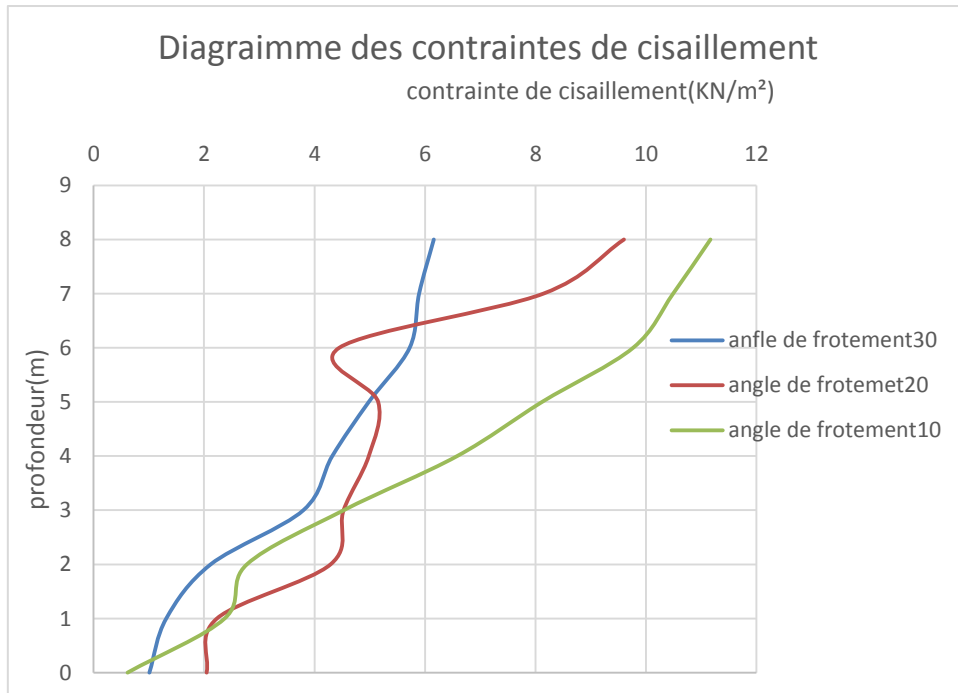


Figure III.34 : La variation de contraintes de cisaillement en fonction de la profondeur.

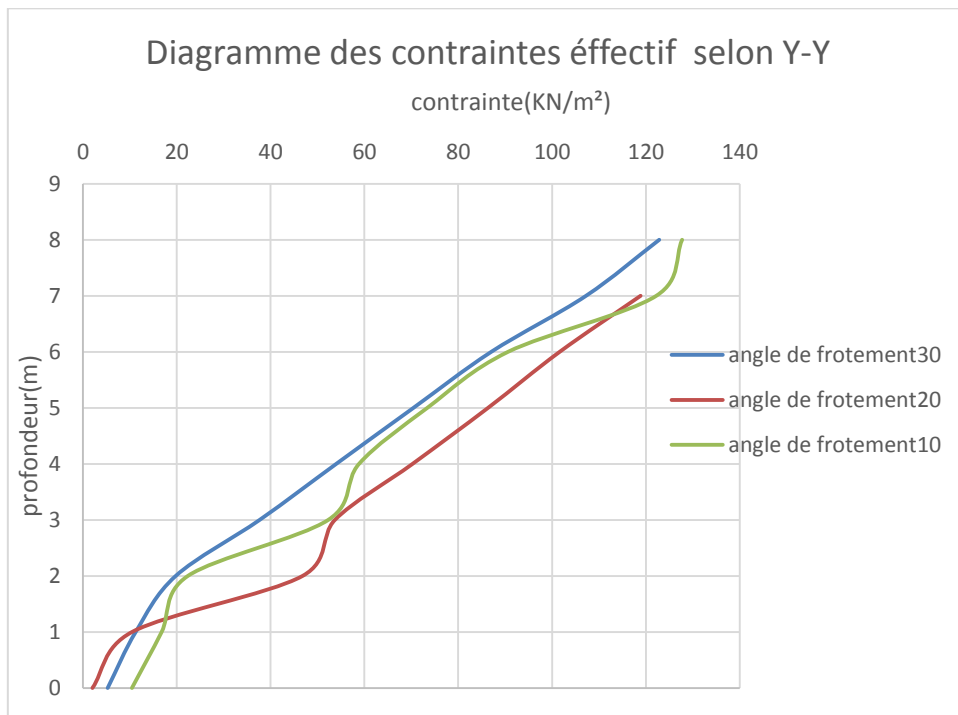


Figure III.35 : La variation de contraintes effectives selon Y-Y en fonction de la profondeur.

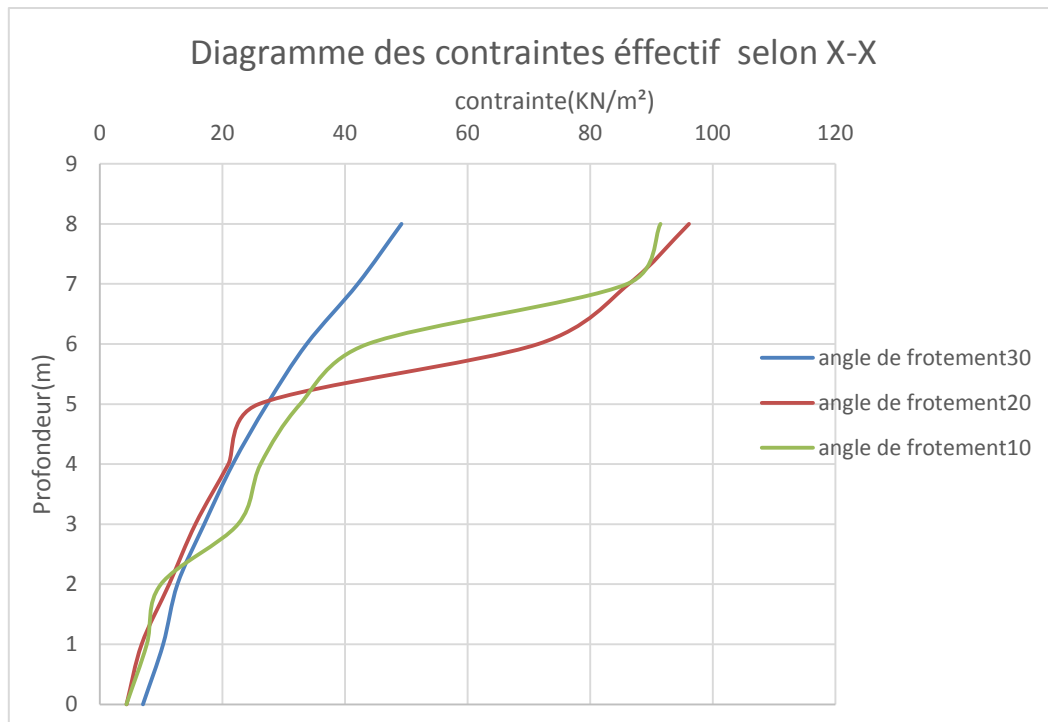
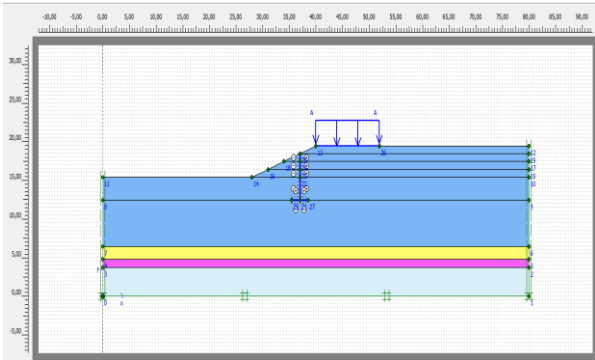
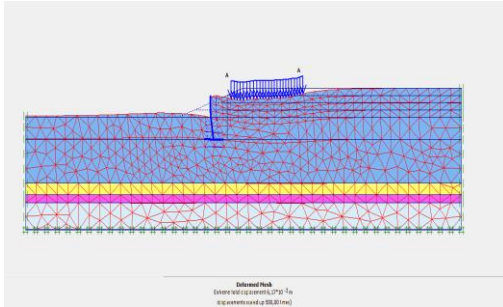
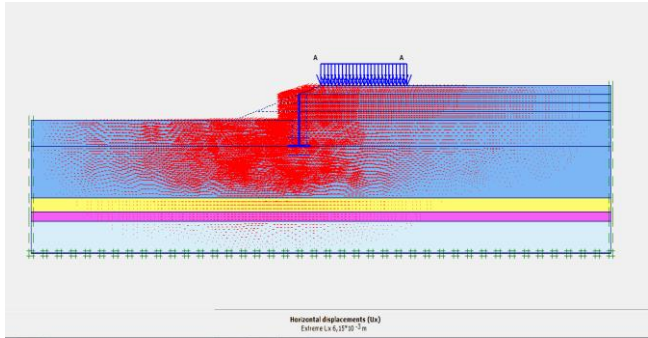
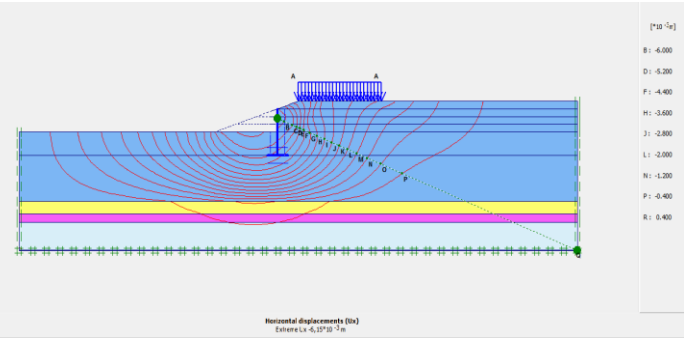
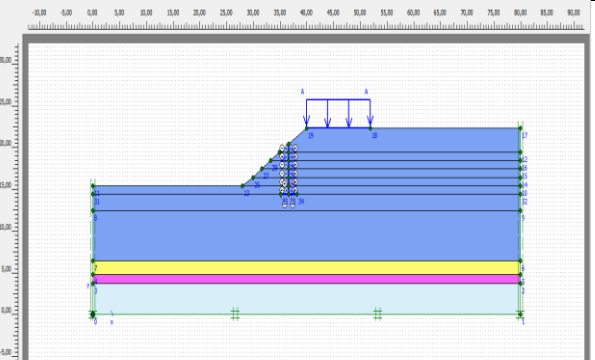
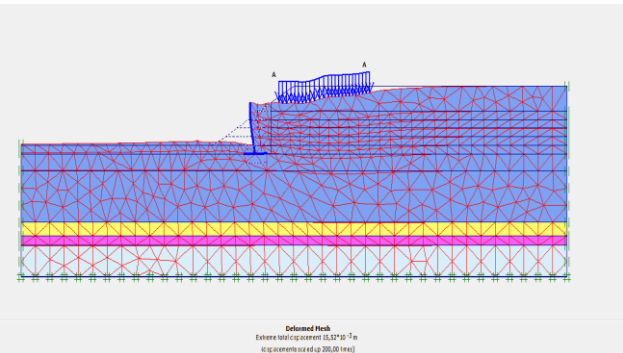
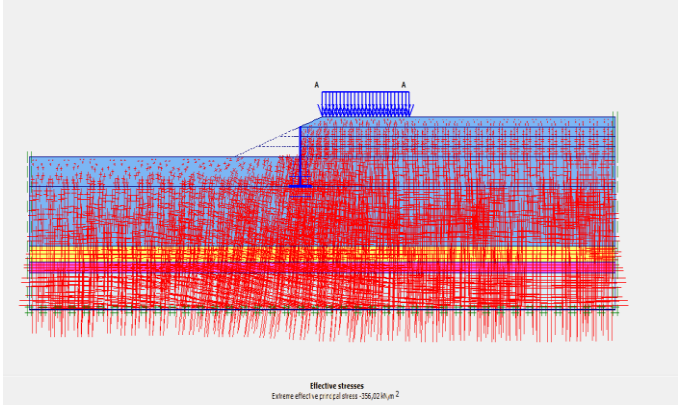
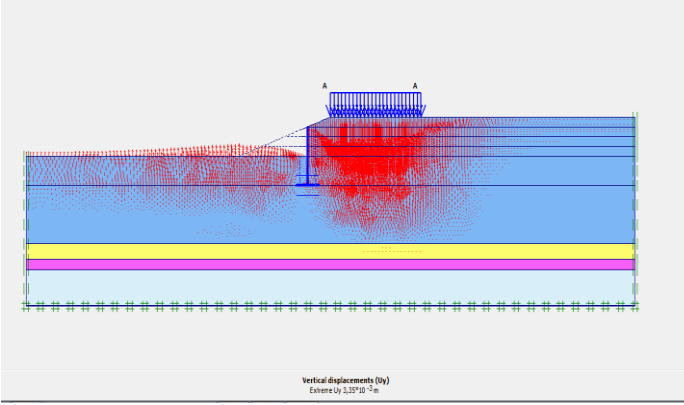
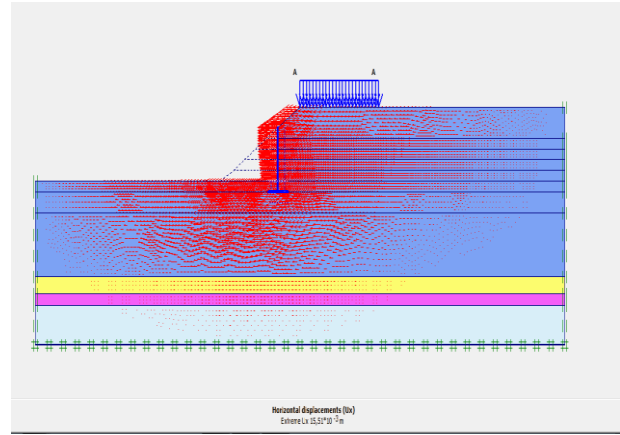
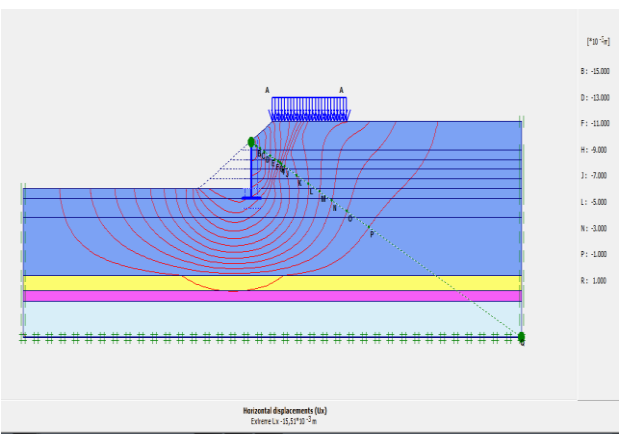
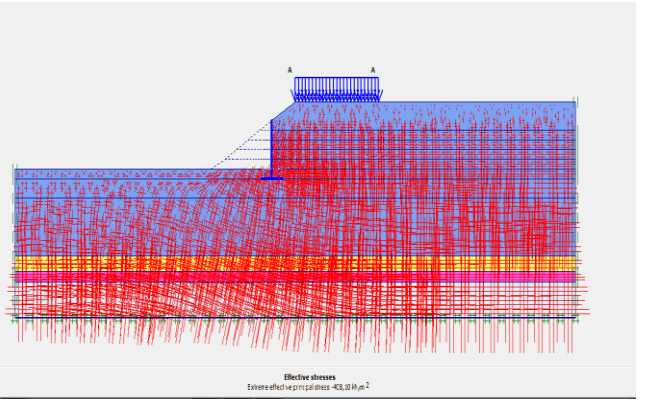
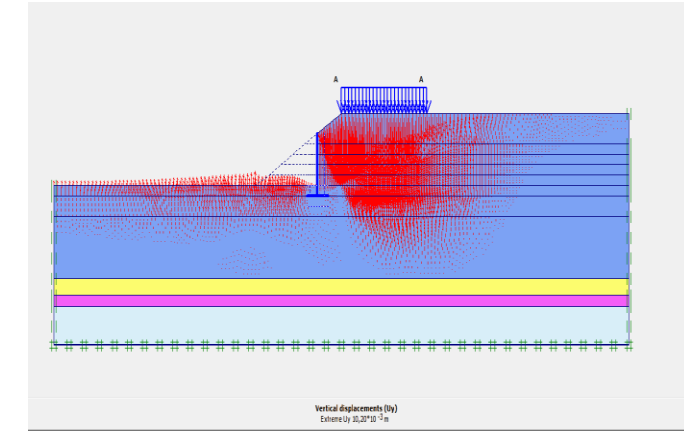


