



Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Science et de la Technologie

Spécialité : génie civil

Présenté et soutenu par :
Boudiba Messaoud

Etude numérique de la stabilité d'un mur
de soutènement

Encadreur : Pr. Benmeddour Djamel

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
بَدَأَ خَلْقَ الْإِنسَانِ
مِنْ طِينٍ مِمَّا يَخْتَارُ
ثُمَّ عَلَّمَهُ الْقُرْآنَ
وَجَعَلَ مِنْهُ
الْعَرَبِيَّةَ الْعَمِّيَّةَ
وَاللَّهُ عَزِيزٌ عَلِيمٌ

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma gratitude envers Dieu pour m'avoir donné le courage et la détermination nécessaires pour poursuivre mes études supérieures. Après avoir achevé mon travail de recherche, je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance envers tous mes enseignants, en particulier le Pr Benmeddour Djamel, pour leur encadrement et leur disponibilité, ainsi qu'à tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, à mener à bien ce projet.

Enfin, je souhaite exprimer toute ma reconnaissance envers mes chers parents, ma famille et mes amis qui m'ont soutenu et encouragé tout au long de ce parcours. Je dédie ce travail à la mémoire de **ma mère**, à **mon cher père**, à qui je dois d'être là où je suis, ainsi qu'à toute **ma famille** pour leur soutien indéfectible et leur amour. Un grand merci.

Résumé

Les murs de soutènement sont des structures essentielles érigées pour prévenir les effondrements ou les glissements dans des terrains fortement inclinés, nécessitant une planification et un calcul précis, notamment lors de l'estimation des pressions effectives et du calcul des coefficients de sécurité et des déplacements structuraux. La préservation de ces murs de soutènement est vitale en raison des dommages considérables pouvant résulter de leur renversement ou de leur glissement. Dans ce mémoire, nous présentons l'étude de la stabilité des ouvrages de soutènement en utilisant des calculs elastoplastiques et l'approche de la borne supérieur et inférieur de la méthode d'analyse limite pour calculer les pressions du sol appliquées sur le mur de soutènement, ses déplacements et le coefficient de sécurité dans diverses conditions, en utilisant de programme OPTUMG2.

ملخص

تعتبر الجدران الداعمة هياكل أساسية تُقام لمنع الانهيارات أو الانزلاقات في التضاريس ذات الميل الشديد، مما يتطلب تخطيطًا وحسابات دقيقة، خاصة عند تقدير الضغوط الفعالة وحساب معاملات الأمان والتحركات الهيكلية. الحفاظ على هذه الجدران الداعمة أمر حيوي بسبب الأضرار الكبيرة التي يمكن أن تنتج عن سقوطها أو انزلاقها. في هذا السياق، يقدم البحث دراسة استقرار أعمال الدعم باستخدام حسابات مطاطية ومنهجية الحد الأعلى والحد الأدنى لطريقة التحليل المحدود لحساب الضغوط الأرضية المطبقة على الجدار باستخدام برنامج **OPTUM G2** الداعم، وتحركاته، ومعامل الأمان في ظروف مختلفة

Table des matières

Remerciements.....	I
Résumé.....	II
ملخص.....	III
Table des matières	IV
Liste Des Figures.....	VIII
Liste Des Tableaux.....	XI
Liste Des Symboles	XII
Introduction Générale.....	1

CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

1-1 Introduction	4
1-2 Définition d'un mur de soutènement	4
1.3 Différents types des ouvrages de soutènement.....	5
1-3-1 Le cas où la poussée est absorbée par le poids de la structure de soutènement	6
1-3-1-1 Les murs en béton ou en maçonnerie	6
1-3-1-2 Les ouvrages cellulaires	7
1-3-1-3 Le mur en terre armée	8
1-3-2 Le cas où la poussée est absorbée par l'encastrement	9
1-3-2-1 Les murs cantilevers.....	9
1-3-2-2 Les parois moulées	9

1-3-2-3 Les rideaux de palplanches	10
.....	
1-3-3 Cas où la poussée est reprise par des ancrages	12
1-3-3-1 Les ouvrages ancrés comprennent.....	12
1-4 Classement des Ouvrages de soutènement	13
1-4-1 Ouvrages rigides	13
1-4-2 Ouvrages souples	14
1-5 Stabilité d'un ouvrage de soutènement.....	14
1-5-1 Stabilité interne.....	15
1-5-2 Stabilité externe	15
1-6 Conclusion	17

CHAPITRE2 : Méthodes de calcul

2-1 Introduction	19
2-2 Les méthodes de calcul	19
2-2-1Méthode de Coulomb	19
2-2-1-1 Cas d'une surface horizontale Les forces appliquées	21
2-2-1-2 Cas d'une surface inclinée	21
2-2-1-3 Cas d'une surcharge uniforme	22
2-2-2 Méthode de Rankine	23
2-2-3 La méthode Sokolovsky	25
2-2-4 Méthode de Boussinesq.....	26
2-2-5 Terzaghi (1936)	29
2-2-6 Méthodes d'analyse limite.....	31
2-3 Catégories de pression latérale de la terre (sol /mur).....	33
2-3-1 l'état de repos du sol.....	34

2-3-2 l'état de poussée du sol (pression active du sol)	34
2-3-3 l'état de butée du sol (pression passive du sol)	35
2-4 Equilibres de poussée et de butée	36
2-4-1 Equilibre de poussée	37
2-4-2 Equilibre de butée	38
2-5 Conclusion	39

CHAPITRE 3 : Présentation de programme OPTUM G2

3-1 Introduction	41
3-2 L'histoire	41
3-3 OPTUM G2	41
3-4 Calcul des Murs de Soutènement avec OPTUM G2	42
3-5 Modélisation des murs gravitaires par OPTUM G2	43
3-6 Types d'analyse	44
3-7 Éléments structuraux	45
3-8 Caractéristiques	46
3-9 Modèle défini par l'utilisateur	47
3-10 Les éléments de maillage	49
3-11 Les interfaces	50
3-12 Conclusion	51

Chapitre 4 : Modélisation Numérique

4-1 Introduction.....	53
4-2 Présentation du problème.....	53
4-2-1 Cas d'un Mur soutenant un massif de sol à surface horizontal sans surcharge.....	53
4-2-2 Cas d'un Mur soutenant un massif de sol à surface horizontal surchargé.....	54
4-3 Caractéristiques Générales du modèle adopté	55
4-3-1 Géométrie	55

4-3-2 Conditions aux Limites.....	55
4-3-3 Caractéristiques des Matériaux.....	56
4-3-4 Génération du Maillage	57
4-4 Analyse et Résultats	58
4-4-1 Analyse des résultats du modèle en l'absence de surcharge	58
4-4-2 Analyse de la stabilité du mur de soutènement en présence de surcharge ($q = 50 \text{ kN/m}^2$)	62
4-5 Conclusion	66
Conclusion Générale	67
Références	68

Liste des figures

CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure 1.1 : Différents types de soutènements (d'après Schlosser)	6
Figure 1.2 : Exemple de mur poids formé de gabion	7
Figure 1.3 : Constitution d'un mur en Terre Armée	9
Figure 1- 4 : Murs cantilever en béton armé	9
Figure 1.5 : Parois moulées	10
Figure 1.6 : mur de soutènement- rideaux de palplanche.....	11
Figure 1.7 : mur de soutènement- murs ancrés.....	12
Figure 1.8 : mur de soutènement- rideaux de palplanche ancrés	13
Figure 1.9 : Ouvrages de soutènement rigides qui reprend la poussée par leur poids	13
Figure 1.10 : Ouvrages de soutènement rigides qui reprend la poussée par leur encastrement	14
Figure 1.11 : Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation.....	14
Figure 1.12 : Trois types de stabilité externe.....	15
Figure 1.13 : Influence de poinçonnement sur le mur.....	16
Figure 1.14 : Influence de renversement sur le mur.....	16
Figure 1.15 : Influence de glissement sur le mur	17

CHAPITRE 2 : Méthodes du calcul

Figure 2.1 : Equilibre du coin de Coulomb	20
Figure 2.2 : Murs de soutènement avec une surcharge uniforme	22

Figure 2.3 : Calcul élastique des contraintes horizontales apportées sur un écran par des surcharges (d'ap. Schlosser)	24
Figure 2.4 : Lignes caractéristiques des zones de rupture	26
Figure 2.5 : Equilibres de Boussinesq et de Rankine	27
Figure 2.6 : Coefficient de poussée latérale des terres contre un mur vertical et position du point d'application de la résultante (selon Terzaghi 1936). Distinction du mode de déplacement du mur	30
Figure 2.7 : Progrès réalisés par Rankine et Terzaghi dans la perception de l'interaction sol-structure	31
Figure 2.8 : contraintes au repos.....	34
Figure 2.9 : pression de la terre –Active.....	35
Figure 2.10 : pression de la terre –passive	36
Figure 2.11 : Principe de la poussée et de la butée	37
Figure 2.12 : - Etat limite de poussée du sol	38
Figure 2.13 : Etat limite de butée du sol.....	39

CHAPITRE 3 : Présentation de programme OPTUM G2

Figure 3.1 : Représentation monodimensionnel du comportement élasto-plastique.....	48
Figure 3.2 : Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b)	49
Figure 3.3 : Distribution des nœuds et des points de contrainte, dans les éléments d'interface et la jonction avec les éléments du sol	50

CHAPITRE 4 : Modélisation Numérique

Figure 4.1 : Géométrie du modèle numérique en l'absence de charge	54
Figure 4.2 : Géométrie du modèle numérique en cas de présence de charge fixe.....	55
Figure 4.3 : Maillage du modèle numérique en l'absence de charge.....	58
Figure 4.4 : Maillage du modèle numérique en cas de présence de charge fixe	58
Figure 4.5 : Distribution des déplacements pour $H = 2, H = 3, H = 4, H = 5, H = 6$	59
Figure 4.6 : Distribution des déplacements pour H dans le cas de la borne inférieure	60

Figure 4.7 : Distribution des déplacements pour H dans le cas de la borne supérieure 61

Figure 4.8 : Variation du coefficient de sécurité pour H = 2, H = 3, H = 4, H = 5, H = 6..... 62

Figure 4.9 : Distribution des déplacements pour H = 2, H = 3, H = 4, H = 5, H = 6 avec une charge fixe 63

Figure 4.10 : Distribution des déplacements pour H dans le cas de la borne inférieure avec une charge fixe 64

Figure 4.11 : Distribution des déplacements pour H dans le cas de la borne supérieure avec une charge fixe 64

Figure 4-12 Variation de F_s en fonction de H avec une charge fixe 65

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Avantages et inconvénients des parois.....	10
Tableau 1.2 : Avantages et inconvénients des rideaux palplanches.....	11
Tableau 2.1 : Des valeurs représentatives de KA par la méthode des lignes de glissement, d'après Sokolovski (1965)	26
Tableau 2.2 : Les valeurs représentatives de ka , d'après Caquot & Kerisel (1948).....	29
Tableau 2-3 : Déplacement du mur nécessaire pour une poussée	35
Tableau 2-4 : Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive.....	36
Tableau 4-1 : Les caractéristiques géotechniques du sol 1.....	56
Tableau 4-2 : Les caractéristiques géotechniques du sol 2.....	56
.....	
.....	
Tableau 4-3 : Les caractéristiques géotechniques d'un mur de soutènement.....	57

Liste des symboles

φ : L'angle de frottement effectif du sol

λ : Inclinaison du mur

c : Cohésion du sol

H : Hauteur verticale d'un ouvrage de soutènement

E : Module d'Young

α : Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale

β : Angle d'inclinaison de la surface superficielle du remblai

γ : Poids volumique du sol

γ' : Poids volumique déjaugé

δ : Angle d'interface

ε : Déformation

ν : Module de Poisson

ζ : Contrainte de cisaillement,

ψ : Angle de dilatance du sol

θ : L'inclinaison de la face du mur sur l'horizontale

K_0 : Coefficient des terres au repos

K : coefficient de la pression des terres

K_p : Le coefficient des pressions des terres passives

K_a : Coefficient des butées des terres actives

F_p : Force de butée

σ'_p : La pression de pré consolidation du sol déterminé à l'essai œdométrique

σ'_{v0} : La contrainte effective en place

Z : Profondeur dans le sol

W' : Poids des terres

γ_1' : Poids volumique effectif submergé du sol

Q : Charge concentrée.

H : Hauteur du mur.

Introduction Générale

Les ouvrages de soutènement sont des éléments essentiels des travaux de génie civil, car ces ouvrages sont construits en grandes quantités à des fins diverses, telles que l'excavation pour la construction de structures souterraines telles que les parkings souterrains, les routes, les fondations de bâtiments, et autres. Identifier les forces qui interagissent entre le sol et la structure chargée est une étape cruciale dans le domaine de la géotechnique. Pour concevoir ces ouvrages de manière sûre et économique, il est nécessaire de comprendre en profondeur la pression passive et active du sol.

L'objectif de cette recherche est d'estimer l'influence numérique de l'élévation du sol sur le coefficient de sécurité F_s et le déplacement structurel, ainsi que la pression active du sol. Cette recherche aborde également le problème de l'amélioration de la prédiction des distributions de pression agissant sur les murs de soutènement. Les méthodes traditionnelles basées sur les calculs de rupture ne sont pas toujours capables de fournir des informations fiables sur le déplacement structurel, et ne considèrent pas non plus le sol comme un matériau cohésif, ce qui ne reflète pas la réalité.

Par conséquent, certains chercheurs ont développé des programmes de recherche expérimentaux, théoriques ou numériques pour combler les lacunes des méthodes traditionnelles et estimer la pression active du sol avec une plus grande précision. Cette recherche s'adapte à cette situation en étudiant le problème de la pression active du sol dans les travaux de soutien dans des conditions spécifiques. Cette recherche vise à examiner la stabilité des murs de soutènement sous l'effet de la pression du sol. Pour atteindre ces objectifs, nous avons réalisé une revue complète de la littérature sur les travaux de soutien, les calculs de pression du sol et la modélisation numérique.

Cette recherche fait partie d'une étude visant à simuler le comportement des murs de soutènement en utilisant des paramètres spécifiques liés au mécanisme de rupture. Nous utiliserons l'analyse des limites pour déterminer les forces de soutien afin de vérifier la stabilité du mur de soutènement. Ce document se compose de deux parties :

La première partie est consacrée à l'examen exhaustif de la littérature, comprenant trois chapitres :

- Le premier chapitre traite des classifications et des types de murs de soutènement.

- Le deuxième chapitre aborde les méthodes de calcul de la pression passive et active du sol.
- Le troisième chapitre présente le logiciel utilisé dans ce travail, OPTUM G2, qui est basé sur la méthode des éléments finies.

La deuxième partie est consacrée à la modélisation numérique, qui examine l'évaluation du facteur de sécurité ainsi que les déplacements maximaux du mur de soutènement en utilisant le code informatique OPTUM G2.

CHAPITRE 1

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

1-1 Introduction

Dans le domaine du génie civil et de la construction, le mur de soutènement joue un rôle crucial dans l'atteinte de la stabilité et de l'équilibre sur des terrains variés.

Parmi ces structures, le mur de soutènement se distingue comme l'un des éléments clés utilisés pour stabiliser le sol et assurer la stabilité des infrastructures des grands projets.

Considéré comme une prouesse d'ingénierie, le mur de soutènement nécessite une compréhension approfondie des caractéristiques du sol, du relief et de la mécanique des sols, ainsi que l'utilisation de techniques avancées dans la conception et la construction de structures massives. Cette étude vise à explorer les origines et les évolutions du mur de soutènement, ainsi qu'à comprendre son importance et ses applications dans divers projets d'ingénierie. Nous analyserons les techniques de construction utilisées dans les murs de soutènement et évaluerons leur impact sur les infrastructures et l'environnement environnant.

Nous examinerons également les défis techniques et environnementaux auxquels sont confrontées les opérations de construction de murs de soutènement et les moyens efficaces pour les surmonter. Enfin, nous aborderons les innovations et les développements récents dans le domaine de la conception et de la construction de murs de soutènement, en mettant l'accent sur l'utilisation de matériaux avancés pour renforcer l'efficacité et la durabilité de ces structures. Notre objectif à travers cette recherche est de comprendre le rôle crucial joué par le mur de soutènement dans le développement des infrastructures et le développement durable, tout en identifiant les défis et les opportunités futures.

1-2 Définition d'un mur de soutènement

Le mur de soutènement, une structure érigée délibérément pour stabiliser le sol et prévenir son effondrement face à des conditions topographiques changeantes ou des pentes naturelles, est un élément fondamental dans de nombreux projets de construction et de génie civil. Composé généralement de matériaux tels que le béton armé, la pierre ou la brique, le mur de soutènement comprend plusieurs éléments interdépendants. Sa structure de soutènement, reposant sur une fondation solide, répartit efficacement le poids pour assurer la stabilité globale. Parallèlement, des systèmes de drainage sont mis en place pour éviter l'accumulation d'eau derrière le mur, limitant ainsi la pression exercée sur le sol.

L'importance du mur de soutènement réside dans sa capacité à maintenir la stabilité du sol, empêchant ainsi tout effondrement potentiel. De plus, il offre la possibilité de créer des terrains

plats là où le relief est accidenté, ouvrant la voie à diverses applications telles que la construction, l'agriculture ou d'autres activités. Outre son rôle fonctionnel, le mur de soutènement peut également contribuer à l'esthétique globale de la région, devenant ainsi un élément intégré dans la conception architecturale.

D'après Smith (2020), l'idée d'utiliser des murs de soutènement remonte à des civilisations anciennes, où ils étaient employés dans le génie civil pour stabiliser les terrains accidentés ou soutenir les routes. Au fil du temps, avec les progrès technologiques et une compréhension plus approfondie de l'ingénierie géotechnique, l'utilisation et la conception des murs de soutènement ont évolué pour répondre aux besoins contemporains de construction et d'aménagement du territoire.

1.3 Différents types des ouvrages de soutènement

Le concept de "structure de soutènement" englobe toutes les constructions visant à retenir un massif de sol autour d'une excavation en utilisant des matériaux résistants à la pression des terres. Selon la définition de l'Eurocode (EC 7-1, 2004), une "structure de soutènement" retient des terrains (sols, roches ou remblais) et/ou de l'eau. La poussée exercée par le massif de terre retenu peut être gérée de différentes manières. Trois modes principaux peuvent être identifiés :

- 1-La poussée est absorbée par le poids de la structure de soutènement.
- 2-La poussée est absorbée par l'encastrement de la structure de soutènement.
- 3-La poussée est absorbée par des ancrages.

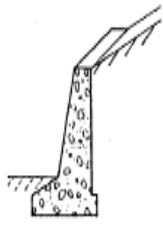
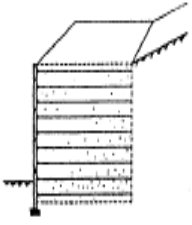
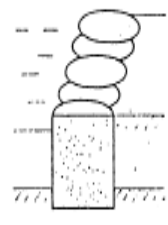
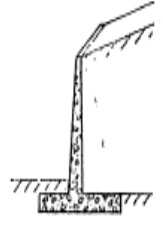
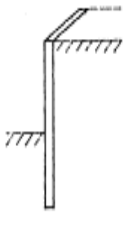
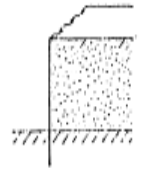
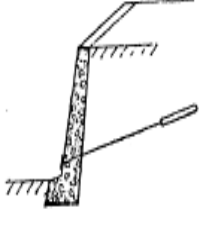
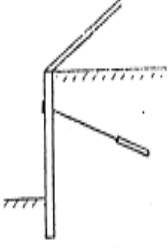
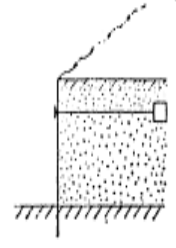
Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.			
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p>Mur en terre armée</p>	 <p>Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p>Mur en béton, ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>

Figure1-1 :Différents types de soutènements(d'après Schlosser)

1-3-1 Le cas où la poussée est absorbée par le poids de la structure de soutènement

Dans ce type de construction, on trouve :

1-3-1-1 Les murs en béton ou en maçonnerie

Ces constructions rigides ne tolèrent pas des tassements différentiels supérieurs à 2-3‰. Les gabions (conteneurs en treillis remplis de gros cailloux) peuvent être considérés comme des murs, mais ils supportent des déformations importantes.

Les murs poids classiques

- Murs maçonnée
- Murs en enrochements
- Gabions
- Murs en béton coffré
- Murs en béton cyclopéen



Figure 1.2 : Exemple de mur poids formé de gabion

1-3-1-2 Les ouvrages cellulaires

Elles sont très diversifiées, le plus ancien type étant le mur-caisson constitué d'éléments préfabriqués. Dans les travaux maritimes, par exemple, on utilise de grands batardeaux cellulaires en palplanches métalliques ou de grands caissons en béton armé pour construire des quais. Dans une structure cellulaire, la cellule est remplie de sol, ce qui rend l'ouvrage très flexible dans certains cas.

1-3-1-3 Le mur en terre armée

Cette méthode de soutènement, développée par Henri Vidal en 1963, utilise le sol plutôt qu'un mur en béton pour assurer la stabilité d'un versant. Le principe est de renforcer le sol en ajoutant des armatures qui généreront un frottement avec les cailloux du remblai.