Figure III.36: La variation de contraintes effectives selon X-X en fonction de la profondeur.

2^{eme} cas : la variation de la pente

Tableau III. 15: le maillage, la déformée et la variation des contraintes et des déplacements.

Vue en 2D du modèle et le maillage $\alpha=18$			
			
Le modèle en 2D	Le maillage et la déformé	La variation de déplacement $\alpha=18$	
Vue en 2D du modèle et le maillage $\alpha=30$			
			
Le modèle en 2D	Le maillage et la déformé	La variation de la contrainte effective $\alpha=18$	La variation de déplacement vertical $\alpha=18$
			
La variation de déplacement $\alpha=30$		La variation de la contrainte effective $\alpha=30$	La variation de déplacement vertical $\alpha=30$

- **Variation des contraintes :**

Les figures ci-dessous, montre la variation des contraintes σ'_{xx} et σ'_{yy} dans le sol avec mur, ainsi que la variation de coefficient de sécurité.

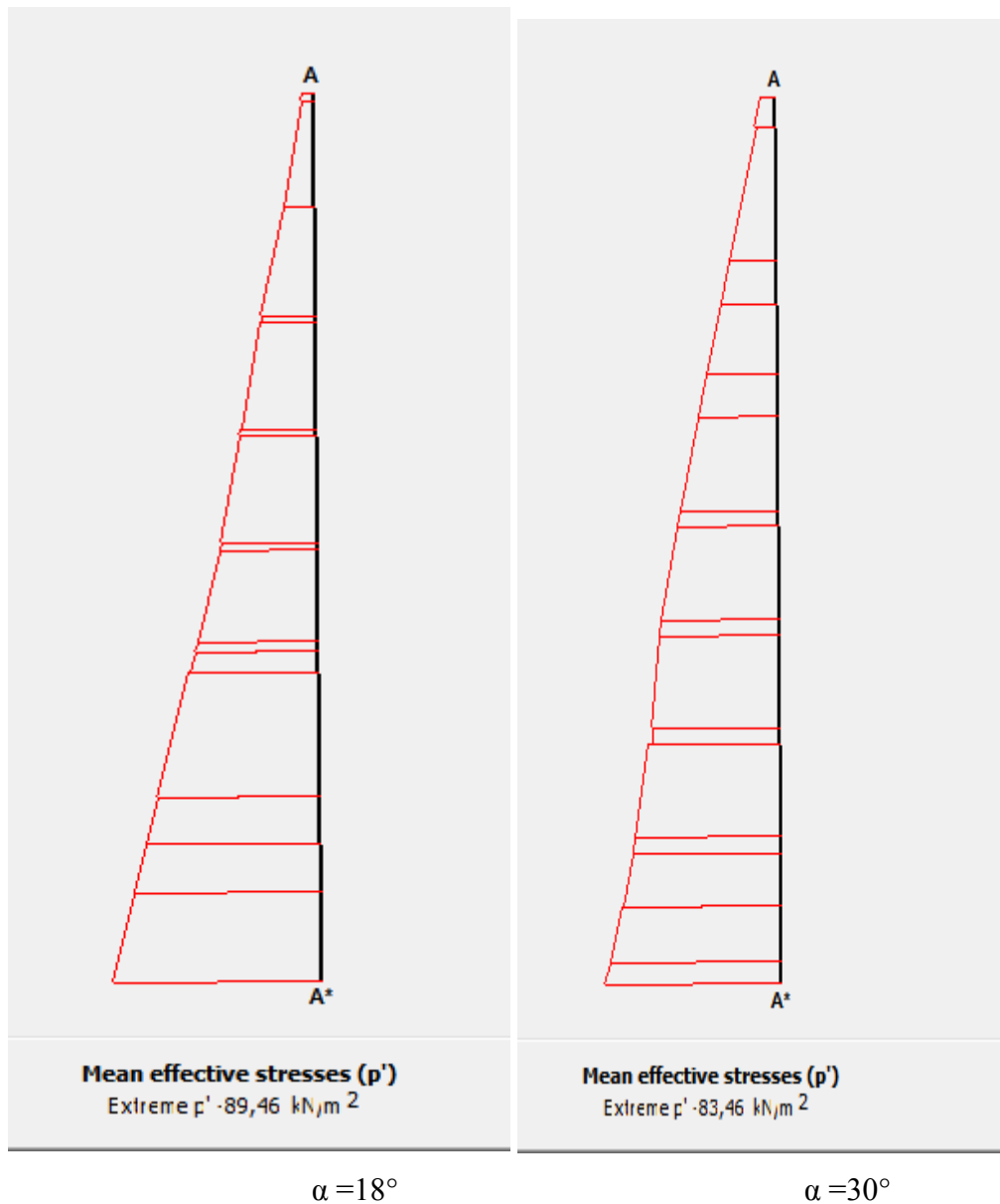
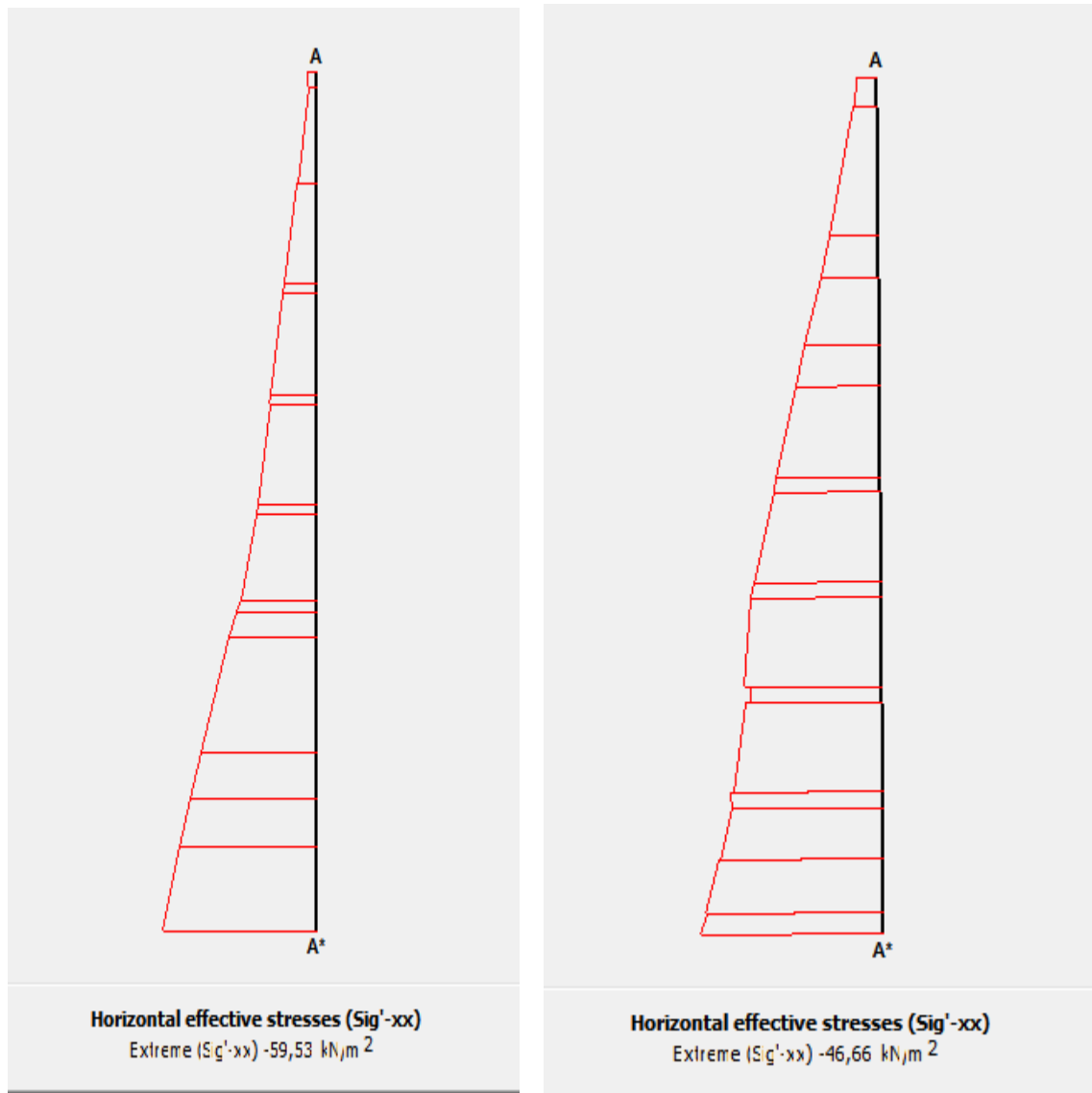