Un massif en terre armée se compose de trois éléments :

Un remblai granulaire compacté en couches minces.

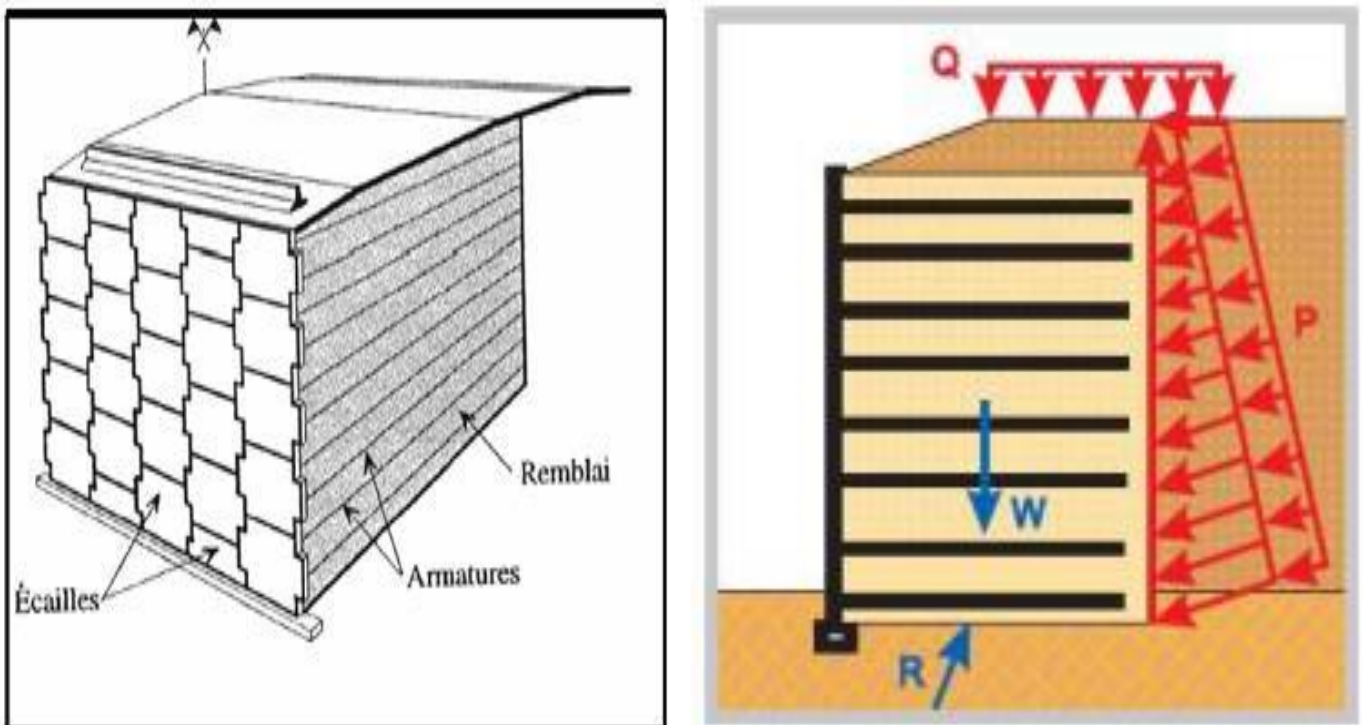
Des armatures disposées dans le remblai, métalliques ou géosynthétiques.

Un parement assurant l'esthétique du mur et le lien avec les armatures.

Avantages et limites de la Terre Armée :

Les avantages de cette technique incluent la rapidité d'exécution, la capacité des murs souples à supporter des tassements différentiels importants sans dommage, le faible besoin en équipement lourd et le coût compétitif. La principale limitation réside dans la qualité du remblai, qui doit présenter un coefficient de frottement adéquat

Figure 1-3 : Constitution d'un mur en Terre Armée



1-3-2 Le cas où la poussée est absorbée par l'encastrement

La poussée peut être absorbée par l'encastrement de la structure dans le sol de fondation. Dans cette catégorie, on trouve :

1-3-2-1 Les murs cantilevers

Ces murs, dont la base élargie est encastrée dans le sol de fondation, fonctionnent sous l'effet du poids du remblai. Un mur cantilever peut être considéré comme un ouvrage poids si l'on prend en compte le poids du remblai entre le mur et la verticale passant par l'extrémité arrière de la semelle.

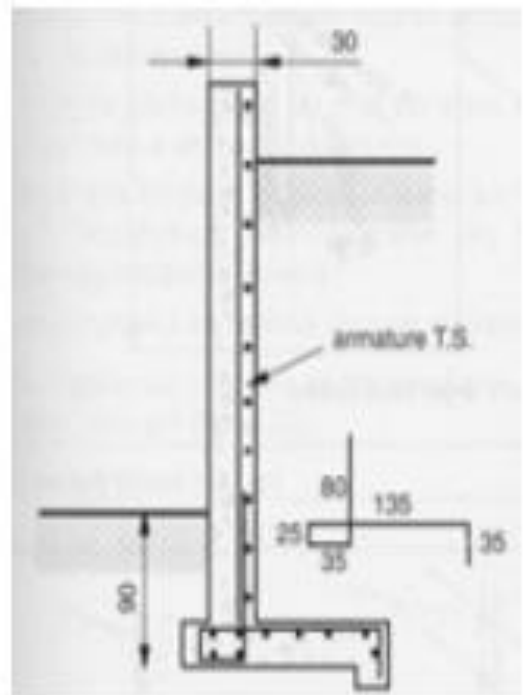


Figure1- 4 :Murs cantilever en béton armé

1-3-2-2 Les parois moulées

Cette technique, largement utilisée en milieu urbain, permet d'atteindre des profondeurs importantes, jusqu'à environ 100 mètres. Une paroi moulée est encastrée totalement ou partiellement dans le sol de fondation, nécessitant une analyse minutieuse des déformations pour éviter d'endommager les constructions environnantes.

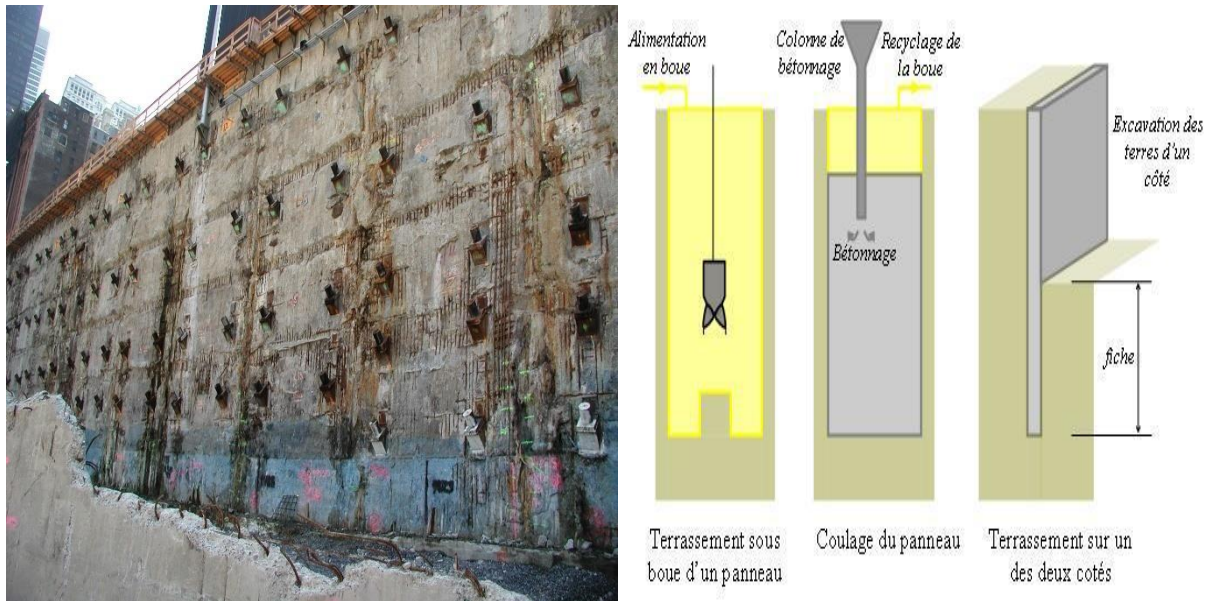


Figure 1.5 : Parois moulées

Type /soutènement	parois moulées
Domaines d'emploi	Soutènement permanent
- Nature de terrain - Conditions hydrau	- Adaptable à tous les terrains sauf roches - Possibilité de travailler dans la nappe
Avantages	-Pas de décompression des terrains, pas de limitation en profondeur - Possibilité d'intégrer le soutènement dans la structure définitive. - Permet de réaliser la couverture avant les gros travaux
Inconvénients	- Nécessite une plate forme de travail horizontale - Matériel lourd. - Raccordement des radiers. -Ne permet pas une étanchéité extérieure.

Tableau 1.1 : Avantages et inconvénients des parois

1-3-2-3 Les rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches sont des structures composées de palplanches métalliques emboîtées les unes dans les autres et enfoncées dans le sol de fondation.

Elles forment un écran vertical, généralement rectiligne, servant à soutenir un massif de terre.

Ces rideaux peuvent être temporaires ou permanents, caractérisés par leur flexibilité, ce qui requiert une approche spécifique en termes de conception.

L'équilibre des pressions exercées par le sol retenu peut être assuré par les forces de butée mobilisées dans la partie en fiche, notamment lorsque la hauteur hors fiche est limitée.

Outre les mesures de sécurité standards pour prévenir les ruptures telles que le renversement ou le glissement, il est crucial de vérifier que les déformations du rideau demeurent acceptables, en s'assurant notamment que la contrainte maximale dans une palplanche n'excède pas les limites admissibles pour l'acier.

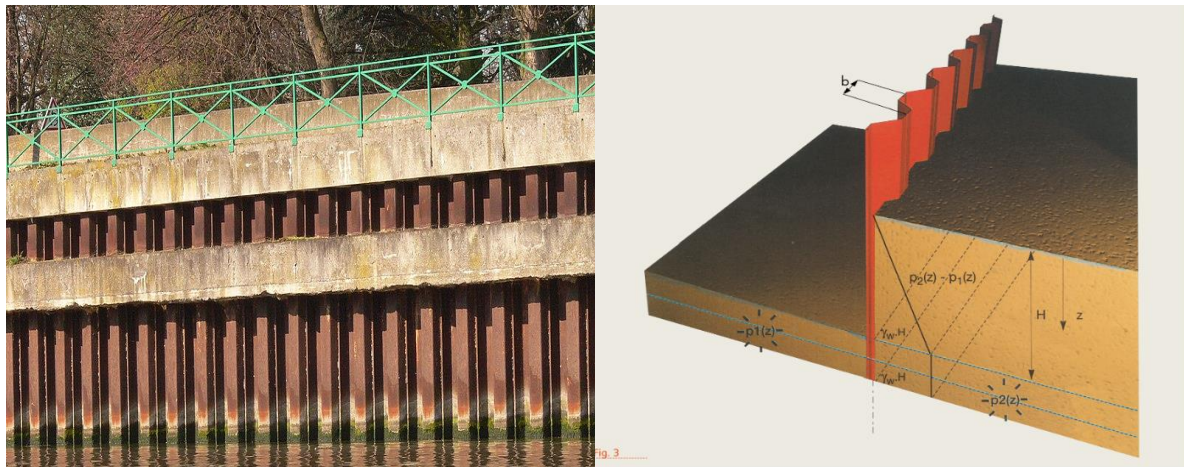


Figure 1.6 :mur de soutènement- rideaux de palplanche

Type /soutènement	Rideaux de palplanches
domaines d'emploi	Soutènement Provisoire ou permanent
- Nature de terrain - Conditions hydrau	- Terrains meubles
Avantages	- Pas de décompression des terrains - Ecran semi-étanche.
Inconvénients	- Nuisances pour les riverains (bruit-vibrations) - Limitation de battage : terrain dur vestiges d'ouvrage souterrains. - En règle générale palplanches non récupérables.

Tableau 1.2 : Avantages et inconvénients des rideaux palplanches.

1-3-3 Cas où la poussée est reprise par des ancrages

Dans certains cas, la poussée exercée par le sol peut être reprise par des ancrages.

Ces derniers sont souvent utilisés dans le contexte des parois pour limiter la profondeur d'enfouissement et temporairement retenir la pression des terres.

Après l'excavation, les charges sont transférées aux planchers entre les parois et les ancrages sont généralement désactivés.

1-3-3-1 Les ouvrages ancrés comprennent

-Les murs ancrés : qui visent à réduire les forces de glissement et à augmenter les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.



Figure 1.7 : mur de soutènement- murs ancrés

-Les parois moulées ancrées : particulièrement utilisées lorsque les pressions exercées par le sol ne peuvent être équilibrées par les forces de butée dans la partie en fiche, surtout en cas de hauteurs importantes hors fiche. Dans ce cas, un système d'ancrage en tête est souvent mis en place à l'aide de tirants.

-Les palplanches ancrées : également utilisées lorsque les pressions exercées par le sol ne peuvent être équilibrées par les forces de butée dans la partie en fiche, notamment en cas de hauteurs importantes hors fiche.

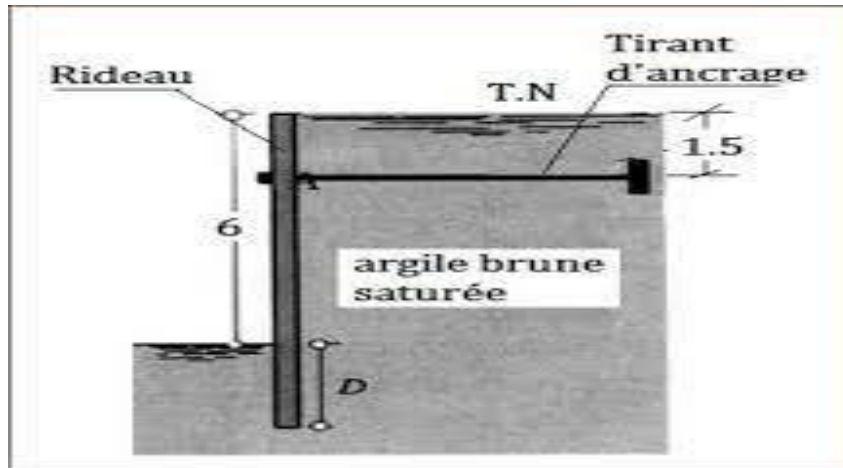


Figure 1.8 :mur de soutènement- rideaux de palplanche ancrés

Dans de nombreux cas, l'utilisation d'un système d'ancrage en tête avec des tirants est nécessaire pour assurer la stabilité des structures. Cela peut être particulièrement important dans les constructions souterraines ou lorsque le sol est instable.

1.4. Classement des Ouvrages de soutènement

Les différentes structures de soutènement partagent toutes la caractéristique de supporter la force exercée par le sol retenu. On distingue généralement deux types de structures dans cette catégorie : les structures rigides et les structures souples.

1.4.1 Ouvrages rigides

Les murs de soutènement classiques constituent les structures les plus courantes de cette catégorie. La force exercée est supportée soit par le poids de la structure (murs poids), soit par l'ancrage de la structure dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids du sol contribue à la stabilité de la structure à travers la semelle.

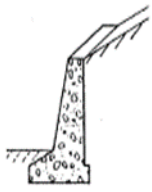
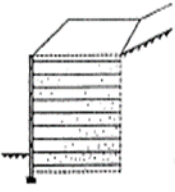
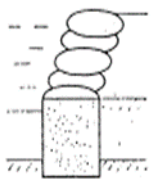
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p data-bbox="384 1854 646 1883">Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p data-bbox="790 1854 933 1883">Mur en terre armée</p>	 <p data-bbox="1141 1854 1268 1883">Ouvrage cellulaire</p>

Figure 1.9 :Ouvrages de soutènement rigides qui reprend la poussée par leur poids

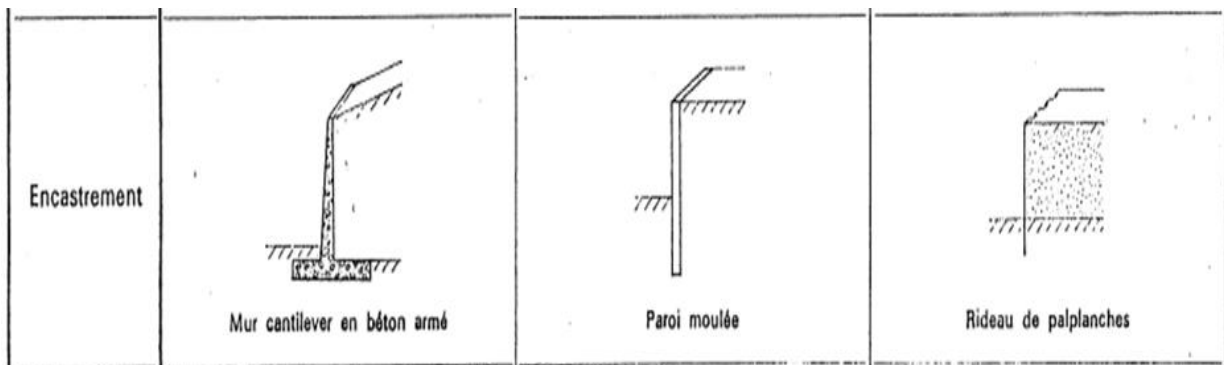


Figure 1.10: Ouvrages de soutènement rigides qui reprennent la poussée par leur encastrement

1.4.2 Ouvrages souples

Les rideaux de palplanches sont représentatifs des structures souples. Dans ce type de soutènement, la force est supportée soit par l'ancrage de la structure dans le sol, soit par l'utilisation d'ancrages.

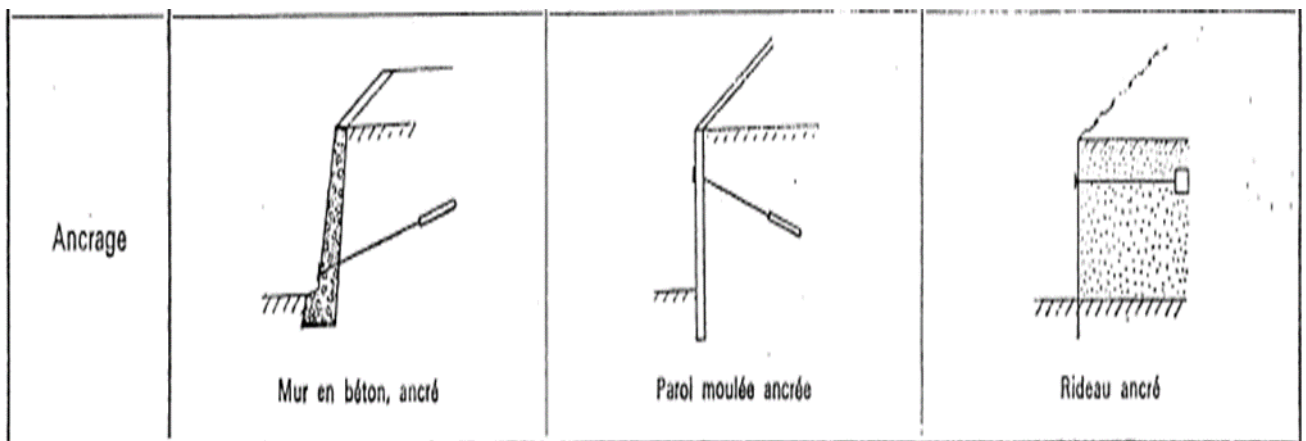


Figure 1.11: Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation

1-5 Stabilité d'un ouvrage de soutènement

Lors de la construction d'un mur de soutènement, il est confronté à plusieurs risques en raison des forces qu'il subit du massif environnant.

Ces risques comprennent différents types de ruptures, il est donc important de bien réfléchir à la stabilité lors de la conception de la structure.

La stabilité peut être divisée en stabilité interne et externe.

1-5-1 Stabilité interne

L'analyse de la stabilité interne revêt une importance particulière pour chaque type de structure, nécessitant une comparaison entre sa résistance spécifique et les charges qu'elle supporte. Conformément à l'Eurocode 7.

la vérification de la stabilité du mur-poids est requise lorsque les conditions suivantes sont réunies :

-Toutes les sections horizontales subissent une compression afin de ne pas dépasser la résistance intrinsèque de l'élément, notamment dans le cas d'un mur en nid d'abeille.

-La contrainte de cisaillement reste inférieure à la résistance au cisaillement du matériau, empêchant ainsi le glissement des éléments dans le cas des murs en nid d'abeille.

1-5-2 Stabilité externe

comprend trois aspects principaux :

- A. la stabilité au poinçonnement.
- B. la stabilité au renversement.
- C. la stabilité au glissement.

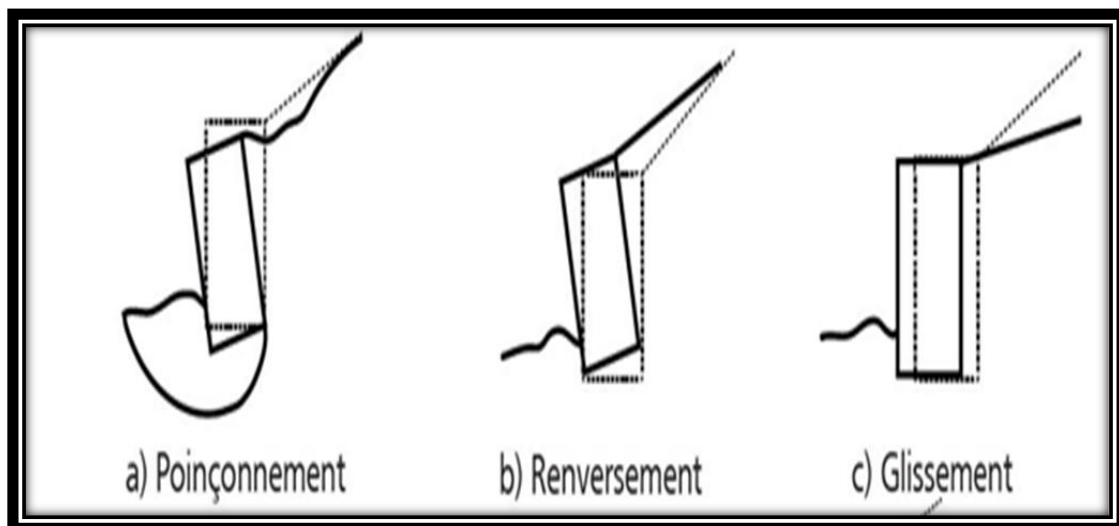


Figure 1.12 : Trois types de stabilité externe

A. Stabilité au poinçonnement :

Le mur peut être perforé par des charges verticales excessives. La conception de la base du mur doit prendre en compte ce risque et assurer une stabilité suffisante de la structure.

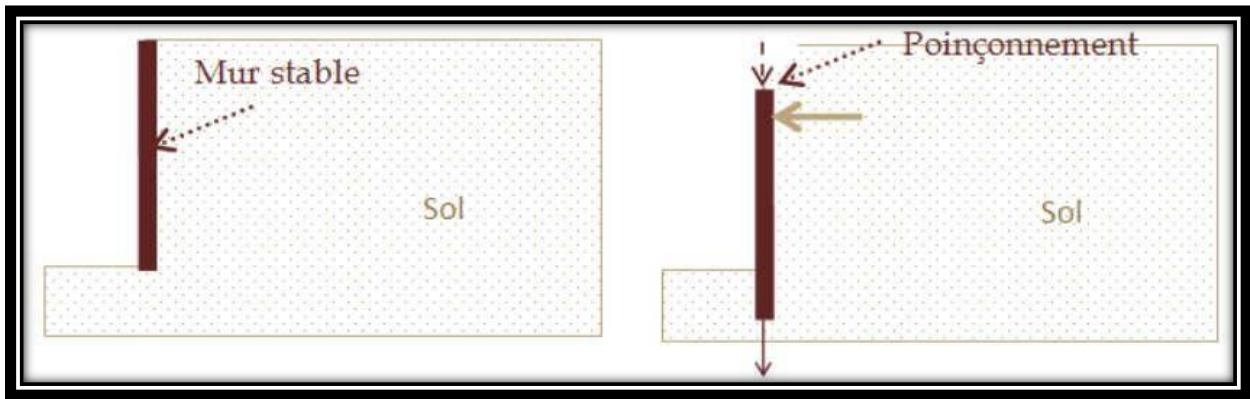


Figure 1.13: Influence de poinçonnement sur le mur

B. Stabilité au renversement :

Un mur de soutènement peut être renversé en raison des forces qui le font tourner autour de sa base et le font tomber. Le mur doit être conçu pour équilibrer ces forces en résistant suffisamment au poids du mur et du sol environnant.

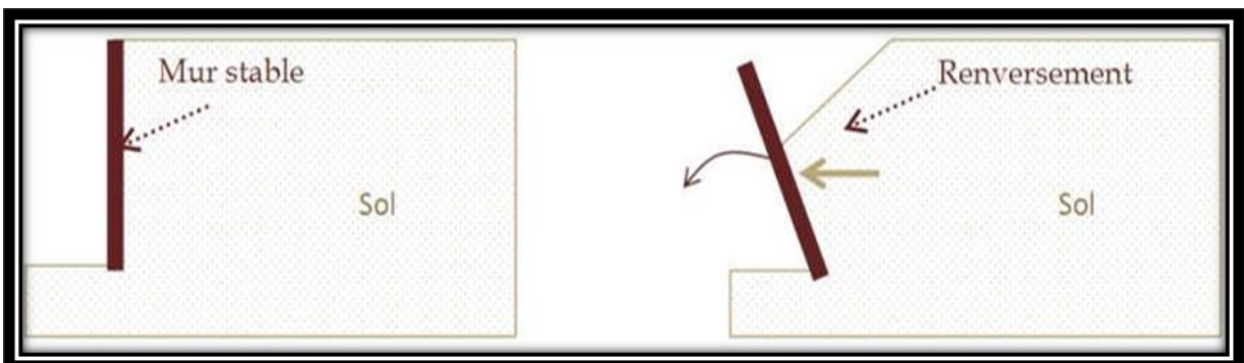


Figure 1.14 : Influence de renversement sur le mur.

C. Stabilité au glissement :

Le mur peut glisser le long de sa base en raison des forces de glissement de la terre et des charges supplémentaires. La résistance au glissement est assurée par le frottement sur la surface de base du mur, ou en ajoutant un élément supplémentaire pour renforcer cette résistance.

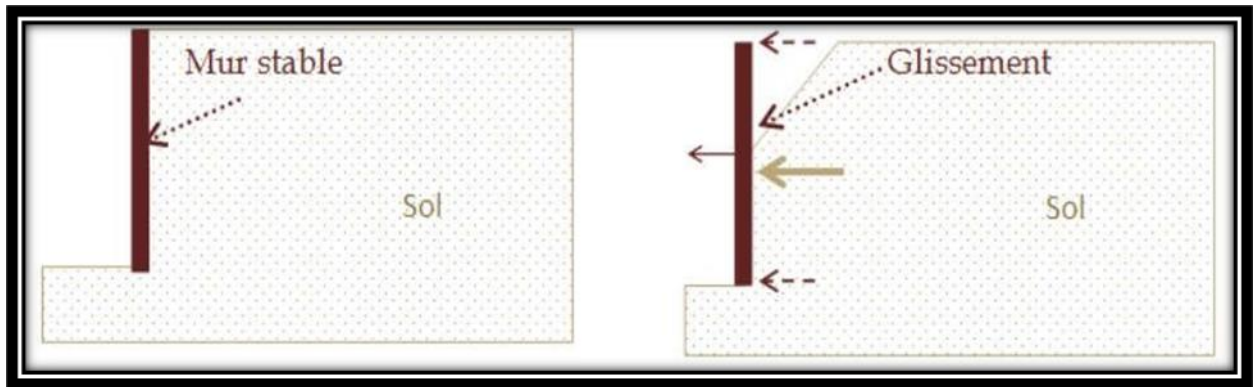


Figure 1.15 : Influence de glissement sur le mur

1-6 Conclusion

les ouvrages de soutènement jouent un rôle essentiel dans la prévention des éboulements et des glissements sur les pentes abruptes et verticales. Leur mise en place peut être temporaire ou permanente, selon les besoins spécifiques du projet. La construction de ces structures est indispensable pour protéger les routes contre les risques d'éboulement ou d'avalanches dans les zones montagneuses, ainsi que pour réduire l'impact négatif des pentes naturelles dans les zones urbaines lors de la construction de routes, de bâtiments ou d'ouvrages d'art. En somme, ces infrastructures jouent un rôle crucial dans la préservation de la stabilité et de la sécurité des infrastructures dans des environnements géographiques variés

CHAPITRE 2

Méthodes du calcul

2.1 Introduction

Dans un premier temps, il est nécessaire de déterminer les dimensions du mur de soutènement afin d'estimer la pression exercée sur la surface de contact entre le mur et le bloc de terre. La méthode traditionnelle repose sur l'établissement d'un équilibre limite entre les forces de poussée et de butée, dépendant des caractéristiques géométriques et mécaniques du sol. Ces méthodes calculent l'écran en utilisant la méthode de l'état limite de la poussée, offrant ainsi une compréhension directe des propriétés géométriques et mécaniques du problème.

Les méthodes de calcul numérique reposent sur les éléments finis et les différences finies. Le mur de soutènement permet de retenir les terres sur une surface réduite.

Dans ce chapitre, nous passerons en revue les différentes méthodes publiées dans la littérature pour calculer la poussée et la butée sur les murs de soutènement.

2.2 Les méthodes de calcul

Différentes théories ont été développées au fil du temps pour calculer les coefficients de poussée et de butée des sols pulvérulents ($C = 0$). Voici les principales théories dans l'ordre chronologique :

2-2-1 Méthode de Coulomb

La théorie classique de la pression des terres a été développée par Coulomb en 1776, a été le premier qui a étudié le problème des poussées latérales des terres sur les structures de soutènement. Il se concentre sur l'équilibre de l'angle au sol entre l'écran et une surface de glissement critique. 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 contact entre le sol et l'écran est δ . Pour les écrans soutenant des massifs de sols à surfaces horizontales, et pour $\delta = 0$, les théories de Rankine et de Coulomb donnent les mêmes coefficients de poussée et de butée. [3]

La théorie de Coulomb repose sur deux hypothèses :

- Le mécanisme de rupture est un plan passant par le bas de l'ouvrage de soutènement, défini par son angle α avec l'horizontale. La motivation de cette hypothèse est l'observation de structures réelles qui ont chaviré ;
- La force agissant sur le mur a une direction connue. En d'autres termes, cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran et la paroi est connu. [3]

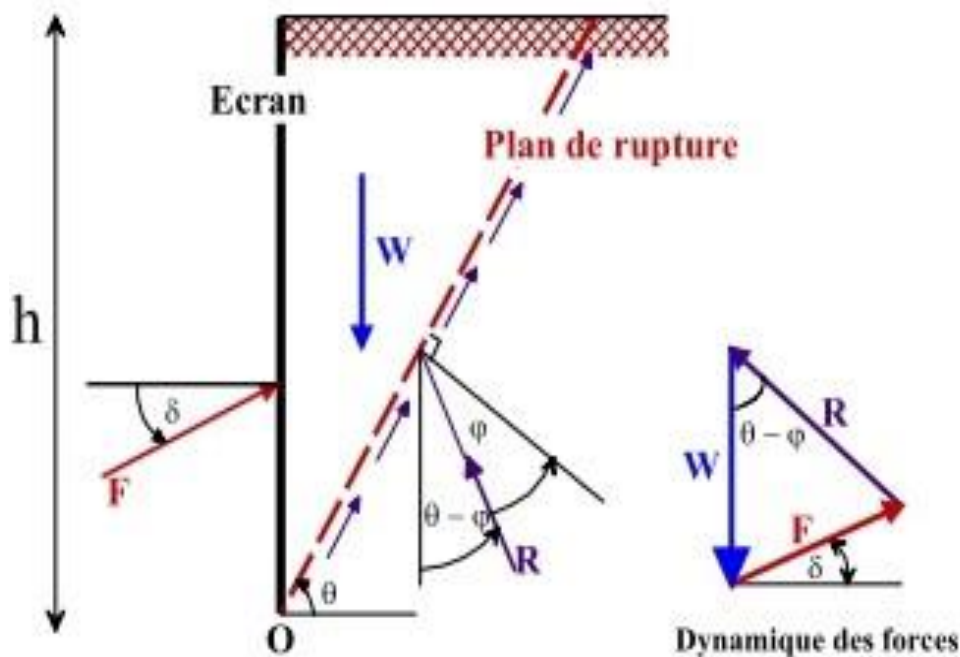


Figure 2-1: Equilibre du coin de Coulomb

Étant donné le schéma de rétention présenté sur la Figure 2.1, il était clair que le coin de sol se trouvait en équilibre grâce à l'action conjuguée des forces suivantes :

La réaction totale de la terre sur laquelle glisse le coin de Coulomb d'un angle ν dans le plan normal au plan de la rupture ;

- La force $F = -P$ (poussée du sol) est inclinée de δ par rapport à la position normale de l'écran. δ est supposé connu ;
- W le poids du poteau coulissant qui a tendance à glisser. Le principe consiste simplement à écrire l'équilibre des forces qui s'applique à l'angle de la Terre (R , F et W), et donc on définit P en fonction de l'angle α . La méthode de Coulomb consiste à prendre le maximum de P pour calculer la poussée P_a , ce sera l'inverse pour la butée ; Minimum. [3]

2.2.1.1 Cas d'une surface horizontale

Les forces appliquées :

- Le poids W .

- La force de poussée et butée de Coulomb F_{cp}
- La force de réaction R exercée par le sol sur la surface de rupture R est inclinée de $-\varphi$ (poussée) et $+\varphi$ (arrêt), et l'angle de frottement φ . En supposant que l'angle de frottement entre le mur et le sol est δ (la force résultante F sur l'écran est inclinée de δ par rapport à la normale de l'écran. Coulomb traite le cas de $\delta=0$), équilibrer la pesanteur et le frottement sur la surface de glissement inclinée dans le sens horizontal.
- La relation conduit à l'expression suivante pour F .

,Pour la poussée (le coin monte le long de la surface de glissement, la résistance au glissement s'oppose au mouvement).

- Pour les butées (le coin descend le long de la surface de glissement et la résistance au glissement s'oppose au mouvement).

Avec :
$$[K_p = \frac{\sin(\alpha - \emptyset)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \frac{\sin(\emptyset + \delta) \sin(\emptyset + \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha - \beta)}\right]^2}] \quad (2.1)$$

2.2.1.2 Cas d'une surface inclinée

La méthode de Coulomb, développée en 1773, est largement utilisée pour calculer les poussées actives sur les murs de soutènement, comme le souligne l'article de V.R. Greco (2006).

Une solution générale a été établie pour le cas d'un écran incliné à un angle α par rapport à l'horizontale, avec une surface du sol inclinée de β . Cette solution concerne spécifiquement le calcul de la poussée exercée.

Dans le cas de la butée la force F_p a pour expression :

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_p \quad \text{Avec} \quad k_p = \frac{\sin(\alpha - \emptyset)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \frac{\sin(\emptyset + \delta) \sin(\emptyset + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}\right]^2} \quad (2.2)$$

Donc : $F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin 2\alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$ (2.3)

2.2.1.3 Cas d'une surcharge uniforme

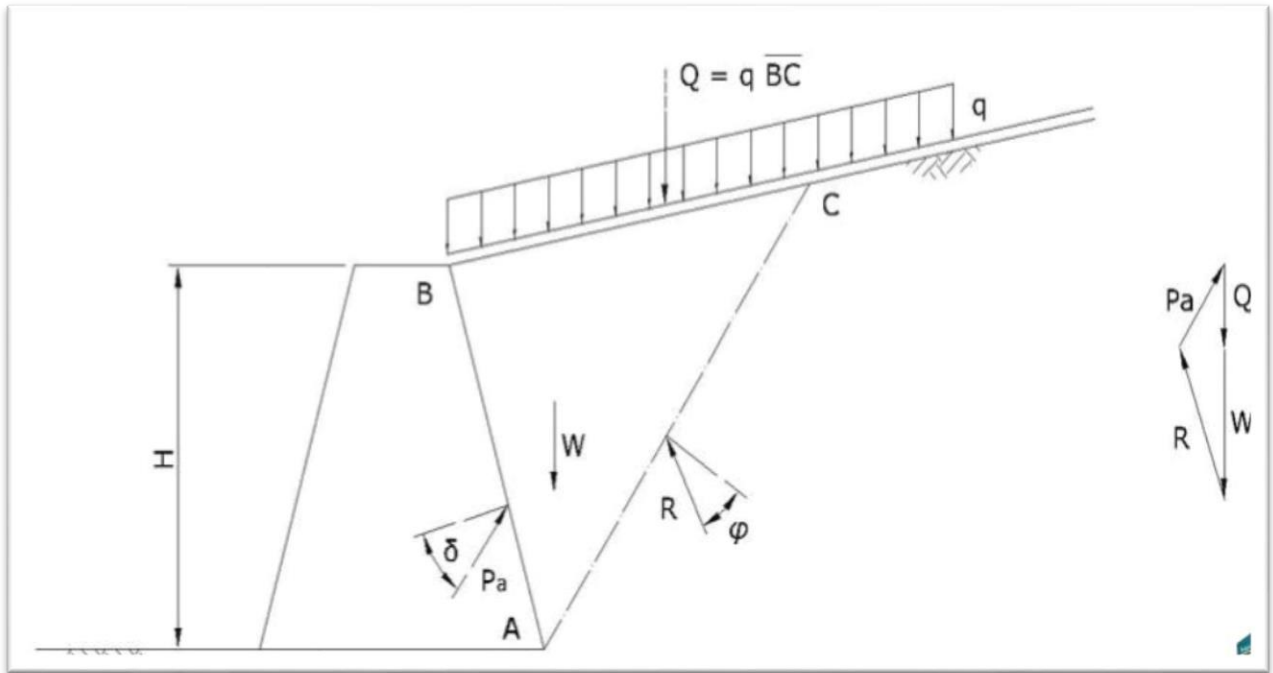


Figure. 2. 2 : Murs de soutènement avec une surcharge uniforme

-Le poids des terres (W') et la surcharge (q .BC) :

$W = W' + q \cdot BC$

$W = \gamma_1 \times \text{volume coin ABC}$

Avec : $\gamma_1 = \gamma + \frac{2q}{AB \sin(\alpha + \beta)}$

Pour la force de butée de Coulomb :

$F_{cp} = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot H^2 \cdot K_{cp}$ (2.4)

$F_{cp} = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot H^2 \cdot K_{cp} + q \cdot H \cdot K_{cp} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}$ (2.5)

Où:

φ : Angle de frottement interne du sol.

δ : Angle de frottement sol – écran.

α : Inclinaison du mur avec l'horizontale.

β : inclinaison de la surface du sol avec l'horizontale

2.2.2.Méthode de Rankine

En plus des hypothèses suivantes:

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

Rankine (1857) a également postulé que la présence d'un écran n'affecte pas la distribution des contraintes dans le massif.

Cette hypothèse permet de calculer la répartition des contraintes de butée le long d'un plan OD pour un sol pulvérulent non saturé (γ, φ), en utilisant la courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb.

La méthode de Rankine peut aussi prendre en compte des charges uniformément réparties sur toute la surface du sol. Cependant, elle ne peut pas être directement appliquée dans trois cas simples illustrés sur la figure 2-3.

Dans ces situations, une approche couramment utilisée consiste à calculer les contraintes appliquées au mur en l'absence de surcharge, puis à superposer les efforts dus uniquement à la surcharge en utilisant la formule élastique de Boussinesq.

Cependant, cette méthode n'est pas totalement satisfaisante car le principe de superposition ne peut être appliqué de manière rigoureuse. Une alternative pourrait consister à recourir à la résolution numérique du problème, par exemple en utilisant un algorithme d'éléments finis. Cette approche permettrait une modélisation plus précise et complète des contraintes dans ces cas particuliers.

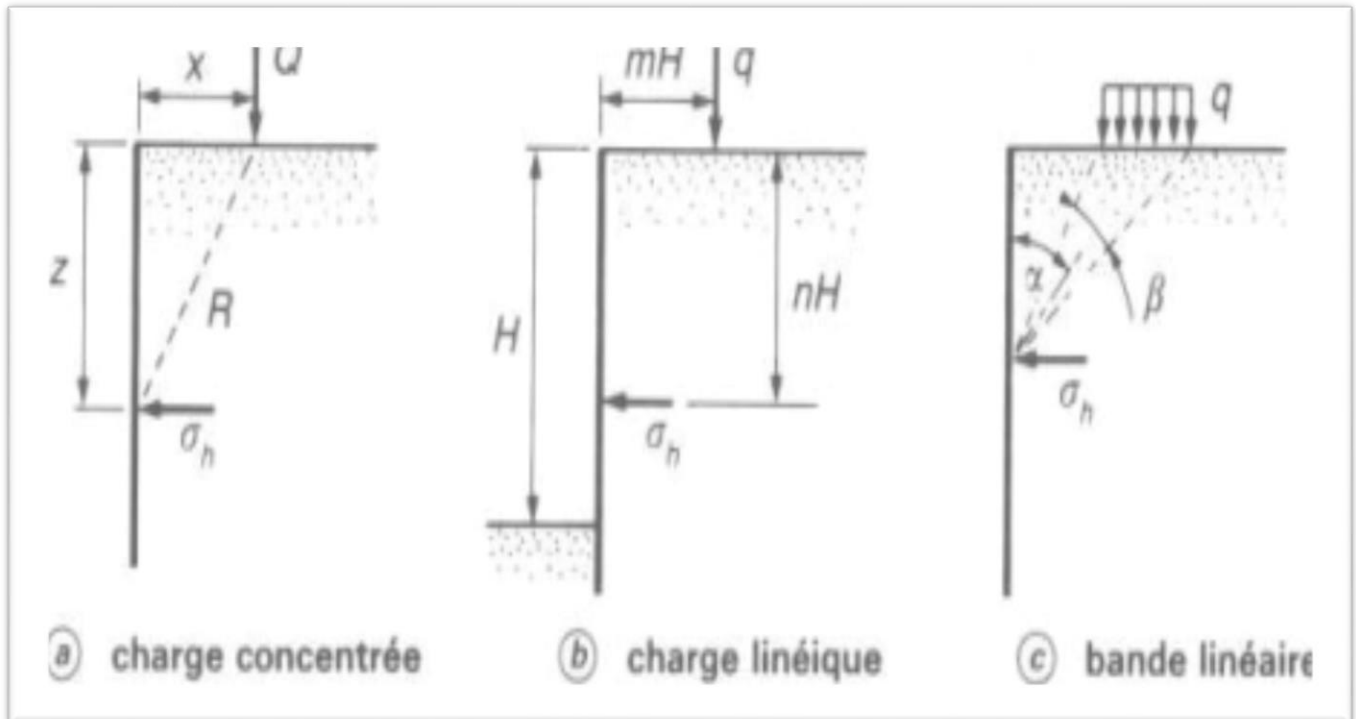


Figure 2-3 Calcul élastique des contraintes horizontales apportées sur un écran par des surcharges (d'ap.Schlosser)

Les surcharges correspondant à ces trois cas peuvent être exprimées de la manière suivante :

- a) Pour le premier cas, la surcharge peut être calculée en fonction de la charge uniformément répartie sur la surface du mur.
- b) Pour le deuxième cas, la surcharge peut être calculée en fonction de la charge concentrée appliquée sur une zone spécifique du mur.
- c) Pour le troisième cas, la surcharge peut être calculée en fonction de la charge non uniformément répartie sur la surface du mur.