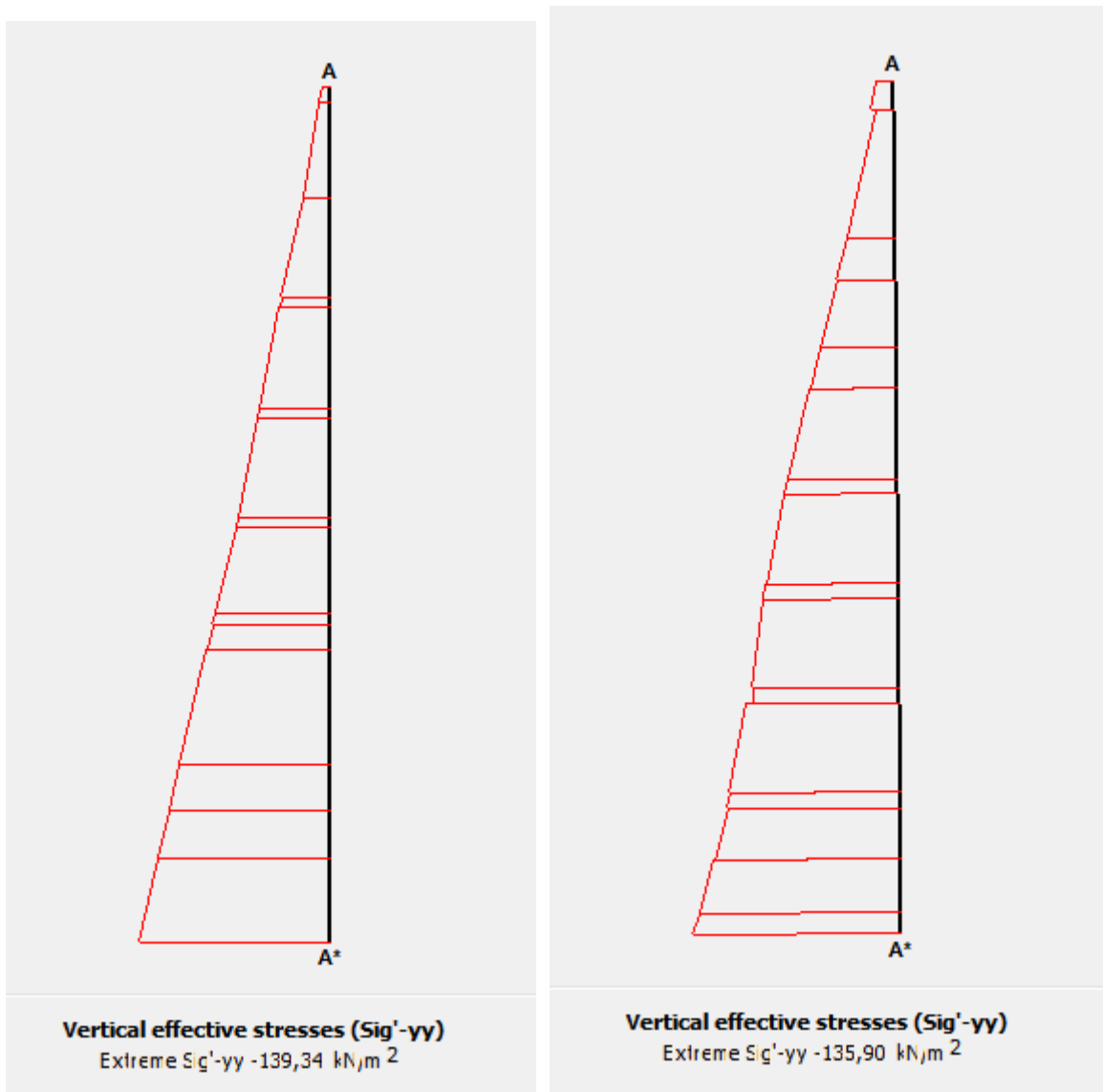
Figure III.37: La variation de la contrainte effective moyenne avec mur.



$\alpha = 18^\circ$

$\alpha = 30^\circ$

Figure III.38: La variation de la contrainte horizontale avec mur.



$\alpha = 18^\circ$

$\alpha = 30^\circ$

Figure III.39: La variation de la contrainte verticale avec mur.

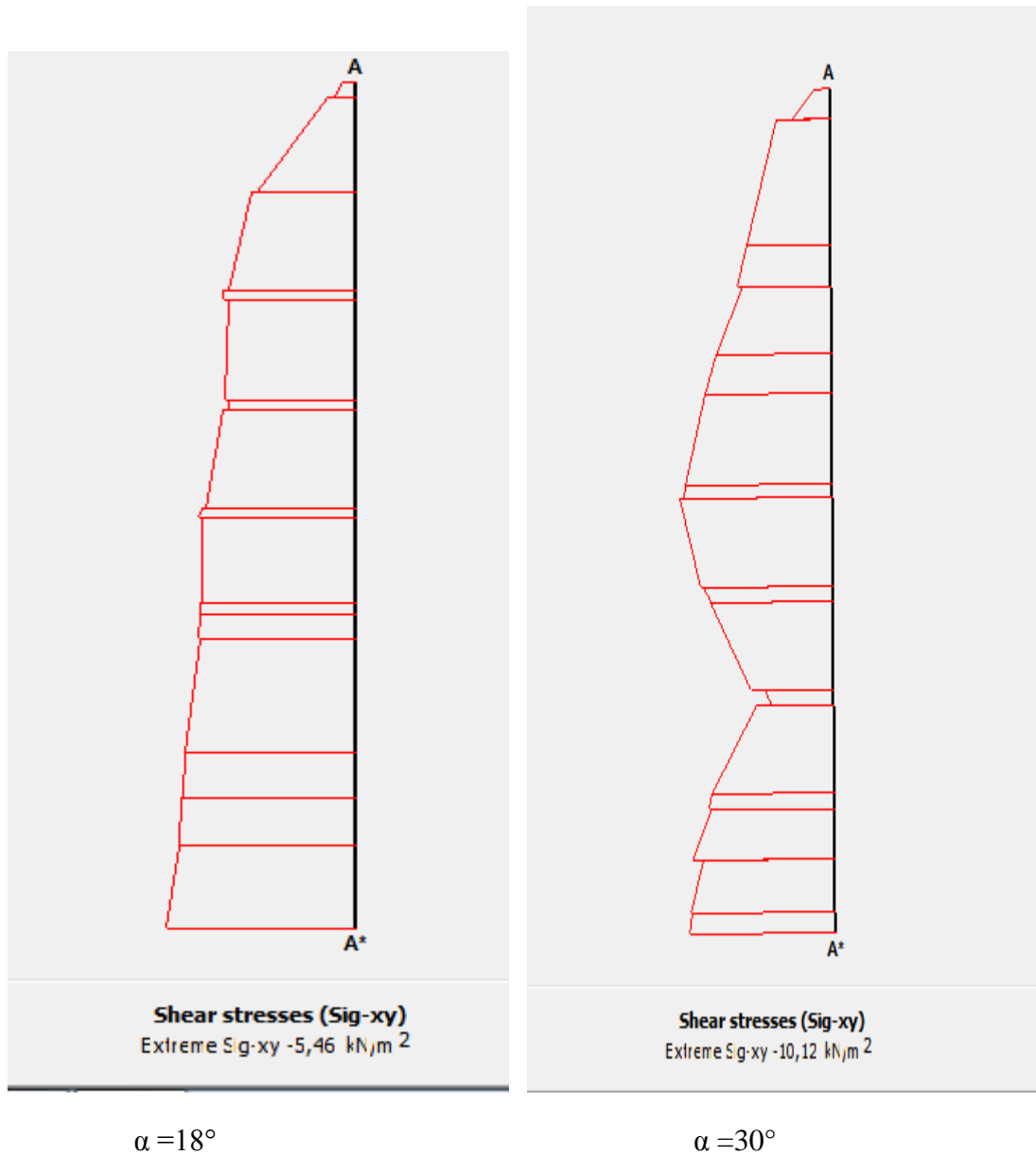


Figure III.40: La variation de la contrainte de cisaillement avec mur.