Ces formules permettent de quantifier précisément l'effet des surcharges sur le mur et de calculer les contraintes induites en conséquence.

- a : $\sigma_h = \frac{3 Q}{2 \pi} x^2 \frac{z}{R^5}$
- b : $\sigma_h = 1,27 \frac{q}{H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2}$ si $m > 0,4$ et $\sigma_h = 0,203 \frac{q}{H} \frac{m}{(0,16 + n^2)^2}$ si $m < 0,4$
- c : $\sigma_h = \frac{2 q}{\pi} [(\beta + \sin \beta) \sin^2 \alpha + (\beta - \sin \beta) \cos^2 \alpha]$

2.2.3 La méthode Sokolovsky

développée par Sokolovski en 1960, propose une approche générale pour calculer la zone plastique dans des milieux pulvérulents ou visqueux. Cette méthode repose sur la résolution des équations d'équilibre différentiel du milieu considéré. Cependant, son utilisation est limitée en raison de la complexité des calculs nécessaires, qui doivent être effectués par ordinateur pour chaque cas particulier. De plus, la répartition des contraintes n'est pas linéaire, ce qui rend les résultats moins exploitables.

Les points clés de la méthode Sokolovsky sont les suivants :

- Adaptée aux milieux pulvérulents ou visqueux.
- Basée sur une équation d'équilibre générale.
- Utilisation de l'intégration numérique par le biais de caractéristiques.
- Présentation des résultats sous forme de graphiques illustrant différents scénarios.
- Détermination de la solution sous la forme d'une zone plastique.

En résumé, la méthode Sokolovsky permet d'apprécier les erreurs potentielles des autres méthodes utilisées, mais son application pratique est limitée en raison de la complexité des calculs et de la non-linéarité de la répartition des contraintes.

La méthode Sokolovsky offre la capacité d'évaluer les marges d'erreur engendrées par les méthodes d'approximation susmentionnées. Cependant, son utilisation est entravée par la durée des calculs numériques requis pour chaque scénario spécifique, ce qui limite sa praticité. De ce fait, l'efficacité de la méthode est restreinte dans certaines situations.

β	φ	10°			20°			30°			40°		
	δ	0°	5°	10°	0°	10°	20°	0°	15°	30°	0°	20°	40°
-30°	K_A	0.72	0.68	0.68	0.60	0.57	0.57	0.50	0.47	0.50	0.42	0.40	0.46
-20°		0.73	0.70	0.70	0.58	0.54	0.54	0.46	0.43	0.45	0.35	0.34	0.38
-10°		0.72	0.70	0.68	0.54	0.50	0.50	0.40	0.37	0.38	0.29	0.27	0.29
0		0.70	0.67	0.65	0.49	0.54	0.44	0.33	0.30	0.31	0.22	0.20	0.22
10°		0.65	0.61	0.59	0.42	0.38	0.37	0.26	0.24	0.24	0.16	0.14	0.15
20°		0.58	0.54	0.52	0.35	0.31	0.30	0.20	0.18	0.17	0.11	0.09	0.10
30°		0.49	0.45	0.44	0.27	0.24	0.23	0.13	0.12	0.11	0.06	0.05	0.05

Tableau 2.1. Des valeurs représentatives de K_A par la méthode des lignes de glissement, d'après Sokolovski (1965)

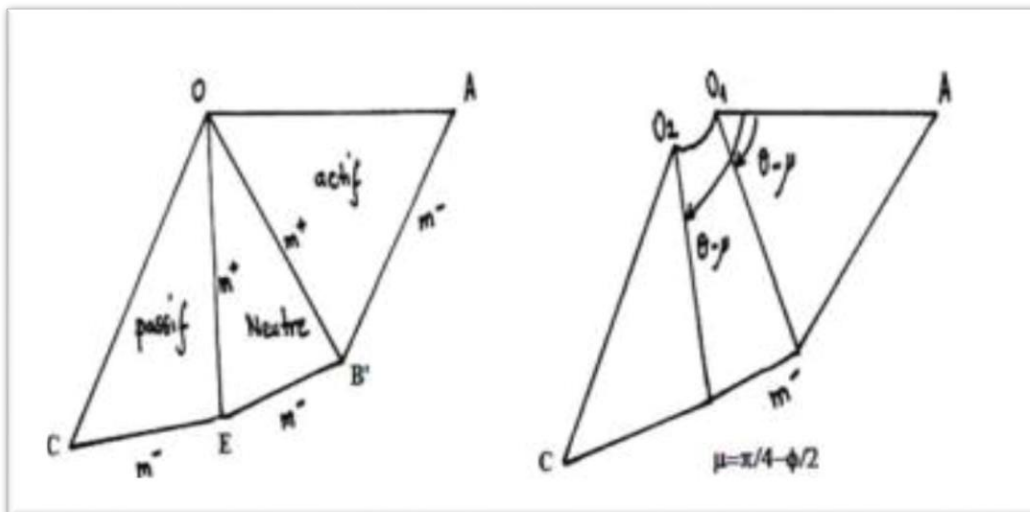


Figure 2.4 : Lignes caractéristiques des zones de rupture

2-2-4 Méthode de Boussinesq

Boussinesq (1882) a amélioré la théorie de Rankine en prenant en compte l'interaction réelle entre le sol et l'écran, en déterminant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans son équilibre, Boussinesq divise le système en deux zones : une première où l'équilibre de Rankine est appliqué, se connectant à une seconde zone où il prend en considération les conditions aux limites sur l'écran.

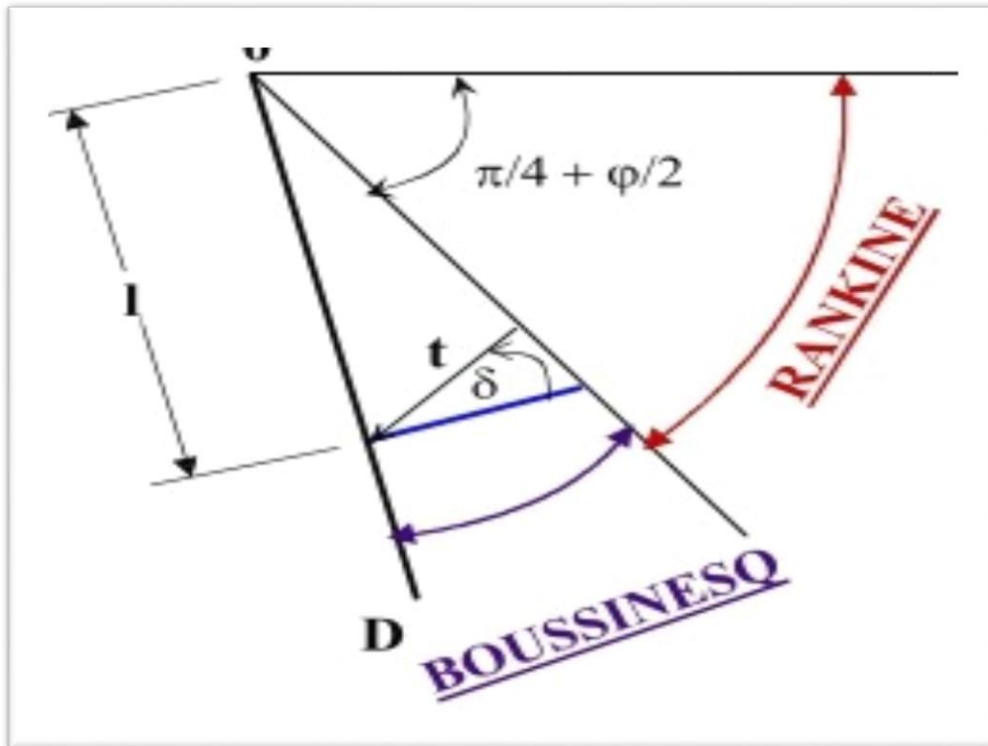


Figure 2-5- Equilibres de Boussinesq et de Rankine

Boussinesq a conservé les conclusions de Rankine concernant la distribution des contraintes sur l'écran :

- L'angle d'inclinaison des contraintes reste constant le long de l'écran OD et est fixé à δ .
- La répartition des contraintes sur l'écran est de forme triangulaire.

$$t_a = K_a \times \gamma \times \ell$$

En effet, Caquot et Kerisel ont résolu le problème de manière plus détaillée en 1948. Ils ont utilisé des coordonnées polaires pour formuler les équations d'équilibre $\text{div}t + F = 0$, où div représente l'opérateur divergence et F est la force appliquée. Cette approche mathématique a permis une meilleure compréhension de la distribution des contraintes sur l'écran et a fourni des résultats plus précis.

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta$$

$$\frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta$$

σ_r : Contrainte normale radiale

σ_θ : Contrainte normale ortho radiale

τ : Contrainte de cisaillement

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 3\tau = -\gamma r \sin \theta$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = -\gamma r \cos \theta$$

avec $\sigma_\theta = k \sigma_r$

Effectivement, Caquot et Kérisel ont intégré le système des équations différentielles pour obtenir des tables complètes de poussée et de butée, déterminant ainsi les coefficients K_a et K_p . Les conditions aux frontières sont cruciales dans ce problème :

la surface libre impose des contraintes nulles, tandis que l'écran impose une obliquité δ de la contrainte. Entre la surface libre et la première ligne de glissement, l'équilibre est de type Rankine, tandis qu'entre la première ligne de glissement et l'écran, c'est un équilibre de Boussinesq qui prévaut. L'analyse des lignes de glissement révèle que celles-ci restent relativement droites en cas d'équilibre de poussée, mais s'éloignent considérablement de la rectitude en cas d'équilibre de butée.

Une surface de rupture spirale logarithmique, peut être employée pour déterminer les pressions actives et passives agissant sur les écrans de soutènement, quand le frottement d'interface agit le long du parement intérieur du mur. Des valeurs des coefficients de poussée active des terres, sont présentées sur le tableau 2.1 données par Caquot & Kerisel (1948). Kerisel & Absi (1990), ont également assemblés des tables de poussée et de butée basées sur la méthode spirale logarithmique. [3]

K_A								
δ	β	θ	φ					
			20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	-15°	-10°	0.37	0.30	0.24	0.19	0.14	0.11
		0°	0.42	0.35	0.29	0.24	0.19	0.16
		10°	0.45	0.39	0.34	0.29	0.24	0.21
	0°	-10°	0.42	0.34	0.27	0.21	0.16	0.12
		0°	0.49	0.41	0.33	0.27	0.22	0.17
		10°	0.55	0.47	0.40	0.34	0.28	0.24
	+15°	-10°	0.55	0.41	0.32	0.23	0.17	0.13
		0°	0.65	0.51	0.41	0.32	0.25	0.20
		10°	0.75	0.60	0.49	0.41	0.34	0.28

φ	-15°	-10°	0.31	0.26	0.21	0.17	0.14	0.11
		0°	0.37	0.31	0.26	0.23	0.19	0.17
		10°	0.41	0.36	0.31	0.27	0.25	0.23
	0°	-10°	0.37	0.30	0.24	0.19	0.15	0.12
		0°	0.44	0.37	0.30	0.26	0.22	0.19
		10°	0.50	0.43	0.38	0.33	0.30	0.26
	+15°	-10°	0.50	0.37	0.29	0.22	0.17	0.14
		0°	0.61	0.48	0.37	0.32	0.25	0.21
		10°	0.72	0.58	0.46	0.42	0.35	0.31

Tableau 2.2. Les valeurs représentatives de ka , d'après Caquot & Kerisel (1948)

2-2-5 Terzaghi (1936)

Dans son travail de 1936, Terzaghi remet en question les théories de Rankine et de Coulomb, soulignant une ambiguïté fondamentale dans l'approche de Rankine concernant les déplacements négligeables menant à un état de rupture rigide-plastique du sol. Selon Terzaghi, les observations in situ révèlent plutôt un état intermédiaire, appelé état au repos, nécessitant des déformations élastiques pour atteindre les états de rupture. Il critique également l'application généralisée des théories de Rankine et de Coulomb au dimensionnement des ouvrages de soutènement, soulignant que leurs hypothèses ne sont que rarement valables dans les cas pratiques.

Terzaghi met en avant une perception plus avancée de l'interaction sol-structure, illustrée par la figure 2-6 de son document, décrivant l'évolution de la résultante des poussées des terres agissant contre un mur de soutènement en rotation ou en translation.

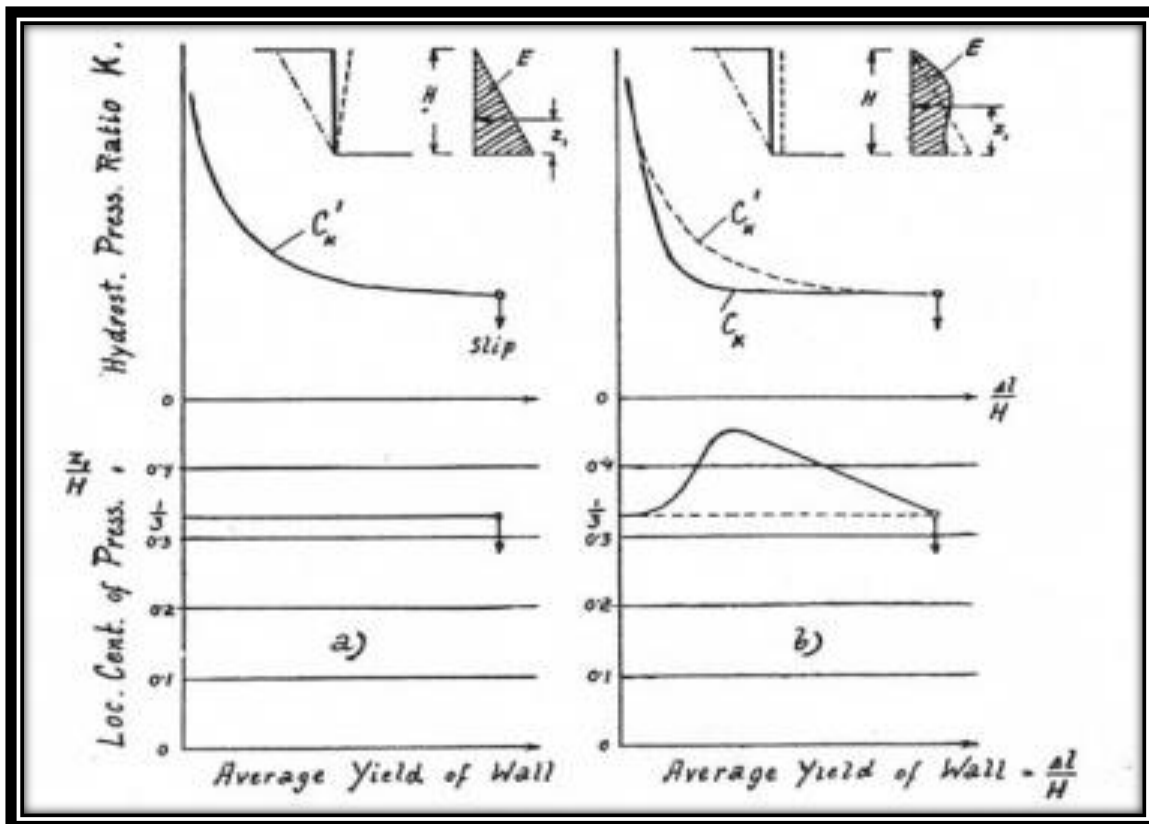


Figure 2-6 Coefficient de poussée latérale des terres contre un mur vertical et position du point d'application de la résultante (selon Terzaghi 1936a). Distinction du mode de déplacement du mur

Terzaghi souligne que la poussée des terres dépend à la fois de l'intensité et du mode de déplacement du mur de soutènement. Il observe que lorsque le mur se déplace, la poussée diminue depuis la poussée au repos pour atteindre progressivement un plateau. Cette variation est représentée par une courbe dont la forme dépend du mode de déplacement du mur, mais la valeur finale correspond à la poussée active de Rankine. De plus, Terzaghi introduit deux nouvelles notions : premièrement, la réponse du sol ne se limite pas aux états de rupture actif et passif, mais varie entre ces deux valeurs en fonction du déplacement du mur. Deuxièmement, le mode de déplacement du mur influence l'intensité et la distribution des poussées, ce qui différencie les murs de soutènement en maçonnerie rigide des parois étayées souples. Terzaghi applique ces principes dans ses ouvrages de référence, évaluant les pressions des terres sur différents types de soutènement. Il insiste sur la nécessité de justifier et de vérifier les

hypothèses lors de l'application des théories, en particulier celles concernant les propriétés du sol, la rugosité de la structure et l'état de déformation admis dans le sol. Cette approche conduit à des méthodes différentes selon le type de structure à dimensionner, en tenant compte de sa rigidité et de ses conditions d'appui.

Terzaghi distingue ainsi les murs de soutènement, les blindages de fouilles et les parois ancrées souples et rigides.

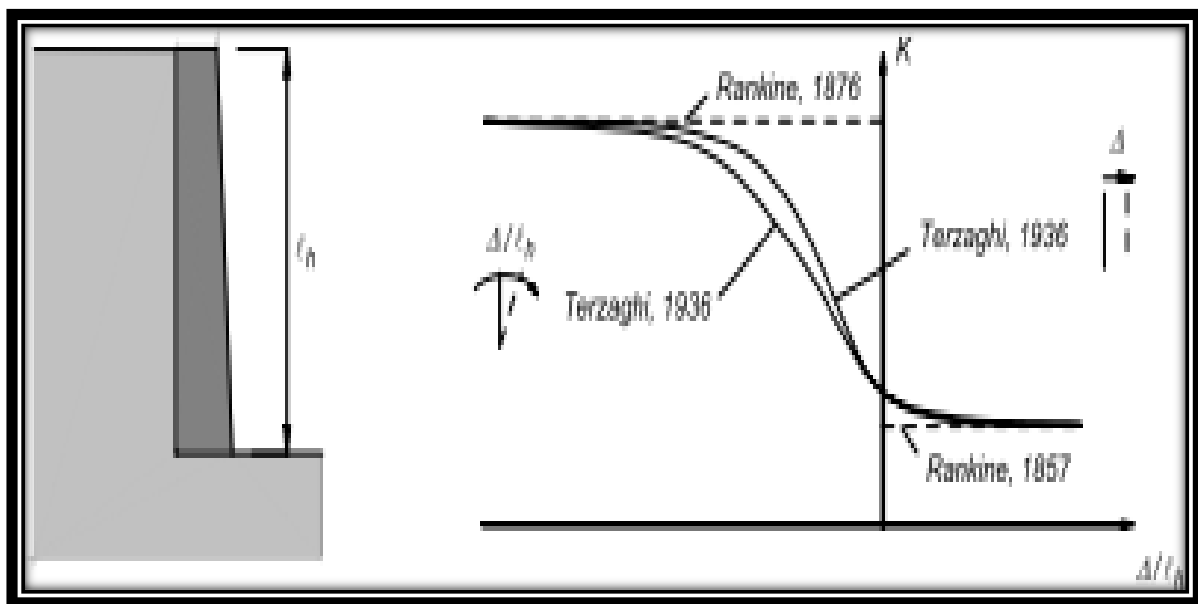


Figure 2-7 Progrès réalisés par Rankine et Terzaghi dans la perception de l'interaction sol-structure

2-2-6 Méthodes d'analyse limite

L'histoire de l'application de la théorie de la plasticité en géomécanique est riche. Une approche plus rigoureuse a été développée, consistant à considérer de manière idéale la relation contrainte-déformation des sols. Cette approche, appelée analyse de la limite, repose sur les concepts de travaux virtuels, d'équilibre statique, ainsi que sur le principe du travail plastique maximal local. Cette méthode est conçue pour aborder les problèmes de pression des terres. La principale différence entre cette méthode et celle de l'équilibre limite réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations lors de l'analyse de la rupture, ainsi que des conditions aux limites sur les déplacements. L'analyse de la limite suppose que les sols ou autres matériaux présentent un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Deux solutions sont généralement fournies, sous forme de

bornes supérieures et inférieures, calculées respectivement à partir de solutions cinématiquement et statiquement admissibles. Les théorèmes limites de la plasticité peuvent être utilisés pour obtenir simplement les valeurs supérieures et inférieures de la charge ultime de rupture pour les problèmes de stabilité en mécanique des sols.

Théorème 1 (limite inférieure) : Si une distribution de contrainte satisfaisant aux équations d'équilibre, aux conditions aux limites, et ne violant en aucun cas le critère de rupture (incluant la cohésion c et l'angle de frottement interne φ) est trouvée, le massif de sol ne se rompra pas, ou le sera juste au moment de la rupture.

Théorème 2 (limite supérieure) : La rupture du massif de sol se produira s'il existe un mode de déformation plastique compatible pour lequel le taux de travail des forces externes excède la partie dissipée dans le système.

Cette approche, dite cinématique, consiste donc à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol. Par un choix approprié des champs de contraintes et de vitesse, les deux théorèmes ci-dessus permettent ainsi de circonscrire aussi étroitement que nécessaire la charge de rupture nécessaire pour le problème étudié. Si les limites supérieures et inférieures fournies par le champ de vitesses et le champ de contraintes coïncident, la valeur exacte de la charge limite de rupture est alors déterminée.

Introduction : L'un des aspects les plus puissants de la théorie de la plasticité réside dans sa capacité à prédire facilement les valeurs approximatives de la charge d'effondrement dans une très large gamme d'applications. Cela se produit à travers deux théorèmes appelés le théorème de la limite supérieure et le théorème de la limite inférieure. Comme leur nom l'indique, ces théorèmes fournissent des limites ou des valeurs limites pour la charge d'effondrement. Souvent, toute utilisation de ces théorèmes est appelée analyse de la limite.

L'activité de prédiction des charges d'effondrement se concentre entièrement sur la recherche des charges * qui amèneront la structure ou le corps à un état d'effondrement imminent. Nous ne nous soucions pas de ce qui se passe avant ou après dans le sens d'essayer d'analyser les déformations élastiques ou plastiques.

➤ **Théorème de la borne inférieure :**

L'effondrement ne se produira pas si un état de contrainte peut être trouvé qui satisfait les équations d'équilibre et les conditions de limite de traction, et est partout "en dessous du rendement".

➤ **Théorème de la borne supérieure :**

L'effondrement doit se produire si, pour toute déformation plastique compatible, le taux de travail des forces externes sur le corps est égal ou dépasse le taux de dissipation d'énergie interne.

Discontinuités de contrainte et de déformation : Il faut garder à l'esprit que les deux théorèmes permettent une grande latitude dans la sélection des champs de contrainte (borne inférieure) ou de déformation (borne supérieure) que nous pouvons invoquer. En ce qui concerne les contraintes, il suffit de satisfaire aux équations d'équilibre à l'intérieur du corps et de faire correspondre les tractions appliquées à la frontière. Cela nous permet de considérer des champs de contrainte qui ne seraient pas physiquement raisonnables dans des circonstances normales. Par exemple, considérons le problème illustré des contraintes discontinues dans un demi-espace avec une charge de surface.

2-3 Catégories de pression latérale des terres (sol /mur)

Le système géotechnique de la terre comprend trois catégories principales de pression latérale, chacune dépendant du mouvement subi par le mur vertical sur lequel la pression agit. Ces catégories comprennent

- l'état de repos du sol.
- l'état de poussée du sol (pression active du sol).
- l'état de butée du sol (pression passive du sol).

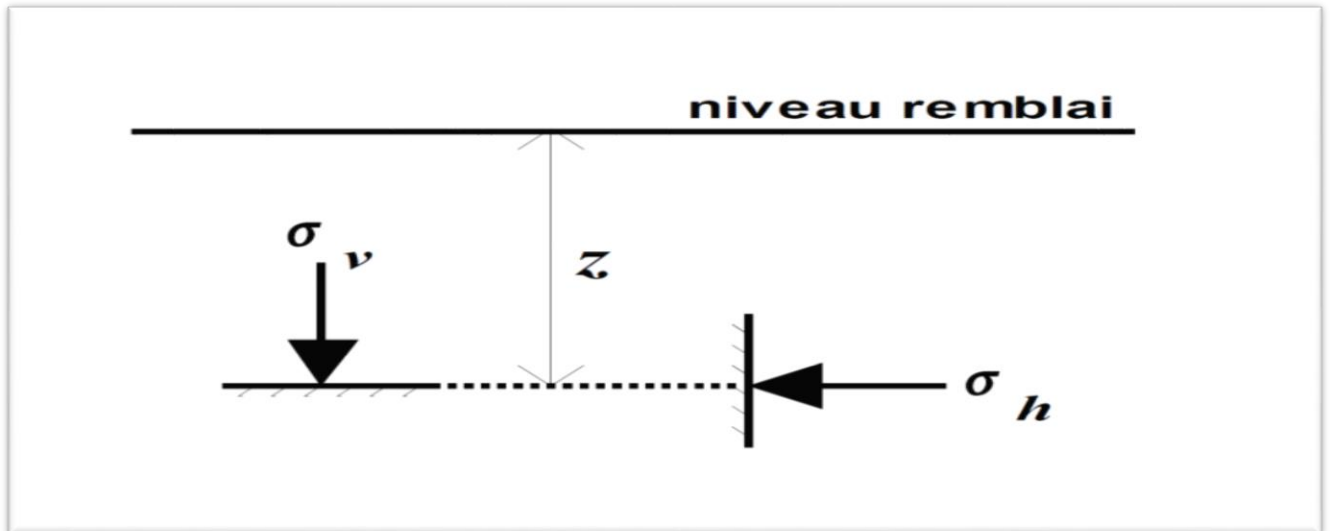


Figure 2-8 contraintes au repos.

2-3-1 l'état de repos du sol

A la profondeur z sous un remblai indéfini (figure 2-8):

la contrainte effective verticale (sur une facette horizontale) est

$$\sigma'_v = \gamma' \cdot z$$

la contrainte horizontale (sur une facette verticale), s'il n'y a pas de déplacement latéral est :

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

En l'absence de déplacement latéral, le coefficient de poussée du sol au repos, noté K_0 , revêt une importance particulière. Pour les sables, les recherches expérimentales de JAKY ont démontré que $K_0 = 1 - \sin\varphi$.

En ce qui concerne les argiles molles et les vases, le coefficient $K_0 = 1$.

Pour les argiles normalement consolidées, $K_0 \approx 0,5$.

2-3-2 l'état de poussée du sol (pression active du sol)

L'état actif se produit lorsqu'une masse de sol retenue est autorisée à se détendre latéralement vers l'extérieur jusqu'à mobiliser toute sa résistance au cisaillement disponible, indiquant ainsi qu'elle est sur le point de se rompre sous la charge latérale. Cette condition représente la pression latérale théorique minimale qu'une masse de sol donnée exercera ou tournera loin du sol jusqu'à atteindre l'état actif.

Dans le cas actif, le sol exerce une pression sur le mur, exprimée par la formule

$$K_a = \sigma'_h / \sigma'_v$$

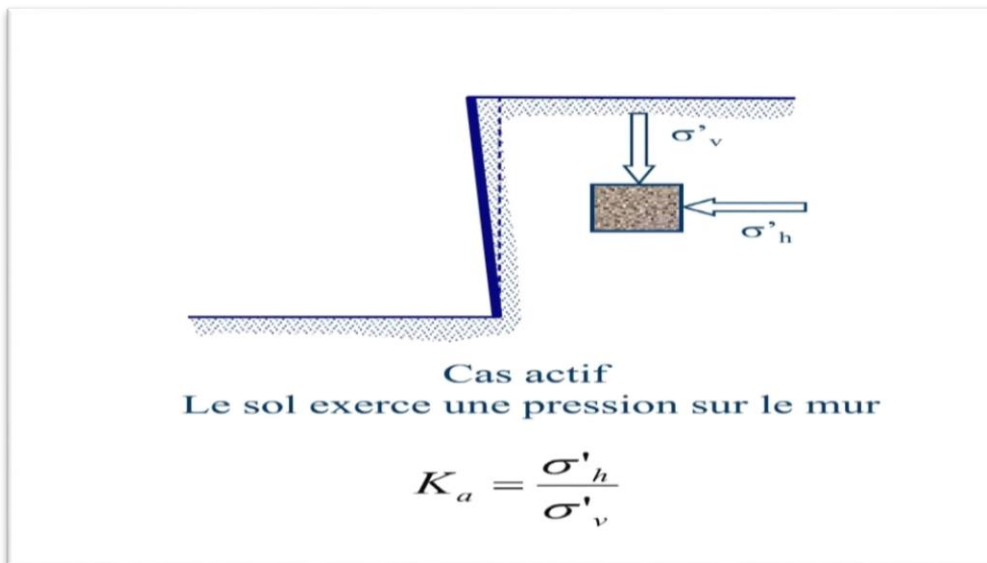


Figure2-9 pression de la terre –Active

Le tableau 2-3 fournit les déplacements requis pour le développement de la poussée dans les sols sableux et argileux. Lorsque la poussée minimale est atteinte, une partie du massif se déplace légèrement et se distingue des autres parties par une fine bande de séparation.

Typesde sol	Déplacementdumur
Sables	0.001Hà0.004H
Argiles	0.01H00.04H

Tableau2-3-Déplacementdumur nécessaire pour une poussée

2-3-3 l'état de butée du sol (pression passive du sol)

L'état passif survient lorsque le sol subit une force latérale externe qui le pousse vers l'intérieur, en direction de la masse de sol, atteignant ainsi sa pleine résistance au cisaillement disponible pour résister à une déformation latérale supplémentaire. En d'autres termes, le sol

est sur le point de subir une rupture par cisaillement en raison d'une charge appliquée latéralement.

Dans le cas passif, la pression exercée par le mur sur le sol est exprimée par la formule

$$K_p = \sigma'_h / \sigma'_v$$

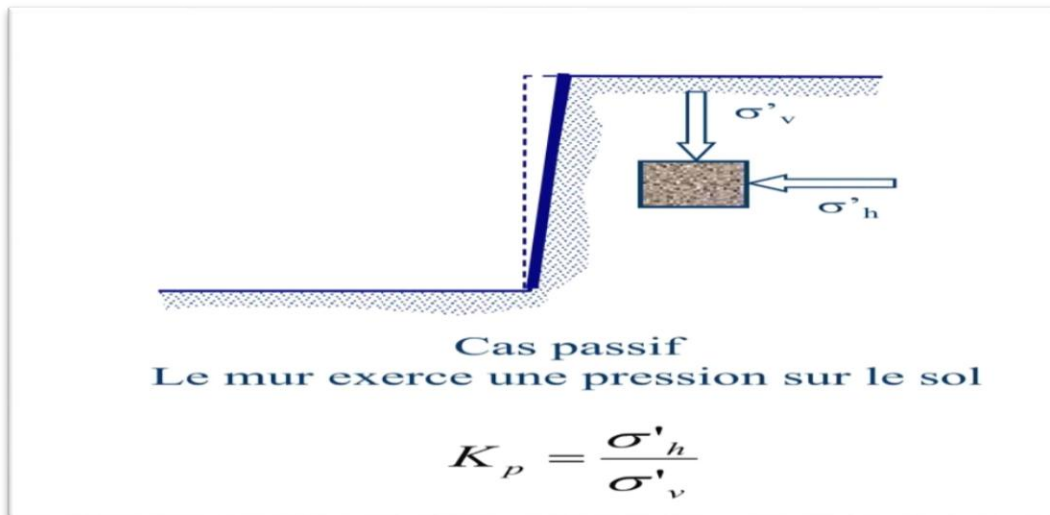


Figure2-10 pression de la terre –passive

Le tableau 2-4 fournit les déplacements requis pour créer une butée. La butée maximale est déterminée par les mêmes paramètres que la poussée. Ces deux états représentent des équilibres extrêmes de rupture du sol.

Typesde sol	Déplacementdumur
Sabledense	0.005H
Sable meuble	0.01H
Argiletendre	0.01H
Argile molle	0.05H

Tableau2-4-Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive

2-4 Equilibres de poussée et de butée

Imaginons un écran vertical mince et lisse situé dans un massif de sable. Par définition, cet écran est soumis à une poussée au repos. Si nous supprimons la moitié du massif à gauche de l'écran et le déplaçons parallèlement à lui-même vers la droite, un équilibre de butée (ou passif) se produit. En revanche, si nous déplaçons l'écran vers la gauche, un équilibre de poussée (ou actif) se produit.

La figure représente la force horizontale F nécessaire pour déplacer l'écran d'une longueur ε dans chaque cas.

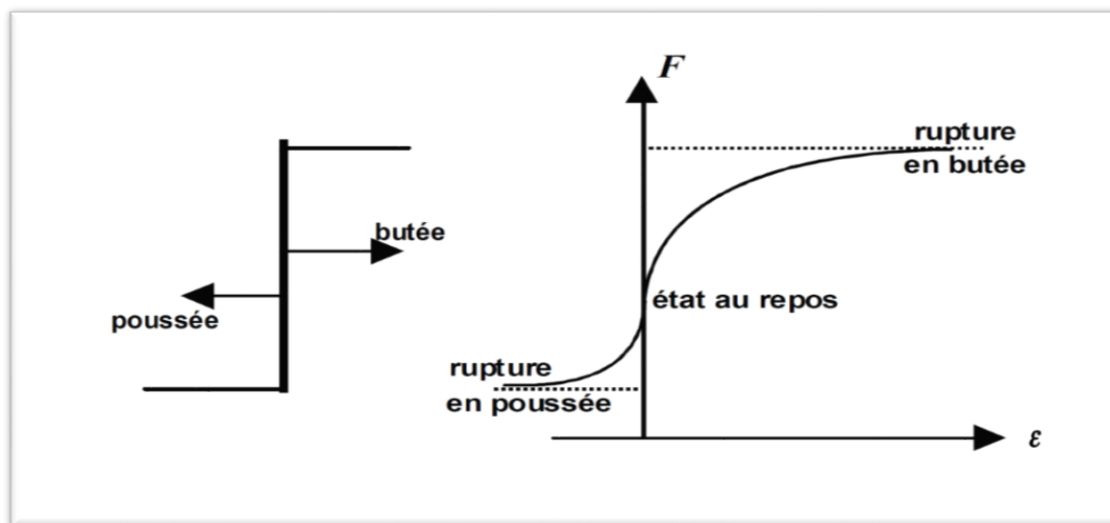


Figure 2-11 Principe de la poussée et de la butée

2-4-1 Equilibre de poussée

Dans le contexte de l'équilibre de poussée, le sol exerce une force sur l'écran, le mettant en poussée. Ce dernier se déplacera jusqu'à ce que la contrainte horizontale effective initiale σ'_h0 diminue, provoquant la décompression du sol jusqu'à atteindre une valeur limite σ'_a (équilibre actif ou inférieur) inférieure à σ'_h0 . Par rapport à l'état initial, où la contrainte σ'_v0 reste constante, la contrainte horizontale σ'_h0 diminue jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_a$, comme illustré dans la figure 1-10. Le sol est alors en état de poussée, où la contrainte de poussée est liée à la contrainte verticale σ'_v0 . Dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, cette relation est définie par le coefficient de poussée K_a (a pour actif).

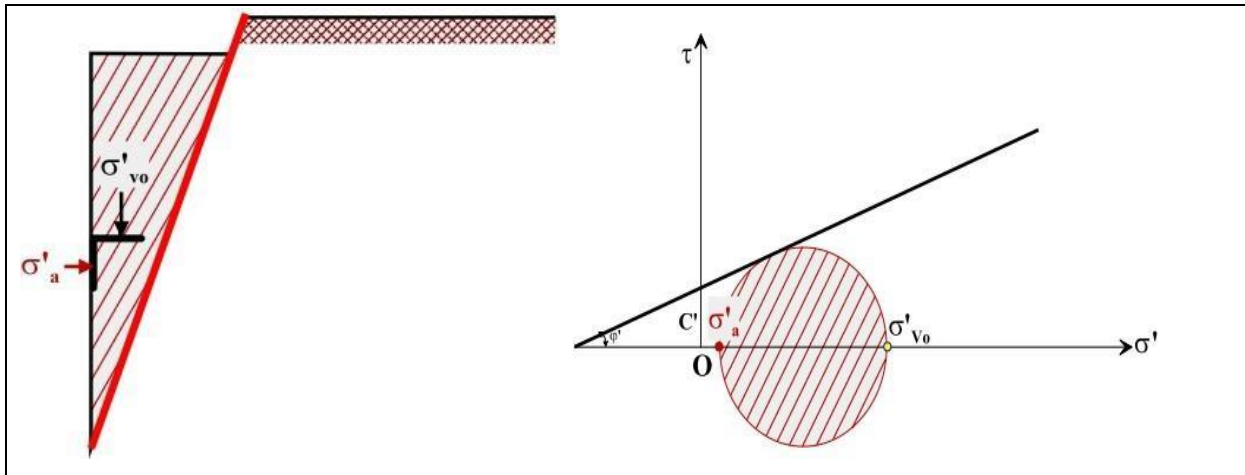


Figure 2.12 : - Etat limite de poussée du sol

2-4-2 Equilibre de butée

L'écran exerce une pression sur le sol, le maintenant contre la culée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte horizontale initiale σ'_h0 augmente, le comprimant ainsi jusqu'à atteindre une valeur limite σ'_p supérieure à σ'_h0 (équilibre passif ou supérieur). Par rapport à l'état initial, où la contrainte σ'_v0 reste constante et la contrainte horizontale σ'_h0 augmente progressivement jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb, $\sigma'_h = \sigma'_p$. Le sol est alors à l'état de butée, où la contrainte de butée est liée à la contrainte verticale σ'_v . Dans le cas d'un écran vertical sans frottement au sol, le coefficient de butée est noté K_p .

$$- \sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v0$$

Où σ'_p est la contrainte de butée,

- σ'_v0 est la contrainte effective verticale

- K_p est le coefficient de butée

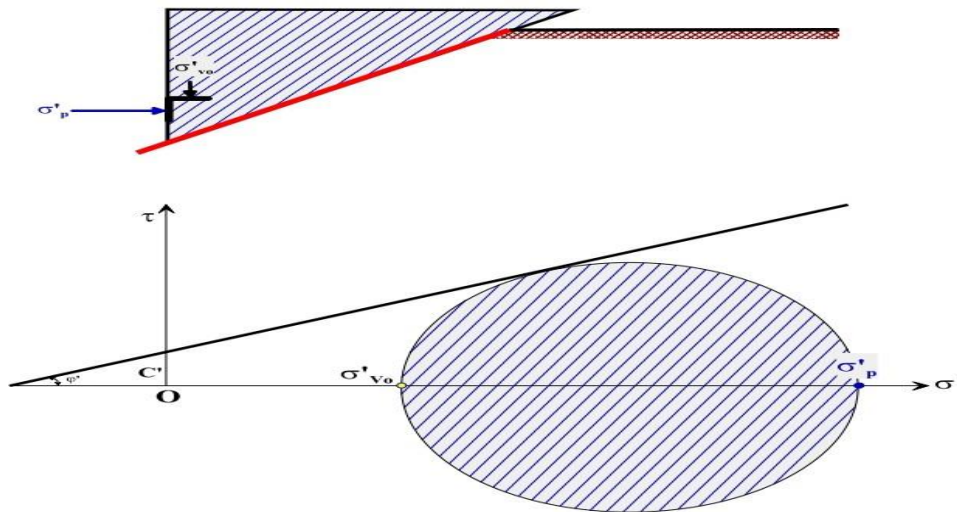


Figure 2.13 : Etat limite de butée du sol

2.5 Conclusion

Pour assurer la stabilité de la structure, une étude approfondie de la pression et de ses effets est nécessaire. Ce chapitre se concentre sur les méthodes de calcul des pressions actives et passives du sol, en mettant particulièrement l'accent sur leur application aux murs de soutènement. Les conclusions tirées des méthodes examinées dans ce chapitre permettent le développement de nouveaux modèles de calcul et la détermination de dimensions appropriées pour ces murs, contribuant ainsi à améliorer l'efficacité et la durabilité des structures.

CHAPITRE 3

Présentation de programme OPTUM G2

3-1 Introduction

L'objectif principal de la modélisation en géotechnique est souvent de trouver des réponses ou des solutions à des problèmes spécifiques ou complexes. Depuis les années soixante-dix, la modélisation numérique a constamment évolué, devenant un outil robuste et incontournable dans de nombreux domaines. Elle est utilisée pour décrire, expliquer et prédire le comportement des structures, qu'elles soient naturelles ou artificielles. La géotechnique utilise une gamme variée de méthodes numériques adaptées aux caractéristiques uniques des terrains, qu'ils soient composés de sol ou de roche. Parmi les logiciels professionnels les plus utilisés, on peut citer Flac 2D, FLAC Slope, UDEC, 3DEC, et PLAXIS V8.2, qui permettent de traiter divers problèmes, tels que les contraintes-déformations du sol, l'analyse des mouvements de pentes, la modélisation des tunnels en milieu rocheux, et la stabilité des massifs rocheux et en maçonnerie. Un autre logiciel important dans ce domaine est OPTUM G2 2020 version 2.0.15, qui est un logiciel à éléments finis développé pour offrir des solutions avancées aux ingénieurs en structure, aux entrepreneurs et aux entreprises du bâtiment. OPTUM met l'accent sur la rapidité, la convivialité et la fourniture de packages d'analyse éléments finis avancés.