Commentaire

Les figures III.38 et III.37 présentent la variation des contraintes effectives horizontales et les contraintes moyennes en fonction de la profondeur dans le cas d'un talus renforcé avec mur, avec la variation de la pente ($\alpha = 18$ et $\alpha = 30$), nous remarquons que la contrainte moyenne a une valeur maximale égale à $\sigma'_{max.\alpha=18} = -89.46 \frac{KN}{m^2}$ et $\sigma'_{max.\alpha=30} = -83.46 \frac{KN}{m^2}$ dont $x = 8 m$, par la suite elle variée jusqu'à atteindre une valeur minimale qui est égale à $\sigma'_{min.\alpha=18} = -12.316KN/m^2$ et $\sigma'_{min.\alpha=30} = -13.191KN/m^2$ à la tête du mur. Et la contrainte effective horizontale sa valeur maximale est $\sigma'_{max\ XX.\alpha=18} = -59.53KN/m^2$ et $\sigma'_{max\ XX.\alpha=30} = -46.66KN/m^2$ dont $x = 8 m$, par la suite elle variée jusqu'à atteindre une

valeur minimale qui est égale à $\sigma'_{minXX,\alpha=18} = -7.217KN/m^2$ et $\sigma'_{minXX,\alpha=30} = -10.495KN/m^2$ à la tête du mur.

Les figures III.39 et III.40 présentent la variation des contraintes effectives verticales et les contraintes de cisaillements en fonction de la profondeur dans le cas d'un talus renforcé avec mur avec la variation de la pente ($\alpha = 18$ et $\alpha = 30$), nous remarquons que la contrainte effective verticale a une valeur maximale égale à $\sigma'_{maxYY,\alpha=18} = -139.34KN/m^2$ et $\sigma'_{maxYY,\alpha=30} = -134.90KN/m^2$ dont $x = 8m$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur minimale qui est égale à $\sigma'_{minYY,\alpha=18} = -18.954KN/m^2$ et $\sigma'_{minYY,\alpha=30} = -17.357KN/m^2$ à la tête du mur. Et la contrainte de cisaillement sa valeur maximale est $\tau_{max,\alpha=18} = -5.46KN/m^2$ et $\tau_{max,\alpha=30} = -10.12KN/m^2$ dont $x = 8m$, par la suite elle varie jusqu'à atteindre une valeur minimale qui est égale à $\tau_{min,\alpha=18} = -2.912KN/m^2$ et $\tau_{min,\alpha=30} = -0.780KN/m^2$ à la tête du mur.

On analysant les diagrammes des contraintes, on constate que dans le cas des contraintes effectives moyennes on a une différence de $\Delta\sigma'_{XX} = -6.03KN/m^2$ et pour les contraintes effectives horizontales $\Delta\sigma'_{XX} = -12.87KN/m^2$.

On constate que dans le cas des contraintes effectives verticales on a une différence de $\Delta\sigma'_{yy} = -4.44KN/m^2$ et pour la contrainte de cisaillement est $\Delta\tau = 4.66KN/m^2$.

Facteur de sécurité

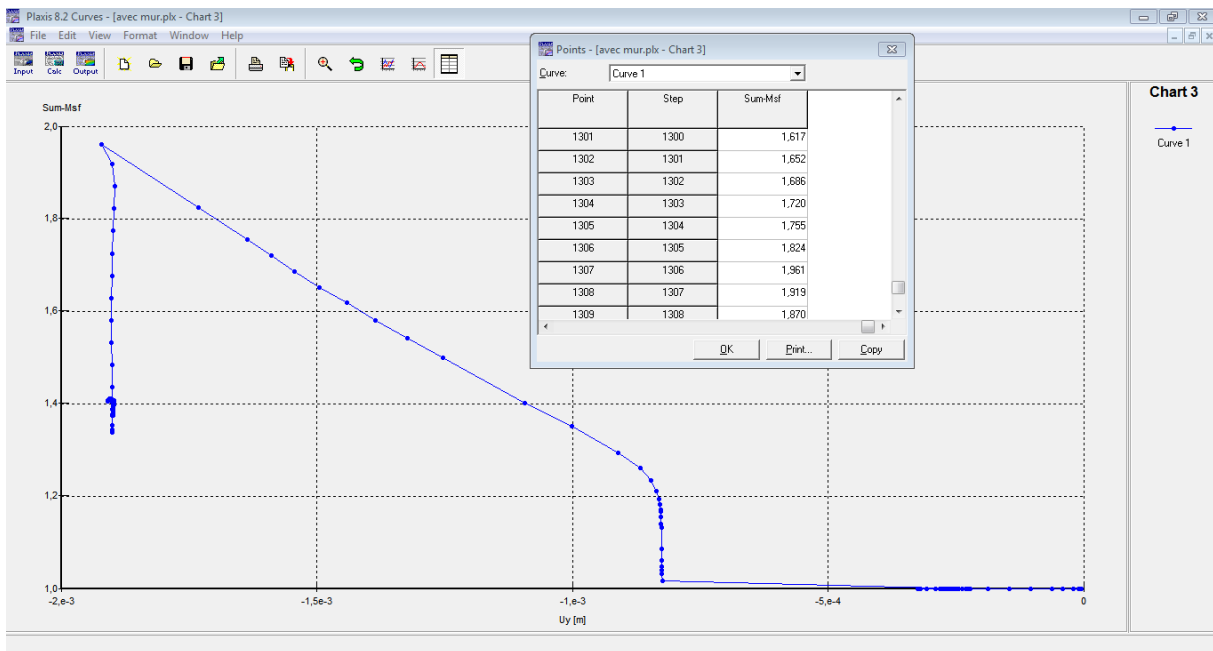


Figure III.41: Le coefficient de sécurité $F_s=1.96$ ($\alpha=18$).

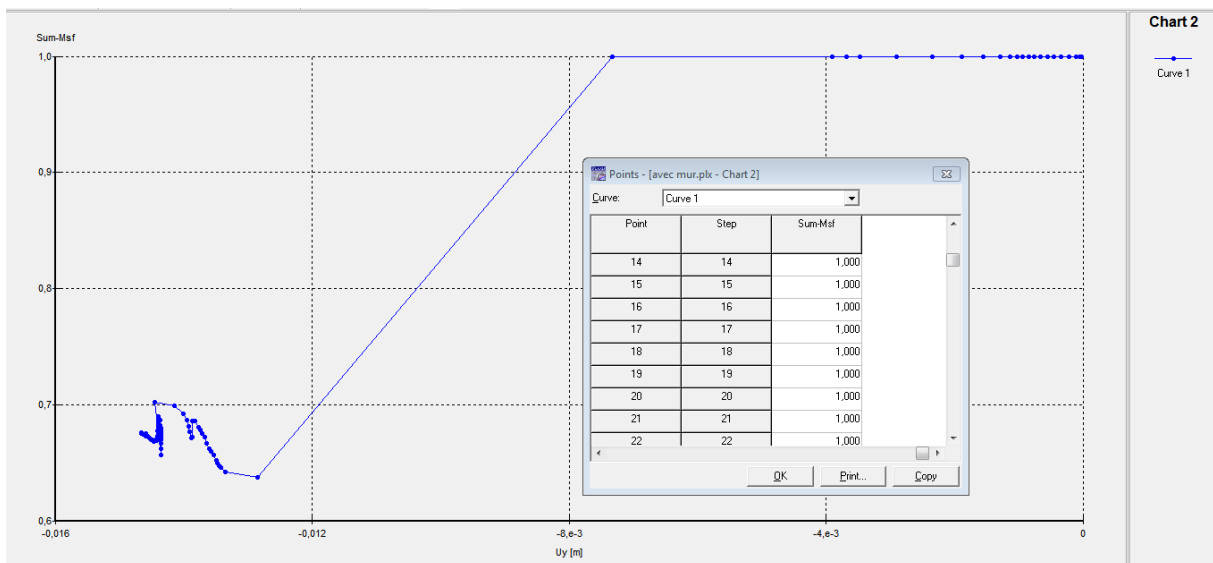


Figure III.42: Le coefficient de sécurité $F_s=1$ ($\alpha=30$)

Commentaire

Les figures III.41 et III.42 représente les valeurs de coefficient de sécurité déduites de la modélisation par PLAXIS 2D. Dans le cas d'un talus renforcé par mur avec la pente de talus ($\alpha=30$) on a $F_s=1 < 1,5$ ce qui implique que le talus est instable, et pour le cas de talus renforcé

par mur avec la pente de talus ($\alpha=18$) on a $Fs=1.96 > 1,5$ la stabilité est vérifiée, on remarque qu'a chaque fois la pente de sol diminué le talus devient plus stable.

Etude comparative

Dans cette partie on va s'intéresser à l'étude comparative de la stabilité de talus renforcé par un mur de soutènement avec la variation de la pente, en représentant la variation des différents paramètres en fonction de la profondeur.

Les figures ci-dessous représente la variation de déplacement, contrainte de cisaillement, contraintes effectives et la déformation en fonction de la profondeur.

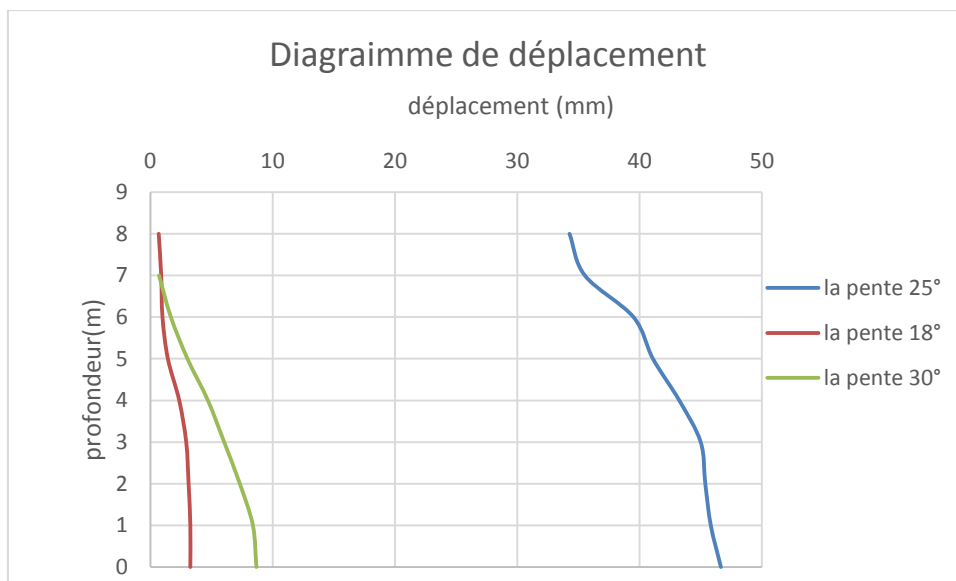


Figure III.43 : La variation de déplacement en fonction de la profondeur.