3-2 L'histoire

Le projet Optum a débuté à l'été 2010 à Copenhague, Danemark, où se situe actuellement le siège social de l'entreprise. Les frères Kristian et Jurgen Krabbenhøft, accompagnés d'Andrei Lyamin, ont entrepris le développement d'un logiciel pour éléments finis basé sur une approche novatrice. Leur objectif était clair : fournir des outils d'analyse MEF avancés accessibles aux ingénieurs pratiquants, même sans une connaissance approfondie en MEF. Pour réaliser cette vision, une refonte complète de l'approche traditionnelle du MEF était nécessaire. En combinant leurs expertises issues de l'industrie et du monde universitaire, le groupe a concrétisé leur vision en lançant le premier package commercial en 2014. Depuis lors, Optime est utilisé dans plus de 50 pays, et plus de 400 universités intègrent désormais le logiciel dans leurs activités d'enseignement et de recherche.

3-3 OPTUM G2

OPTUM G2 offre une analyse approfondie des problèmes géotechniques en 2D, avec les caractéristiques suivantes :

- ✚ Analyse aux éléments finis: Comprend les déplacements, la stabilité, la capacité portante, etc., offrant une évaluation complète des projets géotechniques.
- ✚ Générateur automatique de maillage: Simplifie le processus de modélisation en générant automatiquement le maillage requis.
- ✚ Interface conviviale: Conçue pour être intuitive et pratique, adaptée à la fois aux professionnels de l'ingénierie et aux chercheurs, facilitant ainsi leur travail.
- ✚ Interaction sols-structure: Intègre des éléments d'interface pour modéliser efficacement les interactions entre le sol et la structure.
- ✚ Couplage avec les calculs hydrauliques: Permet les calculs d'écoulements en régime permanent ou transitoire, facilitant ainsi la prise en compte des aspects hydrauliques dans les analyses géotechniques.
- ✚ Calcul de consolidation: Permet d'évaluer les phénomènes de consolidation des sols, fournissant ainsi des informations essentielles pour la conception des ouvrages géotechniques.
- ✚ Calcul de coefficient de sécurité: Utilise une procédure de réduction ϕ/c pour évaluer la stabilité des structures géotechniques.
- ✚ Calcul en grandes déformations: Permet d'effectuer des analyses prenant en compte les déformations importantes, offrant ainsi une meilleure précision dans les résultats.
- ✚ Calcul dynamique: Utilisé pour la simulation des vibrations et des séismes, ce qui est crucial pour évaluer la réponse des structures géotechniques aux charges dynamiques.
- ✚ Variété de lois de comportement disponibles: Inclut des modèles tels que linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock Model, ainsi que la possibilité de définir des modèles personnalisés, offrant une flexibilité dans l'analyse des matériaux et des structures géotechniques.

3-4 Calcul des Murs de Soutènement avec OPTUM G2

Les murs de soutènement se présentent sous divers types : murs à gravité, en terre stabilisée mécaniquement, en gabion et en palplanches. Leur analyse est facilitée par OPTUM G2, offrant une précision et une efficacité remarquables. La capacité unique d'OPTUM G2 à calculer rigoureusement les limites supérieures et inférieures du facteur de sécurité, combinée à son maillage adaptable automatique, en fait un outil incontournable pour la conception de ces structures.

- ✚ Stabilité des murs gravitaires

- ✚ Stabilité des murs de soutènement encastrés
- ✚ Ancres, accessoires et autres systèmes de support horizontaux
- ✚ Analyse de déformation via construction par étapes
- ✚ Pressions et infiltrations d'eau
- ✚ Conception selon Eurocode 7

3-5 Modélisation des murs gravitaires par OPTUM G2

La modélisation du comportement du sol est une étape cruciale, et OPTUM G2 propose plusieurs modèles pour ce faire :

✚ Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb est couramment utilisé pour modéliser la rupture par cisaillement des sols, en particulier pour les sols pulvérulents tels que le sable et les sols cohérents comme les argiles et les limons. Dans OptumG2, le modèle Mohr-Coulomb propose trois types d'élasticité différents : isotrope linéaire, isotrope non linéaire et anisotrope non linéaire. Pour le premier cas, les paramètres du matériau peuvent être définis de deux manières différentes :

- Ensemble A : Module de Young (E en MPa) et coefficient de Poisson (ν)
- Ensemble B : Module de masse (K en MPa) et module de cisaillement (G en MPa)

✚ Drucker-Prager :

Le matériau Drucker-Prager est très similaire au matériau Mohr-Coulomb mais utilise des expressions légèrement différentes pour la fonction de rendement et de potentiel plastique.

✚ Tresca :

Versions standard et généralisée, pertinente pour l'analyse axisymétrique Le critère de Tresca est une formulation spécifique du critère Mohr-Coulomb où l'angle de frottement est nul ($\varphi = 0$). Il est principalement utilisé pour l'analyse des sols fins tels que l'argile et le limon, saturés et non drainés, soumis à des contraintes totales à court terme avec une variation de volume nulle. En supposant des conditions de déformation plane, il est démontré que la somme des contraintes effectives reste constante, pouvant être interprétée comme la somme des contraintes effectives majeures et mineures. Deux options sont disponibles pour son utilisation :

- la version standard qui nécessite la saisie de la résistance au cisaillement non drainé (su en kPa)

- la version généralisée qui nécessite la saisie de la résistance au cisaillement non drainé en compression triaxiale et en extension triaxiale (suc et su en kPa respectivement).

Cisaillement non drainée anisotrope (AUS) :

Le modèle de cisaillement non drainé anisotrope (AUS) constitue une évolution du modèle généralisé de Tresca, adapté spécifiquement aux argiles et matériaux similaires. Il se base sur des données de laboratoire standard pour les tests non drainés. Ce modèle permet une analyse avancée des sols mous en tenant compte de leur résistance et rigidité anisotropes.

Élastique linéaire :

Le matériau élastique linéaire suit la loi de Hooke et ne présente pas de contraintes de rendement. Les autres propriétés telles que le drainage, la rigidité, le poids unitaire, les conditions initiales et le modèle hydraulique restent les mêmes que pour le modèle Mohr-Coulomb.

Rigide :

Dans OptumG2, les fluides sont considérés comme des solides spéciaux. Ils sont modélisés en interne comme des solides élastoplastiques capables de supporter une compression hydrostatique illimitée et sans contrainte de cisaillement. Ces modèles sont particulièrement utiles pour représenter les masses d'eau et évitent la nécessité d'appliquer des conditions aux limites supplémentaires pour prendre en compte les pressions hydrostatiques.

Fluides:

Dans OptumG2, les fluides sont traités comme des solides spéciaux. Ils sont modélisés en interne en tant que solides élastoplastiques capables de supporter une compression hydrostatique illimitée sans contrainte de cisaillement. Cette approche est particulièrement utile pour représenter les masses d'eau, ce qui élimine la nécessité d'ajouter des conditions aux limites supplémentaires pour prendre en compte les pressions hydrostatiques.





3-6 Types d'analyse

- Analyse des limites : Évaluation rapide et rigoureuse des capacités portantes et des nombres de stabilité
- Réduction de la force : Évaluation rapide des limites inférieures des facteurs de sécurité
- Élastoplastique : Analyse précise utilisant divers modèles constitutifs avancés

- Contrainte initiale : Détermination des contraintes initiales en fonction du coefficient de pression au sol spécifié
- Analyse élastique : Analyse simple mais utile pour diverses vérifications
- Construction par étapes : Séquençage intuitif des étapes de construction

3-7 Éléments structuraux

Dans OptumG2, différents types d'éléments peuvent être utilisés pour modéliser des structures géotechniques complexes :

-  **Plaques** : Les plaques élastoplastiques sont utilisées pour représenter des murs, des revêtements de tunnels, des jupes de fondation, etc. Elles peuvent également comporter des charnières élastoplastiques pour mieux prendre en compte le comportement non linéaire de ces structures.
-  **Géogrille** : Les géogrilles sont utilisées pour modéliser des géotextiles, des clous de sol et d'autres types de renforts. Elles permettent de simuler l'interaction entre ces éléments et le sol environnant.
-  **Connecteur** : Les connecteurs sont des éléments utilisés pour les connexions plaque à plaque et similaires, sans interaction avec le sol. Ils permettent de modéliser les liaisons entre différentes parties de la structure.
-  **Joint de cisaillement** : Les joints de cisaillement sont utilisés pour modéliser des discontinuités, des défauts et d'autres caractéristiques similaires dans la structure. Ils permettent de simuler le comportement non homogène du matériau.

En utilisant ces différents types d'éléments, il est possible de modéliser de manière précise et réaliste une grande variété de structures géotechniques dans OptumG2.

3-8 Caractéristiques

➤ **Limites supérieure et inférieure**

Les programmes d'éléments finis conventionnels fournissent des solutions approximatives qui peuvent être sûres ou dangereuses, mais il n'y a aucun moyen de savoir de combien. Par conséquent, le processus de raffinement progressif du maillage est considéré comme une partie standard de toute analyse par éléments finis. OPTUM G2 offre une alternative à ce processus long (et souvent non concluant) en permettant le calcul de limites supérieures et inférieures rigoureuses pour les quantités d'intérêt. Avec ces limites disponibles, une estimation de la solution exacte et une mesure de l'erreur la plus défavorable sont immédiatement disponibles, ce qui peut être amélioré en utilisant plus d'éléments.

➤ **Amélioration automatique du maillage adaptatif**

En tant que partie standard de toutes les analyses, il est possible d'utiliser le raffinement automatique adaptatif du maillage. Combiné avec la capacité de calculer les limites supérieures et inférieures sur les quantités d'intérêt, le raffinement adaptatif du maillage fournit un moyen puissant de maximiser la précision tout en maintenant le coût de calcul au minimum. Cette fonctionnalité n'est disponible dans aucun package existant pour l'analyse des éléments finis en géotechnique.

➤ **Types d'analyses intégrées**

La plupart des analyses géotechniques nécessitent plusieurs analyses indépendantes avant que l'analyse principale puisse se poursuivre. Dans les analyses préliminaires d'OPTUM G2, celles-ci sont effectuées automatiquement dans le cadre de l'analyse principale. Cela comprend l'analyse des infiltrations basée sur la théorie générale du flux saturé et une procédure de calcul unique pour la valeur initiale des contraintes basée sur un coefficient de pression spécifié pour le sol.

➤ **Compatibilité avec l'Eurocode 7**

Les types d'analyses disponibles dans OPTUM G2 sont très bien alignés avec la philosophie de l'Eurocode 7. L'ULS peut être géré via l'analyse des limites et la réduction de la force, tandis que le SLS est géré via l'analyse élastoplastique ou de consolidation. De plus, OPTUM G2 comprend des fonctionnalités pour l'application des facteurs partiels selon les approches de conception prescrites par l'Eurocode 7.

➤ **Interface utilisateur graphique moderne**

L'interface utilisateur graphique d'OPTUM G2 a été conçue pour assurer une efficacité maximale dans la définition des problèmes et l'interprétation des résultats. Couplée à un noyau informatique avec peu de limitations, cela donne un programme simple et intuitif à utiliser, aussi bien pour des problèmes simples que pour des problèmes impliquant de nombreuses étapes de construction, matériaux et types d'analyse.

➤ **Analyse stochastique**

Pour tenir compte de l'incertitude inhérente et de la variabilité des paramètres des matériaux décrivant la force et les propriétés de déformation des géomatériaux, OPTUM G2 permet d'effectuer une analyse stochastique basée sur le concept des champs aléatoires. Au lieu d'une seule valeur pour la résistance, la capacité portante ou similaire, le résultat final est la distribution de probabilité de ces quantités. Alternativement, l'analyse stochastique peut être effectuée en important des distributions de paramètres générées en dehors d'OPTUM G2.

➤ **Version en ligne de commande**

Bien que la plupart des problèmes puissent être traités commodément en utilisant la version standard d'OPTUM G2, il est possible de contourner l'interface utilisateur graphique et d'appeler le noyau de calcul à partir d'une invite de commande ou de fichiers batch. Cette fonctionnalité est utile lorsque de nombreux problèmes similaires doivent être traités et est idéale pour les études paramétriques.

3-9 Modèle défini par l'utilisateur

La fonctionnalité de "Modèle défini par l'utilisateur" autorise la spécification et l'application de lois comportementales différentes des modèles standards proposés par Optum. Il est important de noter que toutes les simulations présument un comportement élastoplastique, conforme au critère de rupture de Mohr-Coulomb, largement répandu dans le domaine de la mécanique des sols. Ce comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, tel qu'illustré dans la figure 3.1, composé d'un ressort de raideur K (symbolisant l'élasticité) et d'un patin de seuil S_0 .

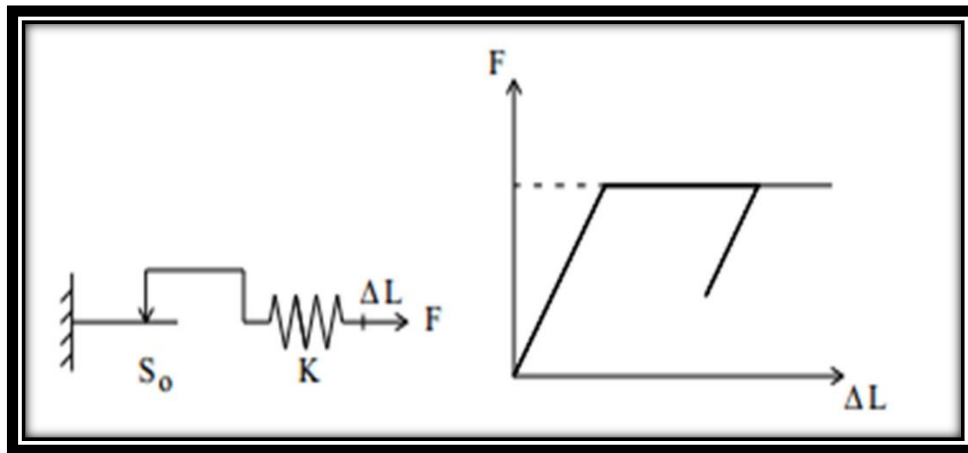


Figure. 3.1. Représentation monodimensionnel du comportement élasto-plastique

Le modèle élasto-plastique "Mohr-Coulomb" est défini par cinq paramètres :

✚ En termes d'élasticité :

- Le module d'élasticité de Young (E).
- Le coefficient de Poisson (ν).

✚ En termes de plasticité :

- La cohésion (C).
- L'angle de frottement (φ).
- L'angle de dilatance (ψ).

Ces paramètres sont essentiels pour décrire le comportement élasto-plastique des matériaux, en prenant en compte à la fois leur résistance et leur capacité à se déformer de manière permanente.

Les paramètres du modèle élasto-plastique sous sollicitation triaxiale sont représentés sur la figure 3.2 du document. Cette figure montre les contraintes axiales (σ_1) et les déformations axiales (ε_1) ainsi que les contraintes de confinement constantes (σ_3) et les déformations volumiques (ε_v). Ces paramètres sont essentiels pour modéliser le comportement élasto-plastique des matériaux soumis à des contraintes triaxiales.

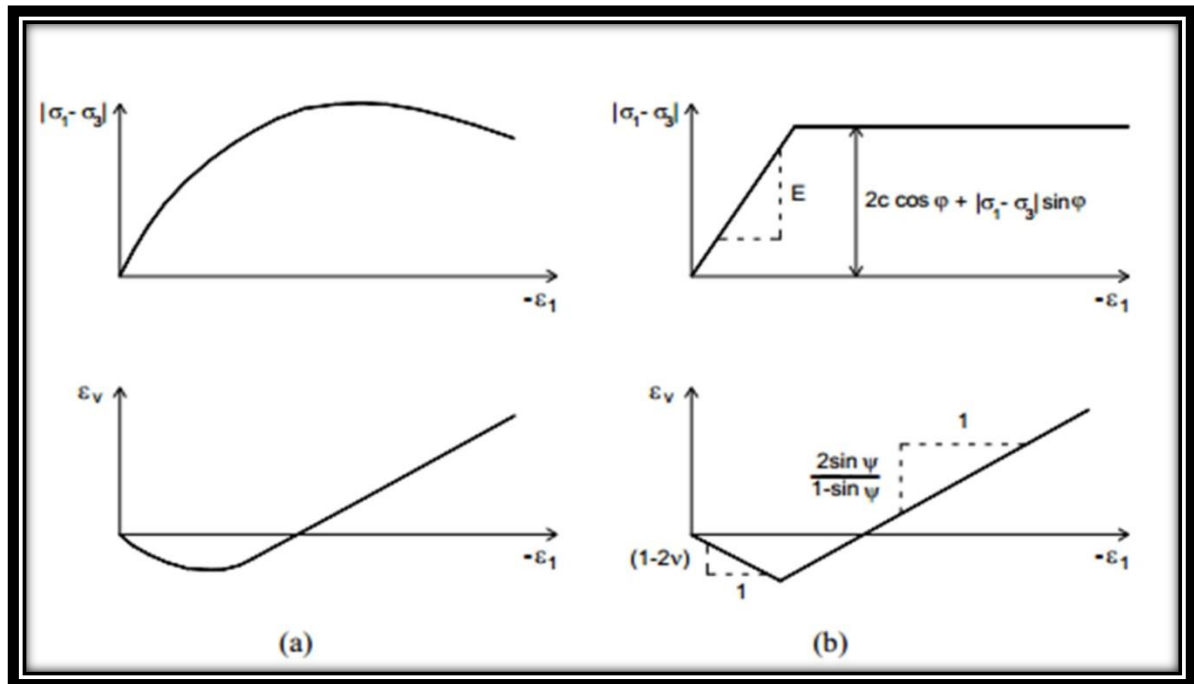


Figure. 3-2. Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b)

Pour simuler ces conditions en laboratoire, différents types d'essais peuvent être réalisés, notamment :

- Essais triaxiaux,
- Essais œdométriques,
- Essais de compression (CRS),
- Essais de cisaillement simple (DSS),
- Essais "user-defined" (Général).

Ces essais permettent de caractériser les propriétés mécaniques des matériaux et de fournir des données précieuses pour la modélisation du comportement élasto-plastique dans des conditions de sollicitation spécifiques.

3-10 Les éléments de maillage

Pour modéliser les couches de sol et les autres éléments de volume, l'utilisateur peut choisir entre des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds, offrant une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique sur douze points de Gauss. En revanche, le triangle à 6 nœuds présente une interpolation d'ordre deux et une intégration numérique sur trois points de Gauss.

Le triangle à 15 nœuds est très précis et produit des résultats de haute qualité pour divers problèmes, comme la rupture de sols incompressibles. Cependant, son utilisation entraîne une consommation élevée de mémoire et peut ralentir les calculs. C'est pourquoi le triangle à 6 nœuds est également disponible pour des analyses standard en déformation, offrant de bons résultats avec un nombre suffisant d'éléments.

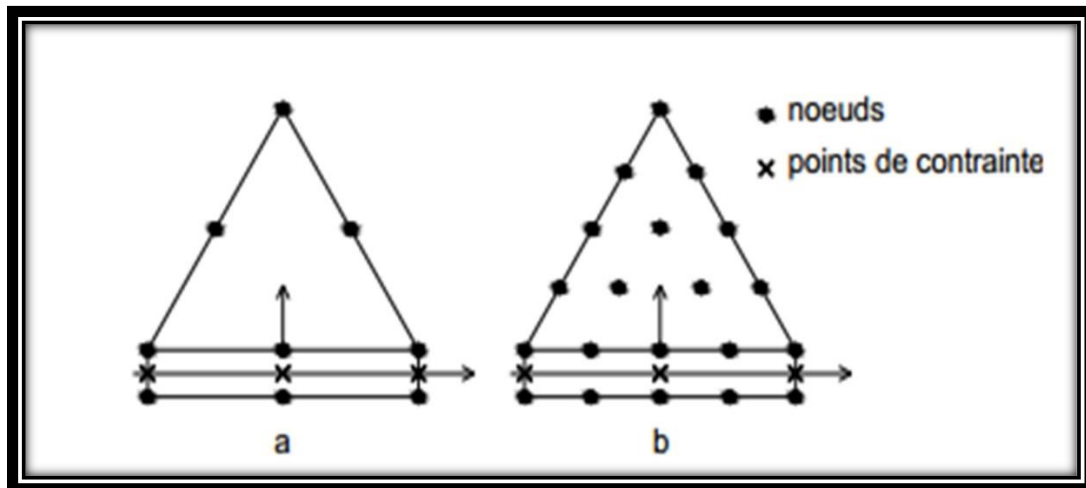


Figure. 3.3. Distribution des nœuds et des points de contrainte, dans les éléments d'interface et la jonction avec les éléments du sol

3-11 Les interfaces

Les interfaces permettent de modéliser les interactions entre les structures et le sol à l'aide d'éléments d'interface. Ces éléments sont connectés aux éléments du sol et sont définis par trois paires de nœuds pour les éléments de sol à 6 nœuds, et cinq paires de nœuds pour les éléments à 15 nœuds. Les éléments d'interface ont une épaisseur virtuelle assignée, calculée comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle par la taille moyenne de l'élément.