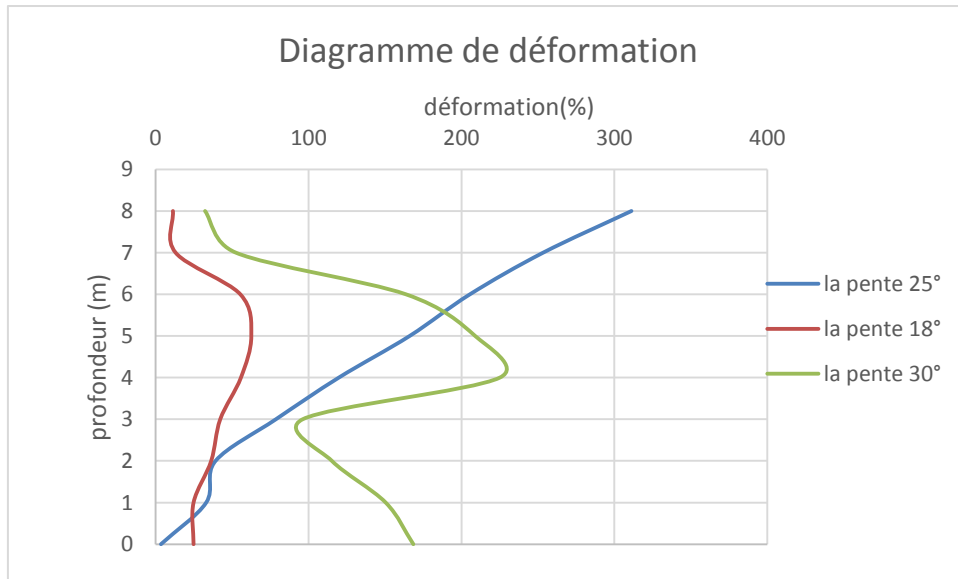


Figure III.44 : La variation de déformation en fonction de la profondeur.

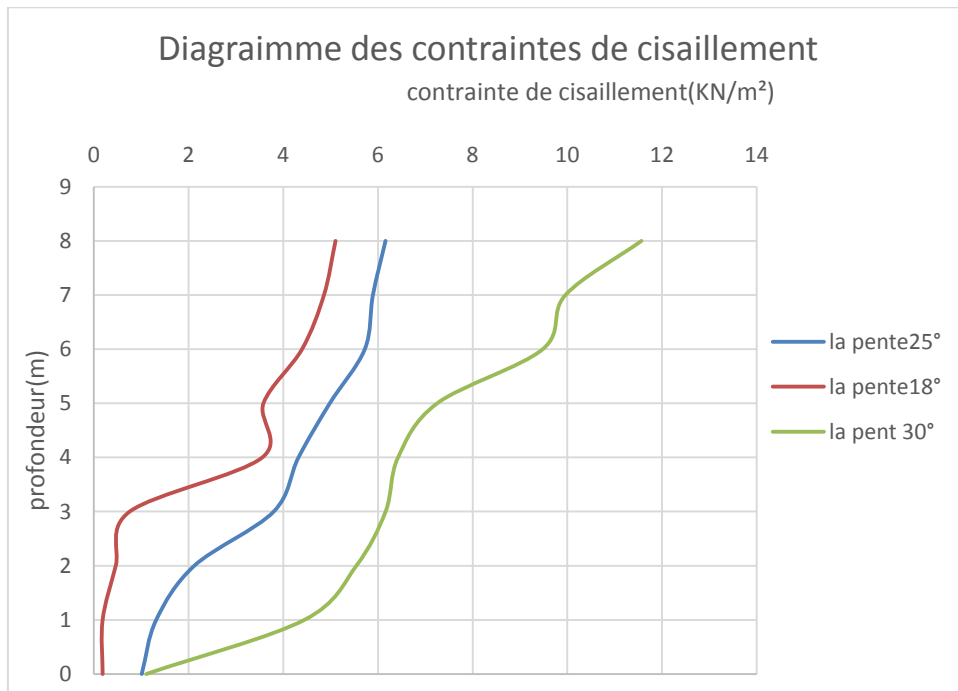


Figure III.45 : La variation de contraintes de cisaillement en fonction de la profondeur.

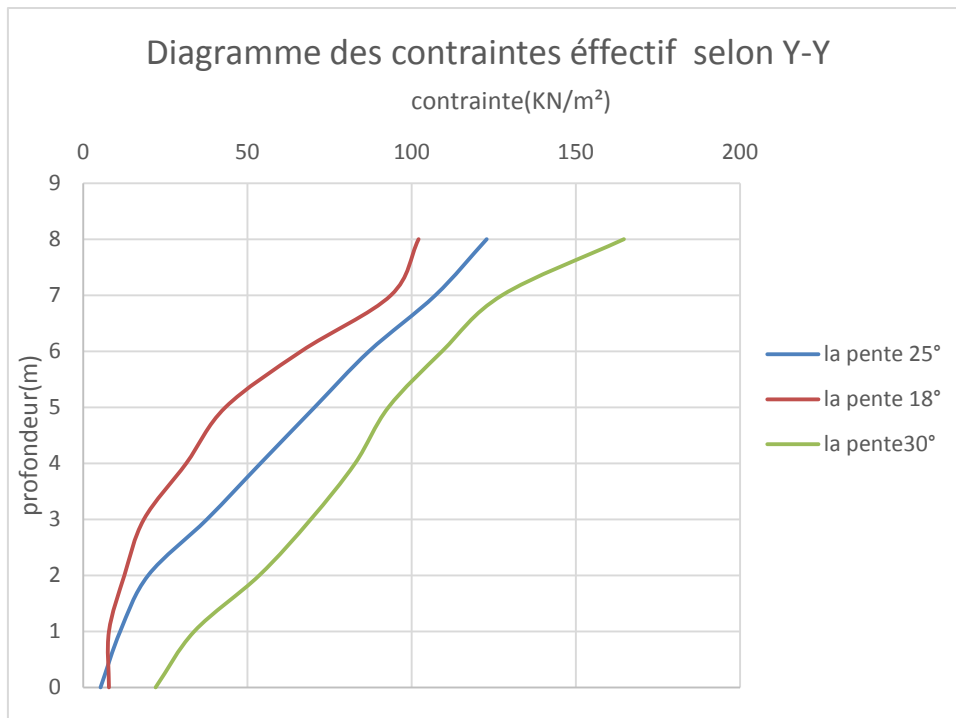


Figure III.46 : La variation de contraintes effectives selon Y-Y en fonction de la profondeur.

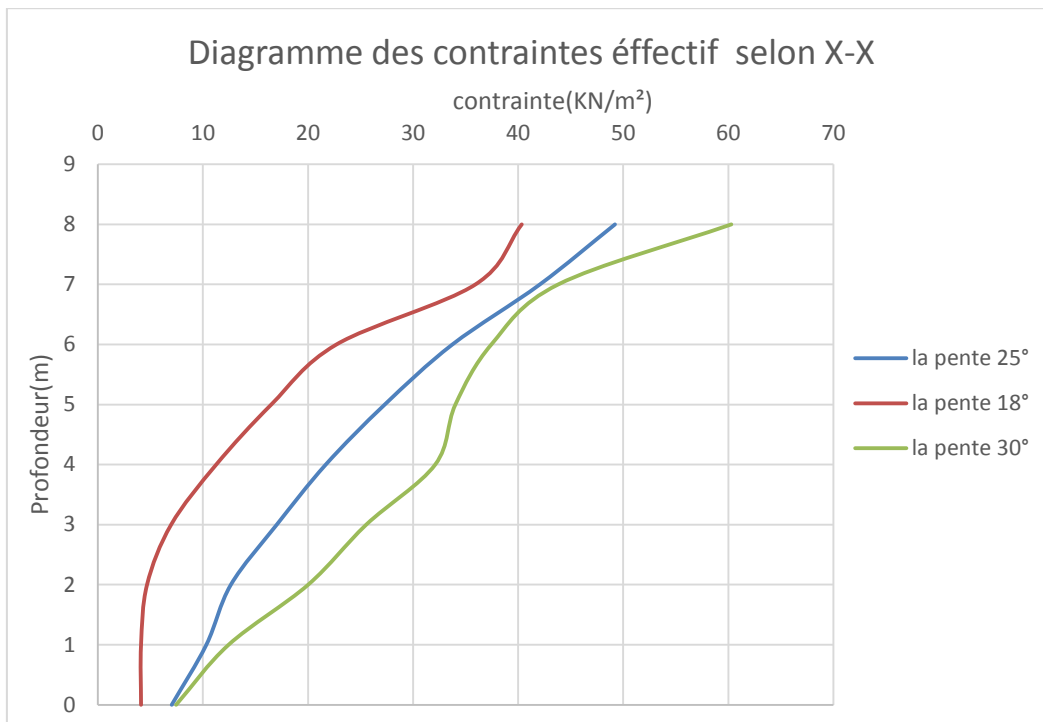


Figure III.47: La variation de contraintes effectives selon X-X en fonction de la profondeur.

Pour le cas étudier avec $\alpha=25^\circ$ et $\varphi=30$, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 :les résultats obtenus pour $\alpha=25^\circ$ et $\varphi=30$ avec et sans mur.

Paramètres	Sans mur	Avec mur
F_s	1.255<1.5	1.7>1.5
Déplacement (m)	345.66*10 ⁻³	47*10 ⁻³
Déformation (%)	34.22*10 ⁻³ %	591.25*10 ⁻³ %
B_{xx} (KN/m ²)	41.99	62.87
B_{yy} (KN/m ²)	119.60	150.46
B_{xy} (KN/m ²)	7.02	8.27

CONSTATATION

On analysant la figureIII.21 on constate que le déplacement maximal du talus sans mur $U_{xmax}=346\text{mm}$ et avec mur $U_{xmax}=47\text{mm}$ au niveau de la crête du talus. On remarque que le déplacement est diminué de 299mm ce qui indique que le mur rend le talus plus stable.

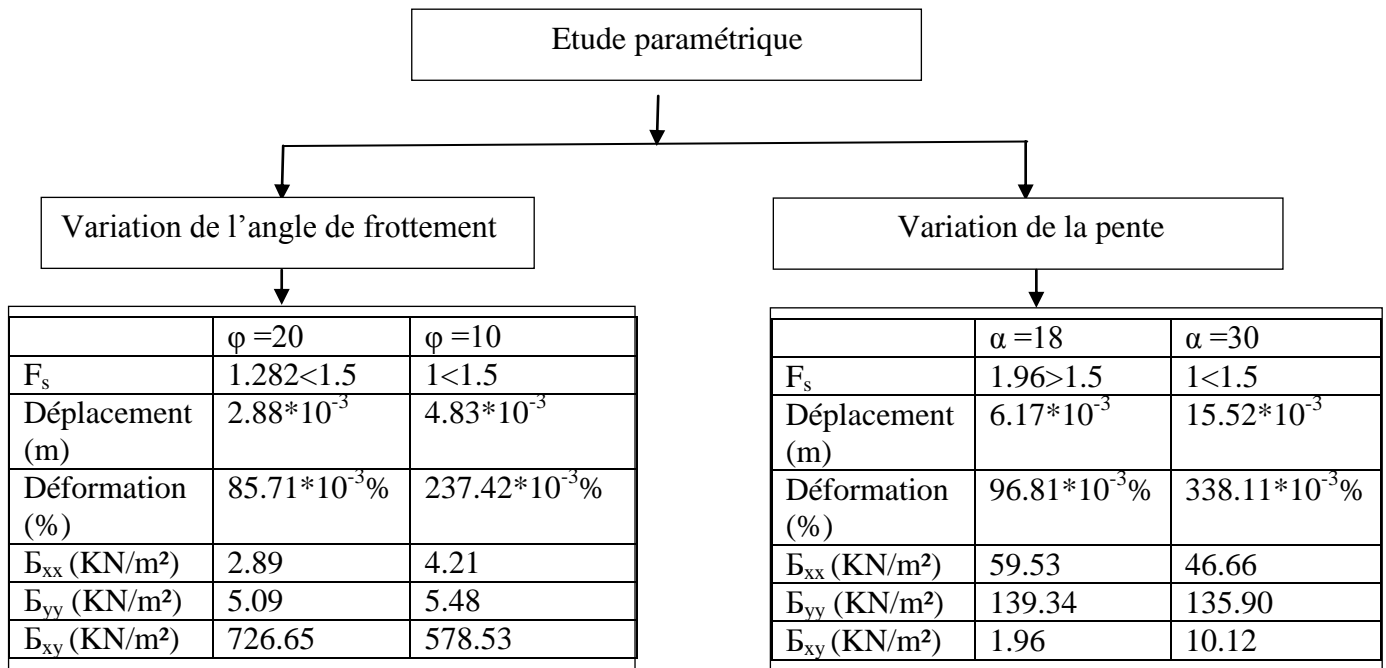
On analysant la figureIII.22 on constate que le déformation maximal du talus sans mur ε_{max} sans mur=34.22*10⁻³% et avec mur ε_{max} avec mur =591.25*10⁻³ %au niveau de la semelle du mur. Ce qui indique qu'on a une augmentation considérable des déformations avec une différence de 294* 10-3 %.

On analysant la figureIII.23 on constate que la contrainte de cisaillement maximal du talus sans mur $\tau_{max} = -7.02\text{KN}/\text{m}^2$ et avec mur $\tau_{max} = -8.27\text{KN}/\text{m}^2$ au niveau de la semelle du mur. On remarque que la contrainte est diminué $\Delta\tau = 1.25\text{KN}/\text{m}^2$.

On analysant la figureIII.24 on constate que la contrainte vertical maximal du talus sans mur $\sigma_{max} = -119.60\text{Kn}/\text{m}^2$ et avec mur $\sigma_{max} = -150.46\text{Kn}/\text{m}^2$ au niveau de la semelle du mur. On remarque que le déplacement est diminué $\Delta\sigma = 30.86\text{KN}/\text{m}^2$.

On analysant la figureIII.25 on constate que la contrainte horizontale maximal du talus sans mur $\sigma_{max} = -41.99\text{Kn}/\text{m}^2$ et avec mur $\sigma_{max} = -62.87\text{Kn}/\text{m}^2$ au niveau de la semelle du mur. On remarque que le déplacement est diminué $\Delta\sigma = 20.88\text{KN}/\text{m}^2$.

Pour l'étude paramétrique



CONSTATATION

On analysant la figure III.32 on constate que le déplacement maximal du talus avec $\phi = 30$ $U_{xmax} = 47\text{mm}$ et $\phi = 20$ $U_{max} = 2.88\text{mm}$ et $\phi = 10$ $U_{max} = 4.83\text{mm}$ au niveau de la crête du talus. On remarque que le déplacement est diminué quand l'angle de frottement est diminué ce qui indique que le talus rend non stable.

On analysant la figure III.33 on constate que le déformation maximal du talus avec angle de frottement variante $\phi = 30$ $U_{xmax} = 591.25 \cdot 10^{-3} \%$ et $\phi = 20$ $U_{xmax} = 85.71 \cdot 10^{-3} \%$ et $\phi = 10$ $U_{xmax} = 237.42 \cdot 10^{-3} \%$ au niveau de la crête du talus. On remarque que la déformation est démunie ce qui indique que le talus devient non stable .

On analysant la figure III.34 on constate que la contrainte de cisaillement maximal du talus avec $\phi = 30$ $\tau_{max} = -7.02 \text{Kn}/\text{m}^2$ et $\phi = 20$ $\tau_{max} = -0.726 \text{Kn}/\text{m}^2$ et $\phi = 10$ $\tau_{max} = -0.578 \text{Kn}/\text{m}$ au niveau de la semelle du mur. On remarque que la contrainte de cisaillement est diminué ce qui indique que le mur rend non stable.

On analysant la figure III.35 on constate que la contrainte de vertical maximal du talus avec $\phi = 30$ $\sigma_{max} = -150.46 \text{Kn}/\text{m}^2$ et $\phi = 20$ $\sigma_{max} = -5.09 \text{Kn}/\text{m}^2$ et $\phi =$

10 $\sigma_{max} = -5.48Kn/m$ au niveau de la semelle du mur. On remarque que la contrainte vertical est diminué ce qui indique que le mur rend non stable.

On analysant la figureIII.36 on constate que la contrainte de horizontale maximal du talus avec $\phi = 30$ $\sigma_{max} = -150.46Kn/m^2$ et $\phi = 20$ $\sigma_{max} = -2.89Kn/m^2$ et $\phi = 10$ $\sigma_{max} = -4.21Kn/m$ au niveau de la semelle du mur. On remarque que la contrainte horizontale est diminué ce qui indique que le mur rend non stable.

On analysant la figureIII.43 on constate que le déplacement maximal du talus avec $\alpha = 25$ $U_{xmax}=47mm$ et $\alpha = 18$ $U_{max}=6.17mm$ et $\alpha = 30$ $U_{max}=15.52mm$ au niveau de la crête du talus. On remarque que le déplacement est diminué quand la pente est diminué ce qui indique que le talus rend stable.

On analysant la figureIII.44 on constate que la déformation maximal du talus avec $\alpha = 25$ $U_{xmax}=591.25*10^{-3}\%$ et $\alpha = 18$ $U_{max}=96.81*10^{-3}\%$ et $\alpha = 30$ $U_{max}=338.11*10^{-3}\%$ au niveau de la crête du talus. On remarque que la déformation est diminué quand la pente est diminué ce qui indique que le talus rend plus stable.

On analysant la figureIII.45 on constate que la contrainte de cisaillement maximal du talus avec $\alpha = 25$ $\tau_{max} = -7.02Kn/m^2$ et $\alpha = 18$ $\tau_{max} = -1.96Kn/m^2$ et $\alpha = 30$ $\tau_{max} = -10.12Kn/m$ au niveau de la semelle du mur. On remarque que la contrainte de cisaillement est diminué ce qui indique que le mur rend stable.

On analysant la figureIII.46 on constate que la contrainte vertical maximal du talus avec $\alpha = 25$ $\sigma_{max} = -145.46Kn/m^2$ et $\alpha = 18$ $\sigma_{max} = -139.34Kn/m^2$ et $\alpha = 30$ $\sigma_{max} = -135.90Kn/m$ au niveau de la semelle du mur. On remarque que la contrainte vertical est diminué ce qui indique que le mur rend stable.

On analysant la figureIII.47 on constate que la contrainte horizontale maximal du talus avec $\alpha = 25$ $\sigma_{max} = -62.87Kn/m^2$ et $\alpha = 18$ $\sigma_{max} = -59.53Kn/m^2$ et $\alpha = 30$ $\sigma_{max} = 46.66Kn/m$ au niveau de la semelle du mur. On remarque que la contrainte vertical est diminué ce qui indique que le mur rend stable.

Conclusion

Conclusion

Le travail d'analyse réalisé lors de ce projet de fin d'étude a porté sur l'étude de la stabilité d'un talus renforcé par un mur de soutènement. L'étude statique est faite manuellement et numériquement par le logiciel de calcul PLAXIS, et le renforcement de talus par le mur a permis d'aborder un grand nombre de problématiques différentes.

Le calcul manuel, nous a permis de bien comprendre le comportement de mur et avec les différentes conditions de résistance (glissement, le poinçonnement et le renversement) en respectant la condition de coefficient de sécurité F_s supérieur à 1,5.

L'analyse comparative nous a permis de bien apprécier le rôle de mur de soutènement, en déterminant la valeur de coefficient de sécurité, tel qu'on constate que les valeurs de ce dernier sont presque identiques au calcul manuel.

L'étude paramétrique en variant l'angle de frottement et de la pente, conduit à conclure qu'à chaque fois que l'angle de frottement est faible va induire l'instabilité de talus et l'augmentation des déformations, et pour la variation de la pente son augmentation conduit à des valeurs faibles de coefficient de sécurité qui implique l'instabilité de talus.

Afin de pouvoir résoudre ces problèmes, la solution technique optimale, consiste à fonder l'ouvrage au moyen du procédé de mur de soutènement, sécurisantes et de moindre coût.

Donc la présence de mur de soutènement a un rôle très important dans la stabilité de talus dans le cas statique. Et il est très important de faire le même travail pour une étude dynamique.

Annexe A

A.1 Introduction

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves). [1]

A.2 Définition

Le logiciel PLAXIS est un code de calcul aux éléments finis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse dynamique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation non linéaire). Le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents. [2]

A.3 Développement de Plaxis

Le code PLAXIS bidimensionnel de géotechnique a été développé en premier lieu à l'Université Technique de Delft en 1987 pour analyser initialement les digues en sols mous (argileux). Au cours des années, PLAXIS a été étendu à la plupart des autres domaines de l'ingénierie géotechnique, une société nommée PLAXIS b.v a été créé en 1993. En 1998, la première version de PLAXIS a été publiée pour Windows, elle peut résoudre des différents problèmes comme les fondations superficielles, les soutènements, les remblais et les excavations. Dans le même temps, un calcul noyau pour la version 3D était en cours d'élaboration. Après plusieurs années de développement, le programme PLAXIS 3D Tunnel a été publié en 2001. [3]

Annexe A

A.4 Les sous-programme de l'interface d'utilisation de PLAXIS

A.4.1 INPUT

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec PLAXIS l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données (Input).

Pour générer un modèle d'éléments finis, l'utilisateur doit créer un modèle géométrique à deux dimensions composé de points, de lignes et d'autres composants. La génération d'un maillage approprié, des propriétés et des conditions aux limites élément par élément est réalisée automatiquement par le générateur de maillage de PLAXIS à partir du modèle géométrique précédemment entré. Les utilisateurs peuvent aussi retoucher le maillage d'éléments finis pour améliorer ses performances. La dernière partie de l'entrée des données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives pour définir l'état initial.