La matrice de rigidité des éléments d'interface est obtenue en utilisant les points d'intégration de Newton-Cotes, avec trois points pour les éléments à 6 nœuds et cinq points pour ceux à 15 nœuds. Les conditions aux limites imposées concernent les déplacements, avec des déplacements verticaux autorisés sur les limites latérales, les nœuds bloqués sur la limite horizontale inférieure, et une tolérance totale des déplacements sur la limite supérieure due à la surface topographique libre.

3-12 Conclusion

En conclusion, ce chapitre a permis de définir et de comprendre le logiciel OptumG2. Nous avons exploré les principales caractéristiques et fonctionnalités de cet outil puissant utilisé dans le domaine de la gestion des opérations. OptumG2 est un logiciel essentiel pour les entreprises cherchant à optimiser leurs opérations et à améliorer leur efficacité. En utilisant cet outil de manière stratégique, les organisations peuvent prendre des décisions plus éclairées, réduire les coûts et améliorer leur compétitivité sur le marché. OptumG2 représente donc une ressource précieuse pour toutes les entreprises souhaitant améliorer leurs performances opérationnelles et atteindre leurs objectifs stratégiques à long terme.

CHAPITRE 4

Modélisation Numérique

4.1. Introduction

La sécurité structurelle est une priorité majeure en génie civil, où le coefficient de sécurité F_s est considéré comme un indicateur clé de la stabilité des structures. Le mouvement structural est influencé par les variations de hauteur du sol et du mur de soutènement H , nécessitant une étude approfondie pour évaluer leurs effets. Dans ce chapitre, nous analyserons le coefficient de sécurité et le mouvement structural sous une charge fixe, ainsi qu'en l'absence de charge, en utilisant l'outil d'analyse numérique OPTUM G2. Notre focus sera sur l'impact des variations de hauteur H sur les performances et la stabilité structurelles, afin de déterminer les mesures nécessaires pour renforcer les performances et garantir la sécurité des structures dans diverses conditions et charges.

4.2 Présentation du problème

Le problème traité dans ce chapitre concerne l'étude de la stabilité d'un mur de soutènement en déterminant son coefficient de sécurité.

4.2.1 Cas d'un Mur soutenant un massif de sol à surface horizontal sans surcharge

Dans ce cas, la surface libre du sol n'est pas surchargée, et nous allons déterminer le coefficient de sécurité pour différentes hauteurs du sol et du mur de soutènement ($H = 2, H = 3, H = 4, H = 5, H = 6$ m). il est important de noter que les paramètres mécaniques du sol et les paramètres géométriques du mur à part la hauteur sont conservés. Cette analyse vise à comprendre l'impact des variations de hauteur du sol et du mur de soutènement sur le comportement de la fondation filante et son coefficient de sécurité associé. La Géométrie du modèle numérique sans surcharge est représentée sur la Figure 4.1

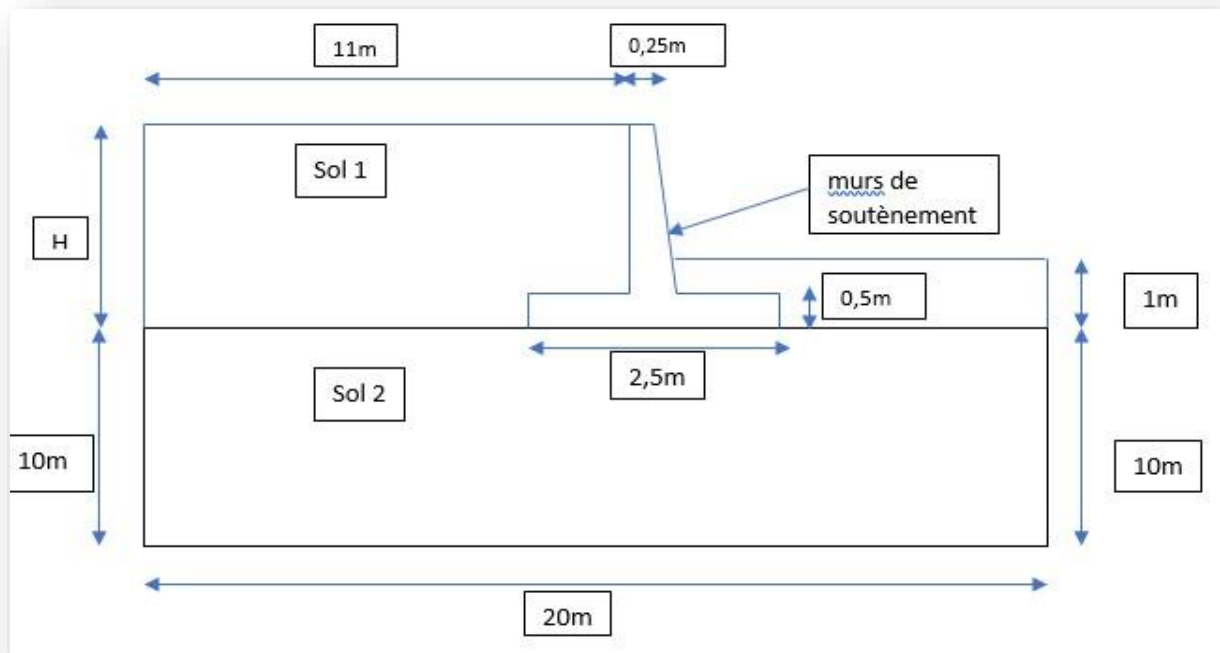


Figure 4.1 : Géométrie du modèle numérique en l'absence de charge.

4.2.2 Cas d'un Mur soutenant un massif de sol à surface horizontal surchargé

Dans ce cas, une surcharge de $q = 50 \text{ kN}$ est appliquée sur la surface libre du sol avec une variation de la hauteur du sol et du mur de soutènement de $H = 2$, $H = 3$, $H = 4$, $H = 5$, $H = 6\text{m}$. Cette analyse vise à évaluer les effets structurels et à découvrir le coefficient de sécurité dans le contexte de l'application de la charge fixe et des variations de l'environnement entourant la fondation filante. La figure 4.2 montre la géométrie du modèle et la position de la surcharge par rapport au mur de soutènement.

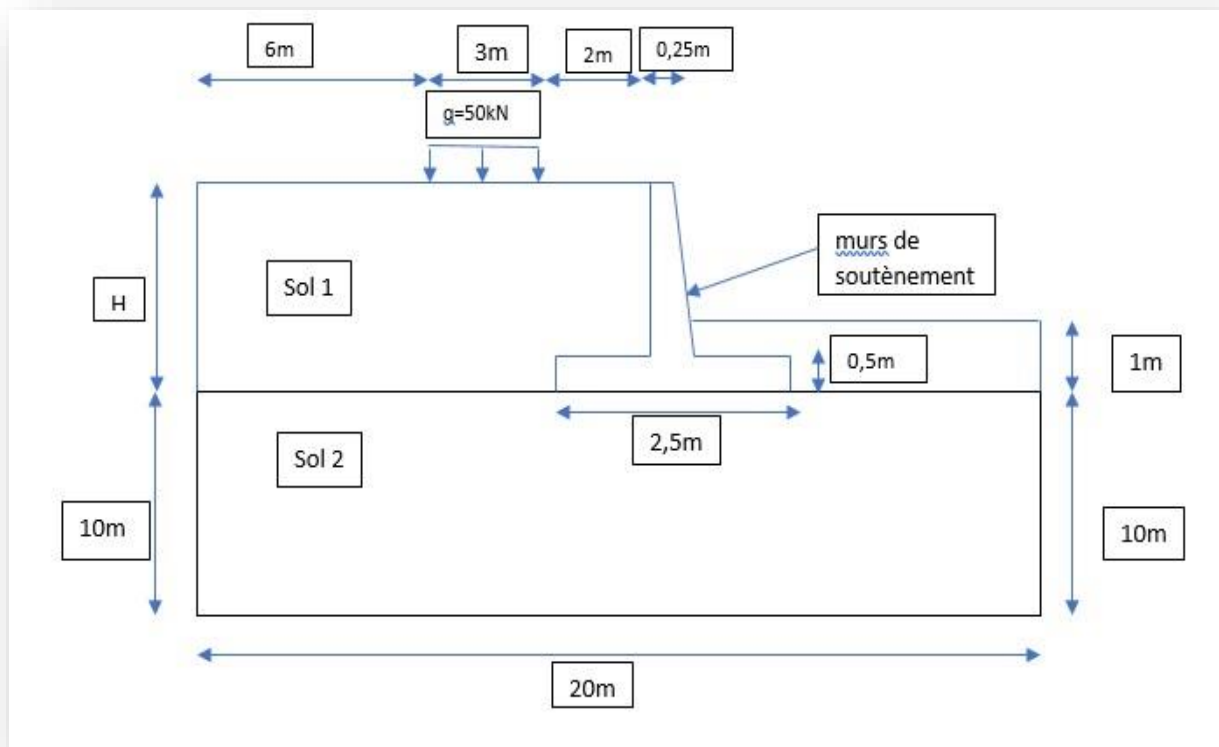


Figure 4.2 : Géométrie du modèle numérique en cas de présence de charge fixe.

4.3 Caractéristiques Générales du modèle adopté

4.3.1 Géométrie

La modélisation des éléments commence par la création du modèle géométrique, qui représente le problème réel à l'étude. Ce modèle géométrique est composé de sol de fondation, du remblai et du mur en béton armé formé d'une semelle et d'un voile. Ce modèle a été dessiné par des points, des lignes et des couches.

4.3.2 Conditions aux Limites

Les conditions aux limites montrent comment se comporte le modèle au niveau de ces frontières, elles sont sélectionnées comme suit :

- Les déplacements horizontaux sont bloqués le long des limites latérales du modèle.
- Les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués au niveau de la base du modèle.

4.3.3 Caractéristiques des Matériaux

a) Caractéristiques du massif de sol soutenu (Sol 1)

Le sol soutenu ou le remblai est modélisé selon un comportement élasto-plastique en utilisant la loi de Mohr-Coulomb. Les propriétés du sol sont résumées dans le Tableau 4.1.

Color	
Material Type	Mohr-Coulomb
E (MPa)	30
ν (-)	0.25
c (kPa)	5
ϕ (°)	28
γ_{dry} (kN/m³)	18
γ_{sat} (kN/m³)	20

Tableau 4-1 : Les caractéristiques géotechniques du sol 1

b) Caractéristiques du sol de fondation (Sol 2)

Les propriétés du sol **de fondation** (sol 2) sont décrites dans le Tableau 4.2.

Color	
Material Type	Mohr-Coulomb
E (MPa)	30
ν (-)	0.25
c (kPa)	10
ϕ (°)	25
γ_{dry} (kN/m³)	18
γ_{sat} (kN/m³)	20

Tableau 4-2 : Les caractéristiques géotechniques du sol 2

c) Caractéristiques du Mur de Soutènement

Le mur de Soutènement est traité comme un élément structurel composé de semelle et de voile en béton armé, ces caractéristiques sont, tel qu'indiqué dans le Tableau 4.3.

Color	
Material Type	Rigid
γ (kN/m ³)	25

Tableau 4-3 : Les caractéristiques géotechniques d'un mur de soutènement

4.3.4. Génération du Maillage

La génération du maillage est une étape cruciale dans l'analyse des structures, consistant à créer un réseau d'éléments finis représentant la surface à étudier. Ce maillage constitue la base de l'analyse des contraintes, des déformations et des coefficients de sécurité dans les structures. Les Figure 4.3 et 4.4 représentent le maillage adaptatif des modèles sans chargement et avec chargement respectivement, on observe qu'il est raffiné dans les zones de concentration de contraintes.

La précision du maillage dépend de la nature du problème et des détails à étudier, avec une nécessité d'avoir une résolution suffisante pour représenter correctement les interactions mécaniques du système. La finesse du maillage est généralement déterminée en ajustant la taille des éléments, en privilégiant l'utilisation d'éléments plus petits dans les zones nécessitant une plus grande précision des détails

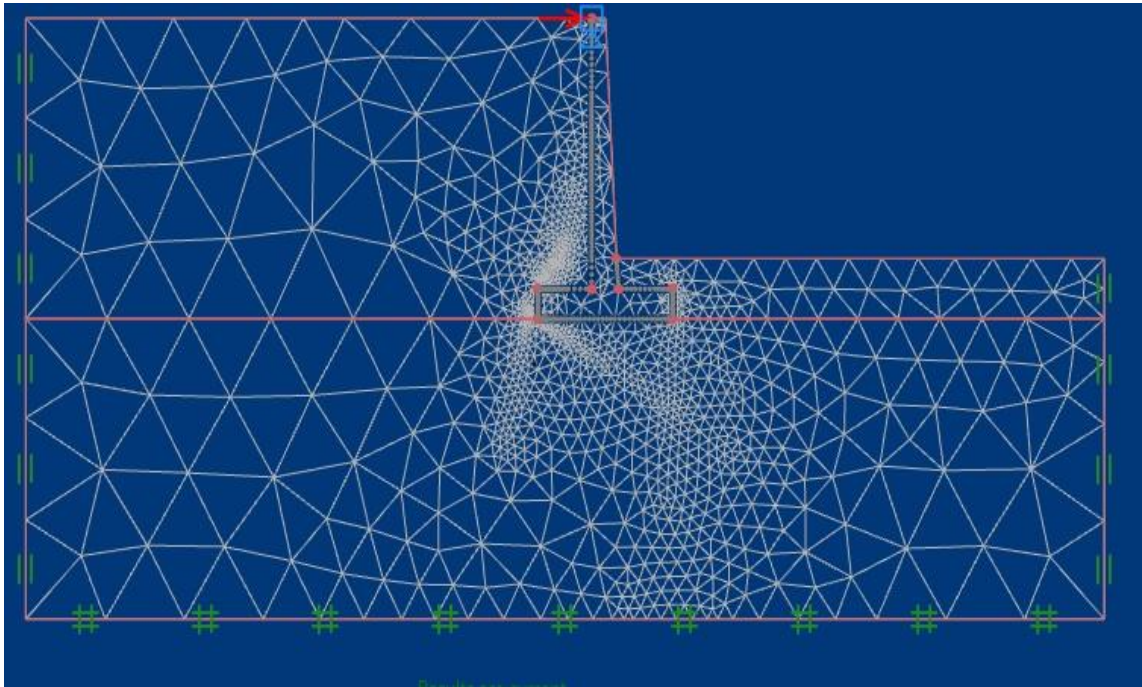


Figure 4.3 : Maillage adaptatif du modèle numérique en l'absence de charge.

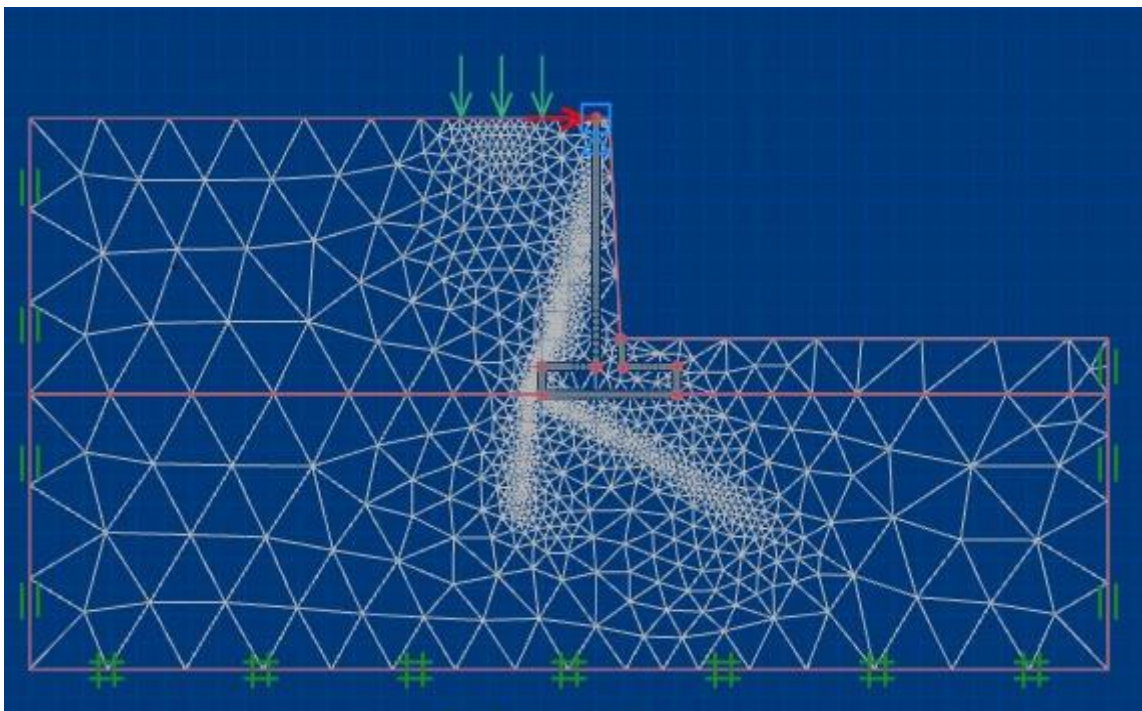


Figure 4.4 : Maillage du modèle numérique en cas de présence de charge fixe

4.4 Analyse et Résultats

4.4.1 Analyse des résultats du modèle en l'absence de surcharge

Trois analyses sont présentées dans cette partie, la première concerne l'analyse en élastoplasticité, la seconde concerne l'analyse par la borne inférieure de l'analyse limite et la troisième concerne l'analyse par la borne supérieure de l'analyse limite. Pour chaque cas nous varié la hauteur du mur H de 2m à 6m avec l'incrément de 1m et cela à pour but d'étudier l'influence de la hauteur du mur sur ces déplacement. Ainsi, les résultats sont présentés sous forme de courbe de déplacement en fonction de la hauteur du mur.

1. Distribution des Déplacements

a) Analyse en élastoplasticité:

La figure 4.5 présente l'évolution des déplacements en fonction de la hauteur H . on remarque les déplacements enjondrés par la poussée sont très faibles puisque le mur se déplace loin du massif c'est-à-dire le massif est en équilibre de poussée. Sependant, on remarque que la partie du sol qui se trouve derière le mur travaille en butée, elle participe à la stabilisation du mur. En général les déplacements des murs sont inférieur d'un millième de la hauteur du mur, on peu aussi juger que les déplacement sont presque proportionels avec la hauteur dumur.

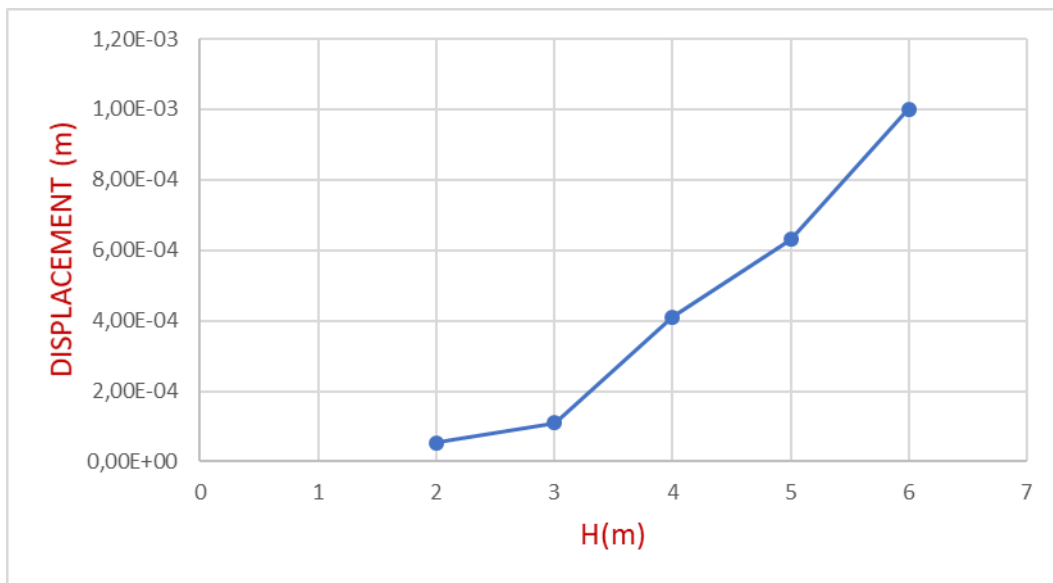


Figure 4.5 : Evolution des déplacements en fonction de la hauteur H , cas d'analyse élastoplastique.

b) Analyse par la borne inférieure de l'analyse limite

Les résultats de l'analyse des déplacements en fonction de la hauteur H par la borne inférieure de l'analyse limite sont illustrés par la figure 4.6. On remarque que la courbe est composée de deux segments presque droits. La pente du premier segment compris entre $H=2$ et $H=4$ est raide,

par contre la pente du deuxième segment compris entre $H=4$ et $H=6$ est faible. En général les déplacements obtenus par la borne inférieure sont faibles par rapport aux résultats de l'analyse élastoplastique.

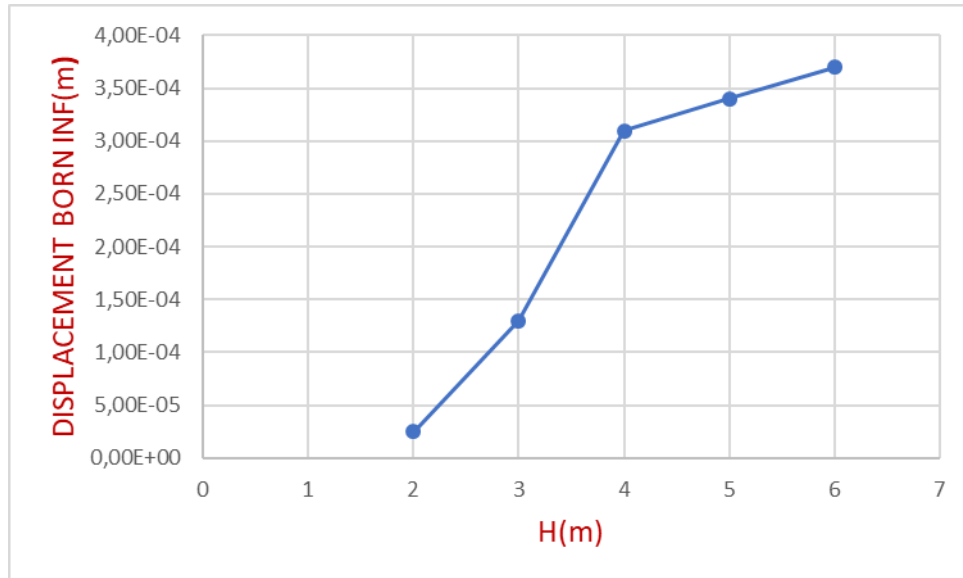


Figure 4.6 : Evolution des déplacements en fonction de la hauteur H , cas de la borne inférieure.

c) Analyse par la borne supérieure de l'analyse limite

Les résultats de l'analyse des déplacements en fonction de la hauteur H par la borne supérieure de l'analyse limite sont illustrés par la figure 4.7. Dans ce cas aussi, on remarque que la courbe est composée de deux segments presque droits, mais c'est tout à fait le contraire du cas précédant de la borne inférieure. La pente du premier segment compris entre $H=2$ et $H=4$ est très faible, par contre la pente du deuxième segment compris entre $H=4$ et $H=6$ est raide. En général les déplacements obtenus par la borne supérieure sont grands par rapport aux résultats l'analyse élastoplastique et de la borne inférieure.

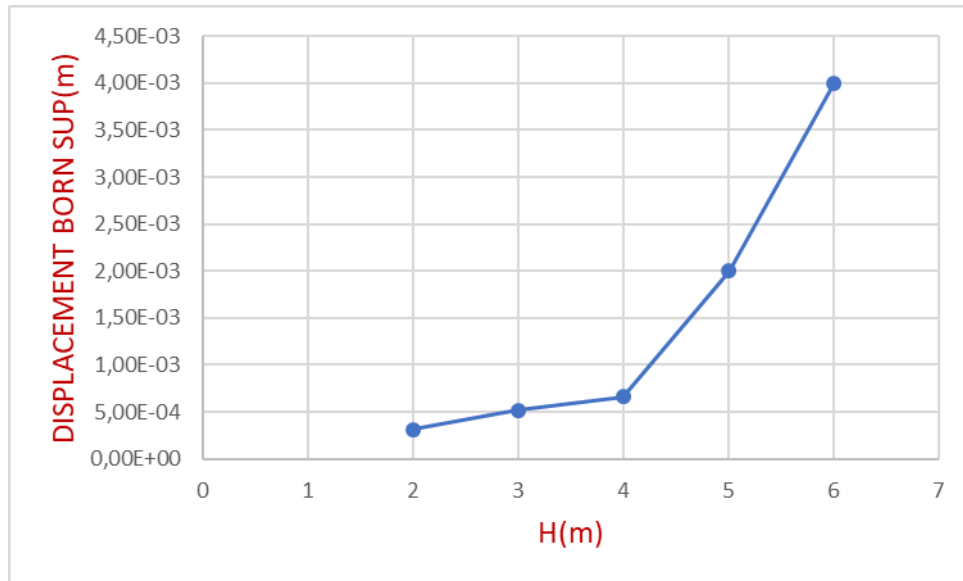


Figure 4.7 : Evolution des déplacements en fonction de H dans le cas de la borne supérieure

L'évolution des déplacements montre comment la hauteur du mur de soutènement affecte la stabilité de sa fondation filante. Les déplacements maximaux sont observés à des hauteurs différentes, indiquant des zones potentielles de rupture par cisaillement du massif de sol.

2. Coefficient de Sécurité (Fs)

Le coefficient de sécurité a été calculé par l'OPTUMEG2 pour différentes configurations de murs. Les résultats sont présentés sous forme de courbe sur la figure 4.8. il est claire que la valeur du coefficient de sécurité diminue avec l'augmentation de la hauteur H, ce qui suggère une réduction de la stabilité structurelle. Les valeurs spécifiques du coefficient de sécurité pour chaque hauteur aideront à déterminer les hauteurs critiques nécessitant des mesures de renforcement.

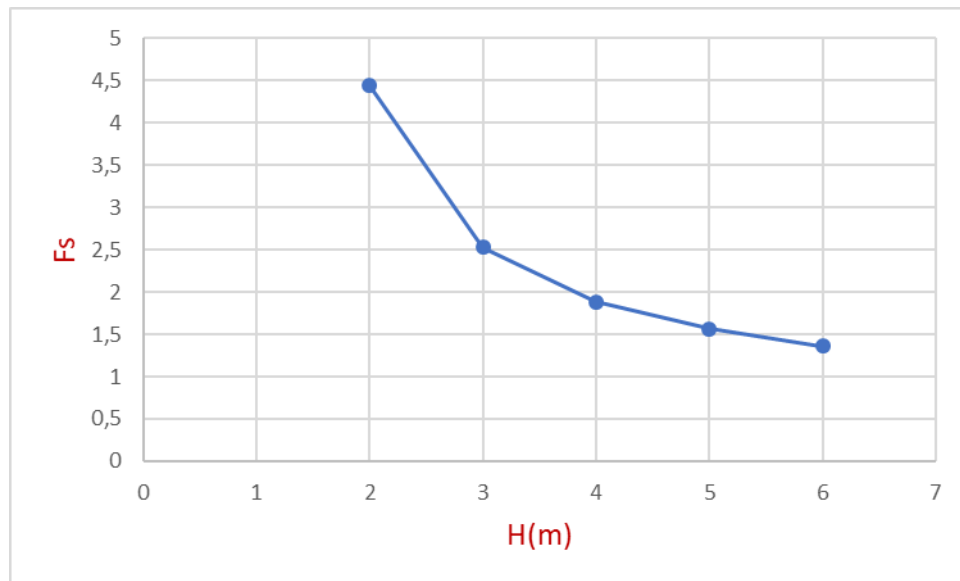


Figure 4.8 : Variation du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur H (H = 2, H = 3, H = 4, H = 5, H = 6).

4.4.2 Analyse de la stabilité du mur de soutènement en présence de surcharge ($q = 50 \text{ kN/m}^2$)

Pour chaque valeur de hauteur H nous avons déterminé les déplacements correspondant par les trois approches suivantes :

1. Distribution des Déplacements

a) Approche d'élastoplasticité

La figure 4.9 montre l'évolution des déplacements maximum en fonction de la hauteur du mur H dans le cas d'un remblai avec surcharge au voisinage du mur. Ces résultats sont obtenus par l'analyse élastoplastique. D'après cette figure on constate que le chargement en surface entraine un déplacement très important par rapport au cas d'un remblai sans surcharge. A titre indicatif le déplacement max d'un mur avec sur charge est de l'ordre de Douze fois le déplacement d'un mur sans surcharge.

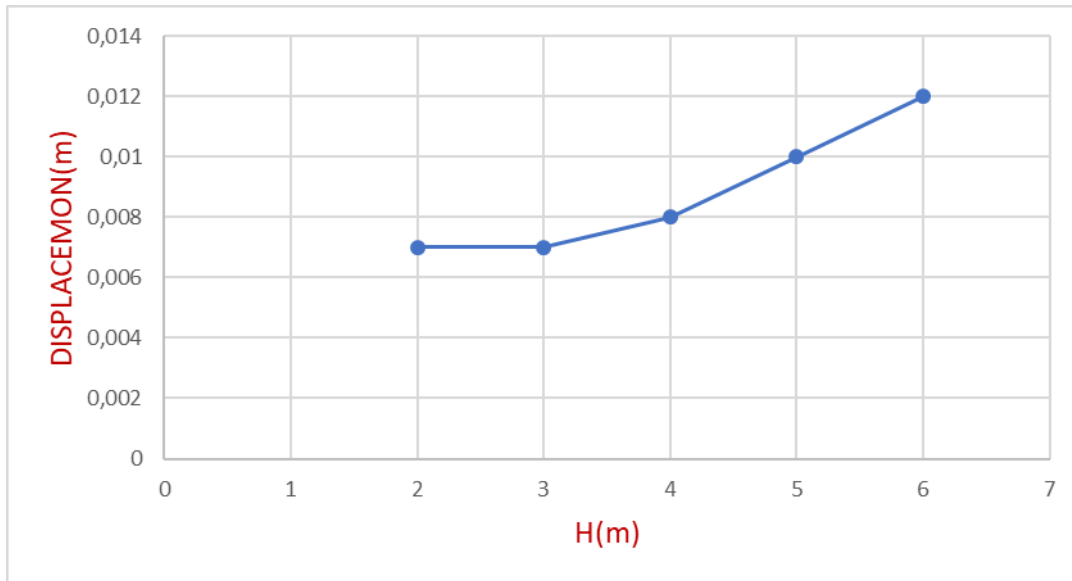


Figure 4.9 : Evolution des déplacements en fonction de la hauteur H, cas d'analyse élastoplastique avec une surcharge.

b) Approche de la borne inférieure et supérieure

Les figures 4.10 et 4.11 montrent l'évolution des déplacements maximum en fonction de la hauteur H pour les cas de **la borne inférieure et supérieure respectivement**. La présence de la charge additionnelle au voisinage du sommet du mur provoque des déplacements plus importants par rapport au cas sans charge. Les résultats montrent les zones où les déplacements sont les plus significatifs, indiquant un besoin possible de renforcement.

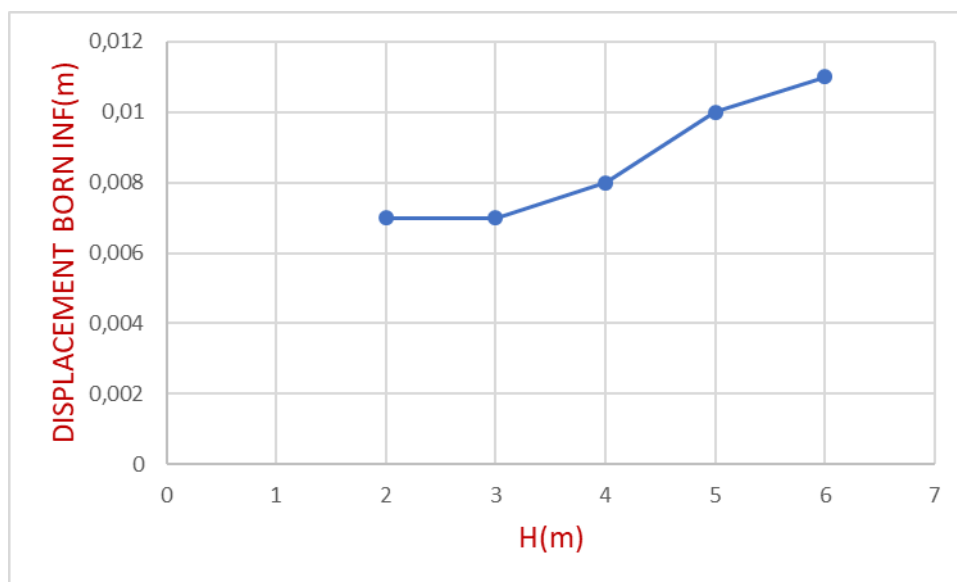


Figure 4.10 : Evolution des déplacements en fonction de H dans le cas de la borne inférieure avec une surcharge.

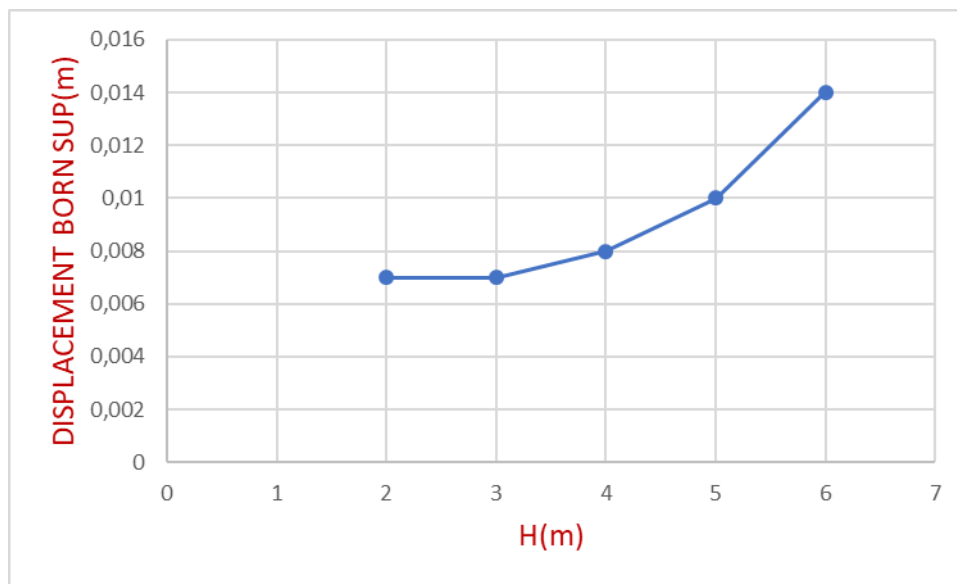


Figure 4.11: Evolution des déplacements en fonction de H dans le cas de la borne supérieure avec une surcharge.

2. Coefficient de Sécurité (Fs)

La figure 4-12 montre la diminution du coefficient de sécurité F_s en fonction de la hauteur du mur H . La présence de la charge surfacique répartie au voisinage du mur réduit significativement le coefficient de sécurité par rapport au cas de mur sans surcharge. Cela montre l'importance de prendre en compte les charges appliquées lors de la conception et de l'évaluation de la stabilité des structures de soutènement.

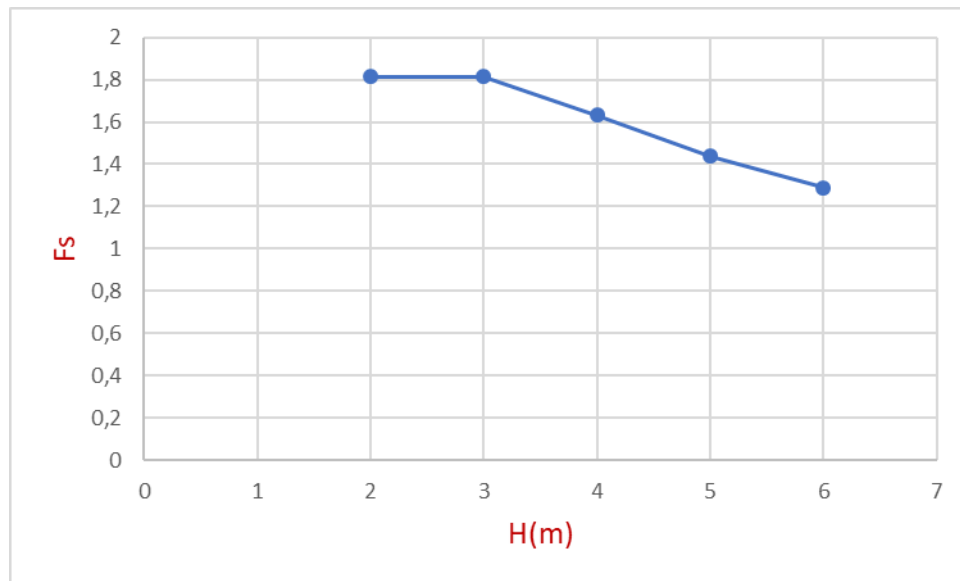


Figure 4-12: Variation de F_s en fonction de la hauteur du mur H , avec une surcharge.

L'analyse des résultats représentés sur les figures montre clairement l'impact de la hauteur du mur et des charges appliquées en surface, sur la stabilité structurelle et le coefficient de sécurité du mur de soutènement. Les résultats indiquent la nécessité d'évaluer et de renforcer soigneusement les structures, en particulier lorsqu'on traite des hauteurs importantes en présence des charges surfaciques, pour garantir la sécurité et la stabilité structurelle.

4.5. Conclusion

En conclusion, les analyses effectuées dans ce chapitre montrent l'impact des variations de hauteur du mur de soutènement sur la stabilité structurelle, tant en l'absence de charge qu'en présence d'une charge fixe. Les résultats obtenus mettent en lumière l'importance de la hauteur H sur le coefficient de sécurité et les déplacements structuraux, soulignant la nécessité d'une conception prudente et d'un renforcement approprié pour garantir la sécurité et la performance des structures dans diverses conditions.

Cette analyse numérique, effectuée par OPTUM G2, fournit une base solide pour des études futures et des applications pratiques dans le domaine du génie civil, assurant une meilleure compréhension et gestion des facteurs influençant la stabilité des structures.

Conclusion Générale

Cette étude, se concentre sur l'analyse de la structure d'un ouvrage de soutènement, tel qu'un mur de soutènement en béton armé, et sur la compréhension de son comportement et de sa stabilité sous l'influence des charges de poussée et de butée du sol ainsi que les surcharges appliquée sur la surface du remblai au voisinage du mur. Nous avons conçu le mur de soutènement en tant qu'élément fondamental du génie civil, utilisé pour prévenir l'effondrement du sol et fournir le soutien nécessaire du massif de sol.

Parmi les problèmes potentiels rencontrés par un mur de soutènement figurent l'augmentation de la pression active sur le sol et les pressions d'eau, qui affectent sa stabilité et nécessitent des mesures correctives. Pour garantir la stabilité de la structure du mur, une étude complète en utilisant l'une des méthodes qui permet de déterminer les forces de poussée et de butée et leurs effets sur la structure en général est nécessaire. Parmi les outils qui aident au calcul, l'OPTUMG2, qui fournit des outils et des techniques facilitant l'analyse et la conception des structures de soutènement. Une simulation numérique a été réalisée pour analyser l'impact de la hauteur du mur de soutènement et de la surcharge, sur le comportement de la structure. Un modèle numérique a été développé sur la base d'une étude détaillée des impacts potentiels. Les résultats obtenus sont très satisfaisant, et confirment ainsi l'efficacité des méthodes et des techniques utilisées dans cette recherche.

L'étude de la relation entre le coefficient de sécurité F_s et le mouvement structurel avec l'augmentation de la hauteur du mur H a révélé que l'augmentation de la hauteur du sol réduit le coefficient de sécurité F_s , augmentant ainsi le mouvement structurel et exposant la structure à des risques accrus. Cela souligne l'importance d'étudier et de surveiller le coefficient de sécurité et ses effets sur le comportement de la structure, renforçant ainsi la nécessité d'adopter des stratégies efficaces pour maintenir la stabilité, la sécurité et la durabilité de la structure à long terme.

Références

- [1] Smith, J. (2020). "Histoire du mur de soutènement : de l'ingénierie civile ancienne à l'ingénierie moderne." Revue d'Ingénierie et de Construction, numéro 25, pages 45-62.
- [2] Benhadia, Meftah (2010) CHAPITRE 01 DIFFERENTS TYPES DE MURS DE SOUTÈNEMENT, Université Mohamed Khider - Biskra.
- [3] Almi Fatma Zohra Mémoire de Master Etude De La stabilité d'un ouvrage de soutènement par la méthode de l'analyse limite Université Mohamed khider –Biskra
- [4] PROFRACTAL (Engineering & Consulting). (2000). La conception des murs de soutènement.
- [5] LETIFI SALAH EDDINE ; DJEDDOU HOUSSAM EDDINE Mémoire de Master Comportement mécanique des murs de soutènement en béton armé Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj
- [6] BENSASSI Nabila Mémoire de Master Etude de la stabilité d'un mur de soutènement UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET
- [7] CHAPITRE02<http://thesis.univ-biskra.dz/1106/4/CHAPITRE%2002.pdf> LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ECRANS DE SOUTÈNEMENT Université Mohamed khider –Biskra
- [8] Baziz, S.E. (2012), 'Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé'. Thèse de Magistère, Université de Biskra
- [9] Cours: MDS II Par: Mr. zied-benghazi
- [10] Zeroual Farida, Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques, Mémoire de Magister, université Hadj Lakhdar –Batna, Alger.
- [11] Abdedaim kamel Mémoire de Master Application de la méthode d'analyse limite pour l'étude de la poussée des terres sur les ouvrages de soutènement Université Mohamed khider – Biskra
- [12] Schlosser, F., Juillie, Y. Murs et écrans de soutènement, Techniques de l'Ingénieur, traité de construction C244.
- [13] PROFRACTAL (Engineering & Consulting). (2000). La conception des murs de soutènement.

[14] DESCAZEAUD Mathieu, MURS DE SOUTÈNEMENT- Comparaison environnementale et financière de différentes technologies école centrale lyon 15 Avril 2014 page 13