Lorsqu'un modèle géométrique est créé dans le programme Input, il est conseillé de sélectionner les différents éléments selon l'ordre donné dans la seconde barre d'outils (de la gauche vers la droite). En principe, il faut d'abord dessiner les contours géométriques, puis ajouter les couches de sol, les éléments de structure, les couches à construire, définir les conditions aux limites, et enfin les chargements. La barre d'outils suit cette logique. Elle est un véritable guide à travers le programme Input ; elle assure que toutes les données à traiter le seront. [3]

Annexe A

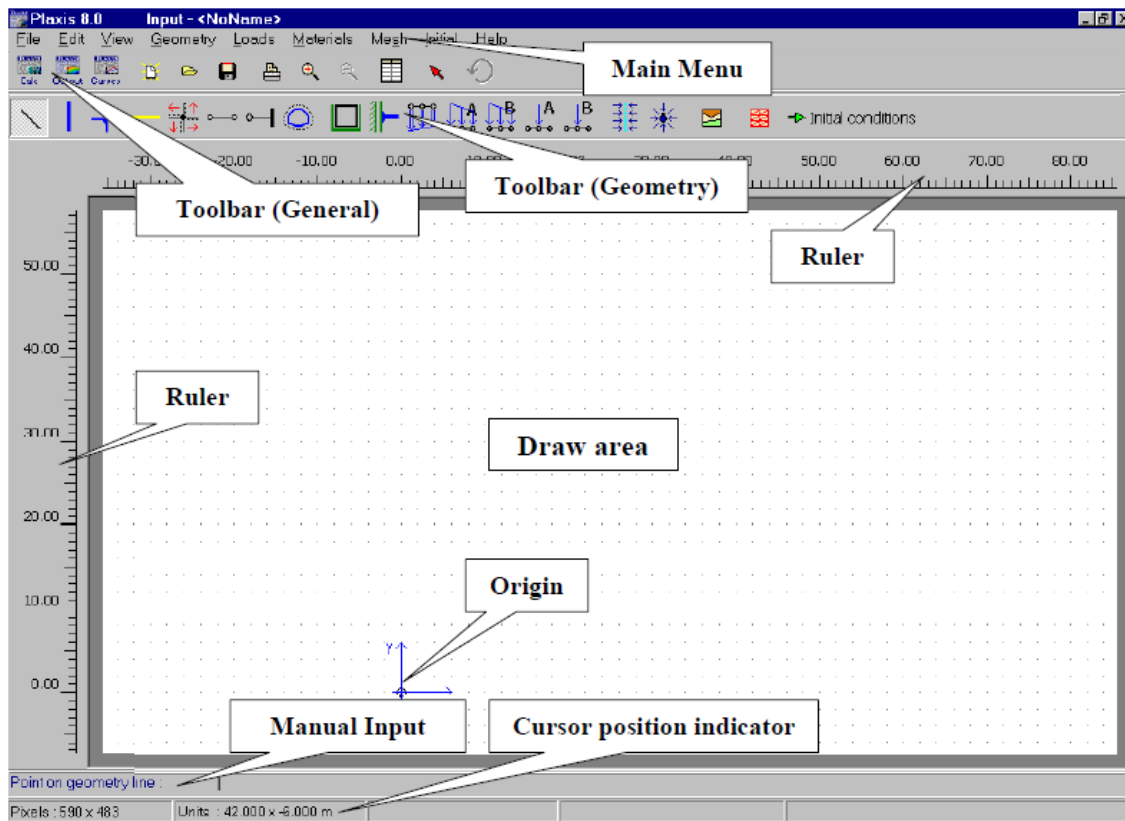


Figure A.1 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique).

A.4.2 CALCULS

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer.

On opère grâce au programme de calcul (Calculation).

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (Plastic Calculation), une analyse de consolidation (Consolidation Analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-C Reduction) ou un calcul dynamique (Dynamics Calculation).

[3]

Annexe A

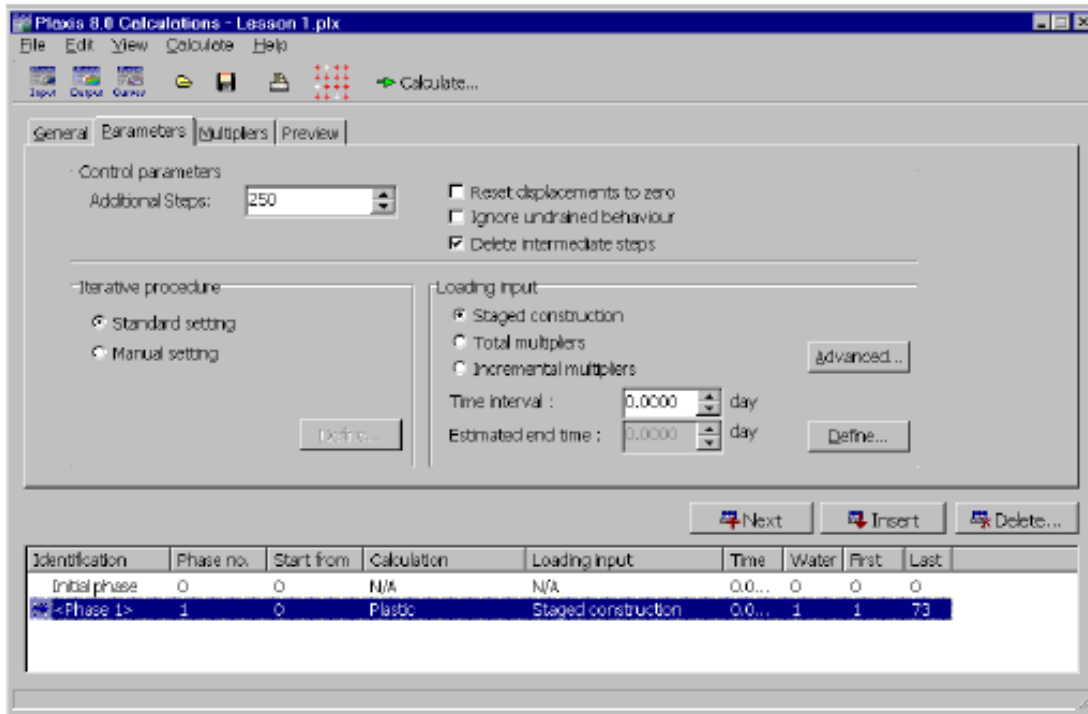


Figure A.2: Onglet Paramètres de la fenêtre de calcul.

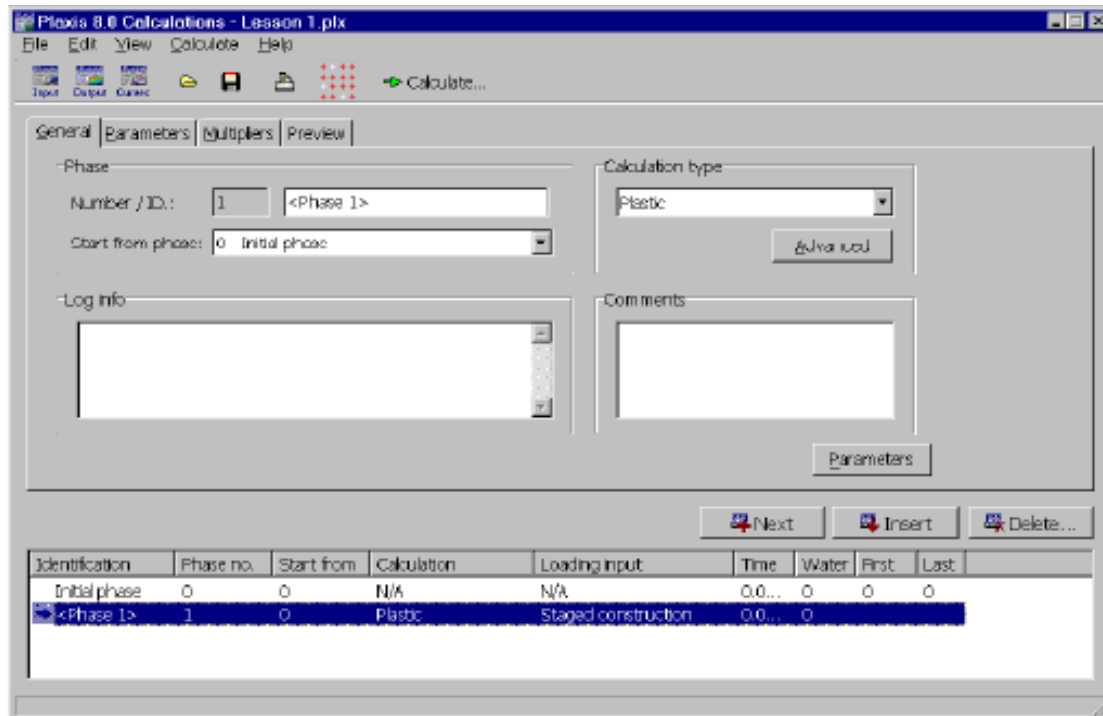


Figure A.3 : Fenêtre principale du programme de calcul.

A.4.3 RESULTATS : Output

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis. [3]

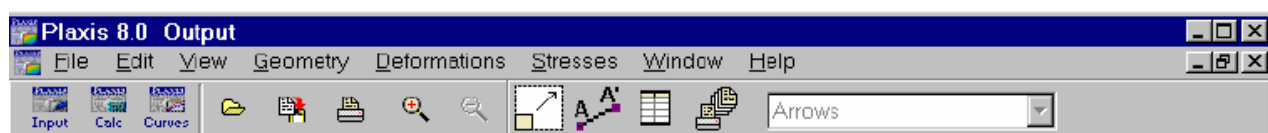


Figure A.4 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

A.4.4 COURBES CHARGE DEPLACEMENT ET CHEMINS DE CONTRAINTE (Curves) :

Le programme des courbes (Curves) peut être utilisé pour dessiner des courbes charge ou temps-déplacements, des courbes contraintes-déformations, des chemins de contrainte ou de déformation pour des points choisis dans la géométrie. Ces courbes représentent les évolutions au cours des différentes phases de calcul, et cela donne un aperçu du comportement global et local du sol.

Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire et dépendant du temps et anisotropique. [3].

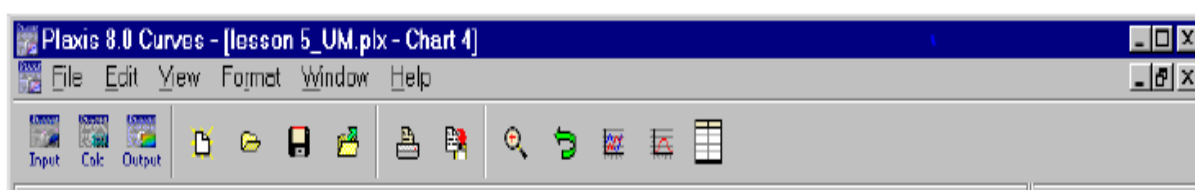


Figure A.5 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves.

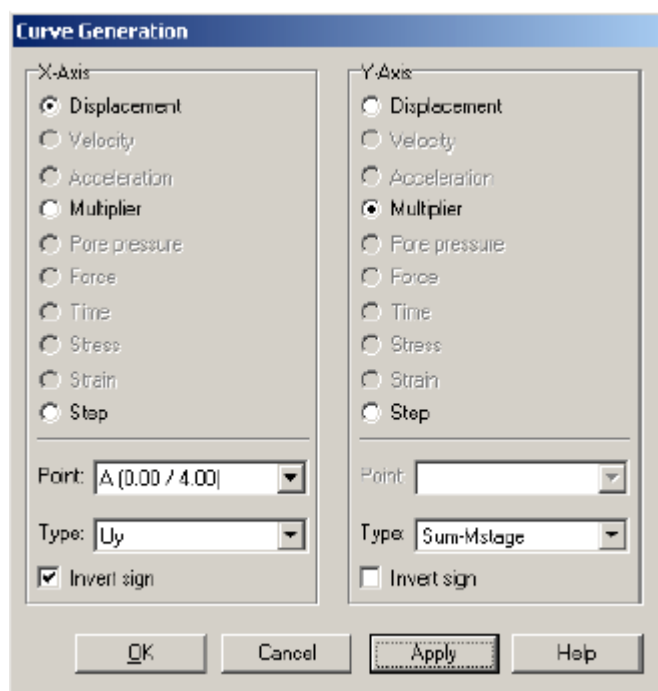


Figure A.6 : Fenêtre de génération de courbes (Curve génération).

A.5 LES MODELES DE COMPORTEMENTS INTEGRES DANS PLAXIS :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto visco plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. On cite les différents modèles comme suit :

A.5.1 MODELE ELASTIQUE LINEAIRE :

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young, et le coefficient de Poisson

Ce modèle est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. [3]

A.5.2 MODELE DE MOHR-COULOMB :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

Annexe A

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

Où : σ et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure. 3.5.2).

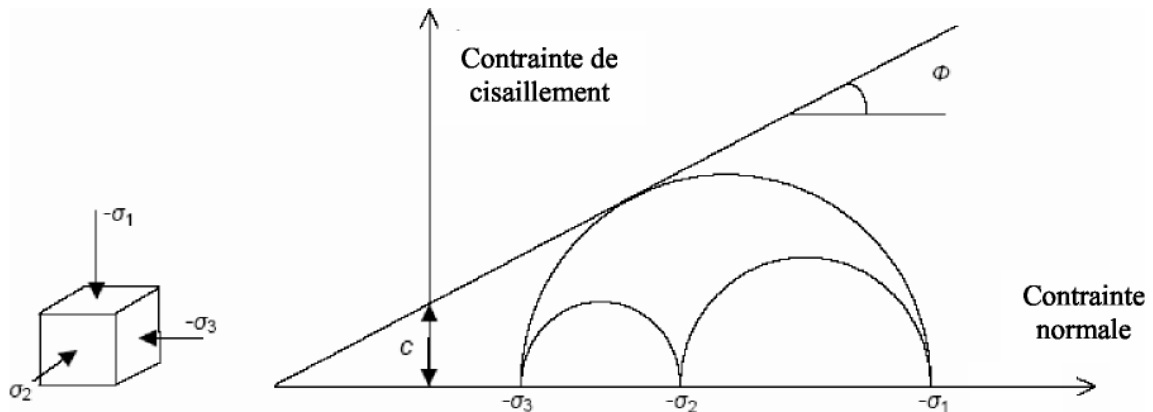


Figure A.7 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Il comporte cinq paramètres : le module de Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement, et l'angle de dilatance. [3]

- **Le module de Young :**

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture figure 3.1

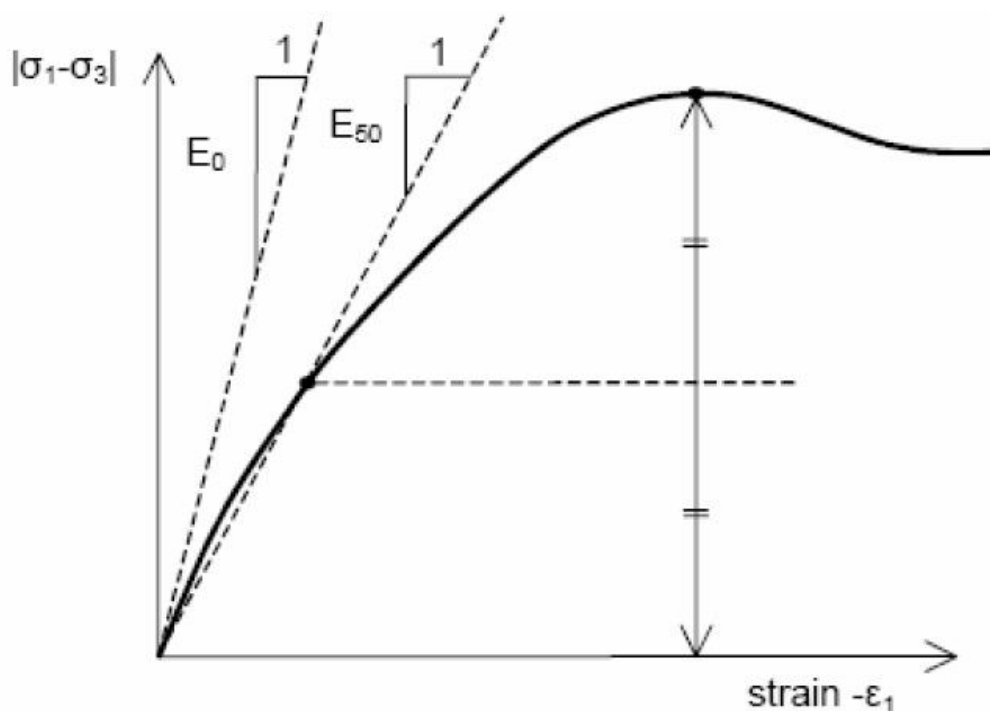


Figure A.8 : Définition du modèle à 50% de la rupture.

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur. [3]

- **Le coefficient de poisson :**

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable. [3]

- **L'angle de frottement :**

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. O attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calculs. Il peut être avisé de commencer des calculs avec les valeurs raisonnables d'angle de frottement (à volume constant, au palier). [3]

- **La cohésion :**

Annexe A

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en). [3]

- **L'angle de dilatance :**

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté ; c'est le paramètre le moins courant.

Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

Les cas où correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes. [3]

A.5.3 MODELE POUR LES ROCHES FRACTUREES (JOINTED ROCK MODEL) :

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées. [3]

A.5.4 MODELE DE SOL AVEC ECROUISSAGE (HARDENING SOIL MODEL) :

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons. [3]

Annexe A

A.5.5 MODELE POUR LES SOLS MOUS (SOFT SOIL MODEL) :

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante. [3]

A.5.6 MODELE POUR LES SOLS MOUS AVEC FLUAGE (SOFT SOIL CREEP MODEL):

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les courbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique. [3]

A.5.7 MODELE DEFINI PAR L'UTILISATEUR :

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS. Pour une description plus détaillée de cette option, veuillez-vous reporter au manuel des modèles de matériaux (Material Models Manuel). [3]

A.6 L'ENTRÉE DES DONNÉES DE PRÉ-TRAITEMENT :

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec PLAXIS, l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données (Input). Pour générer un modèle d'éléments finis, l'utilisateur doit créer un modèle géométrique à deux dimensions composé de points, de lignes et d'autres composants. La génération d'un maillage approprié, des propriétés et des conditions aux limites élément par élément est réalisée automatiquement par le générateur de maillage de PLAXIS à partir du modèle géométrique précédemment entré. Les utilisateurs peuvent aussi retoucher le maillage d'éléments finis pour améliorer ses performances. La dernière partie de l'entrée des données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives pour définir l'état initial.

Lorsqu'un modèle géométrique est créé dans le programme Input, il est conseillé de sélectionner les différents éléments selon l'ordre donné dans la seconde barre d'outils (de la gauche vers la droite). En principe, il faut d'abord dessiner les contours géométriques, puis ajouter les couches de sol, les éléments de structure, les couches à construire, définir les conditions aux limites, et enfin les chargements. La barre d'outils suit cette logique. Elle est un véritable guide à travers le programme Input ; elle assure que toutes les données à traiter le

Annexe A

seront. Bien sûr, tous les types d'objets ne sont généralement pas requis pour une analyse particulière. Par exemple, tous les éléments de structure et les types de chargement ne seront pas forcément utilisés si un seul chargement du sol est considéré ; de même, les pressions interstitielles peuvent être omises si le massif est complètement sec, comme les contraintes initiales si le champ de contrainte est calculé par un chargement gravitaire. Néanmoins, la barre d'outils rappellera à l'utilisateur qui la suit les différents éléments à entrer et ceux qu'il pourra sélectionner s'ils lui paraissent intéressants. PLAXIS affichera des messages d'erreur si des données nécessaires n'ont pas été entrées. Si un modèle existant est modifié, il est important de savoir que le maillage des éléments finis et, si elles existent, les conditions initiales doivent être régénérées pour que le modèle modifié soit correct. PLAXIS vérifie automatiquement que c'est le cas. En suivant ces procédures, l'utilisateur peut être assuré d'obtenir un modèle d'éléments finis cohérent. [1]

A.7 Les avantages de Plaxis :

La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats.

Générateur automatique de maillage.

Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.

Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation.

Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure.

Calculs de coefficient de sécurité.

Annexe A

Conclusion :

La plupart des problèmes analysés en ingénierie géotechnique nécessitent des données sur l'état des contraintes initiales. Ces contraintes, générées par la gravité, représentent l'état d'équilibre du sol ou de la matrice rocheuse intacts.

Dans une analyse avec PLAXIS, ces contraintes initiales doivent être spécifiées par l'utilisateur. La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale, en ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien.

Bibliographie :

[1] : Mémoire de master 2, présenté par Mr. CHEBIRA HOUCINE & Mr. MEKKI ABDELKRIM.

THEME : Etude d'un tronçon de mur de soutènement a hauteur variable.

[2] : chapitre 01 : différent type des murs de soutènement.

[3] : ENTPE : Cours de Mécanique des sols appliquée. Murs de soutènement M. BIETH Emmanuel. (2009-2010).

[4] : Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister, présenté par : DJABRI Mohamed.

THEME : Etude de la sensibilité de la réponse sismique à la disposition du renforcement des remblais d'accès de pont. (10/01/2013).

[5] : Mémoire de Magister, présenté par : ROUABEH Aicha.

THEME : COMPORTEMENT D'UN MUR DE SOUTENEMENT SOUS CHARGEMENT SISMIQUE. (2012/2013)

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

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

Présenté par :

Mr. CHEBIRA HOUCINE Mr. MEKKI ABDELKRIM