

الجمهوريّة الجزائريّة الديموقراطية الشعبيّة
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة - د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR



Faculté de technologie

Département de génie civil et de l'hydraulique

PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Spécialité : Géotechnique

Étude de la stabilité dynamique d'un mur de soutènement en béton armé (cas des sols cohérents en remblais)

Présenté par :

HAKMI MIMOUN

HAKMI KARIM

Soutenu le 12 / 06 / 2024, devant le jury composé de :

M. ZIDANI B.	M.A.B	Président
M. M. HACHEMI H.	M.C.A	Encadreur
M ^{elle} DAOUDI N.H.	M.C.B	Examinateur



Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de mon projet de fin d'études. Tout d'abord, je souhaite remercier chaleureusement l'ensemble de mes professeurs pour leur expertise, leur soutien et leurs précieux enseignements tout au long de mon parcours académique. Leurs connaissances approfondies et leur passion pour leur domaine m'ont inspiré et ont été essentielles à mon développement personnel et professionnel.

Je tiens également à exprimer ma reconnaissance envers mes parents, dont le soutien constant et les encouragements indéfectibles ont été une source inépuisable de motivation. Leur amour inconditionnel et leurs sacrifices ont été les piliers sur lesquels j'ai pu construire mon parcours éducatif.

Je n'oublie pas non plus mes frères et sœurs, qui ont toujours été là pour m'encourager, me prodiguer des conseils et partager mes joies et mes peines. Leur soutien infaillible a été d'une importance capitale dans ma réussite académique.

Enfin, je souhaite exprimer ma gratitude envers mes amis, qui m'ont accompagné tout au long de cette aventure. Leurs encouragements, leurs discussions stimulantes et leur présence réconfortante ont été des éléments clés pour traverser les défis et les moments de doute. Leur amitié précieuse a rendu ce parcours d'études encore plus mémorable et significatif.



Dédicace

Je dédie ce projet :

A ma chère mère,

A mon cher père,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

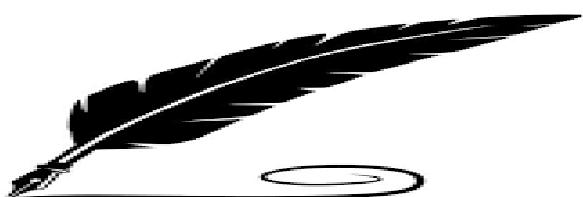
A Israa et mohamed bahaa

A mes frères,

A mes chères sœurs,

Pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A mon cher grand-père et grand-mère,



ملخص

الجدران الاستنادية الخرسانية المسلحة هي هياكل تستخدم على نطاق واسع في أعمال الهندسة المدنية، خاصة في الأراضي التي تتطلب إدخال هذا النوع من الأعمال، حيث أصبحت هذه الأخيرة حلاً أساسياً للحفاظ على السود المعرضة لخطر الانزلاق، وحماية هياكل المصب . ولقياسها وضمان ثباتها ضد الانزلاق والانقلاب، يتم أخذ عدة معايير في الاعتبار عند بناء هذه الهياكل . الهدف من هذا العمل هو تحليل ثبات الجدار الاستنادي من الخرسانة المسلحة في حالة وجود كتلة تربة متماسكة أو ردم متماسك . تتمتع التربة المتماسكة بالقدرة على الانتفاخ في وجود الماء، مما يضاعف قوى الدفع . يستخدم برنامج GEO5 في الحساب الساكن بطريقة Coulombe والحساب الديناميكي بطريقة شبه الساكنة Mononobe-Okabe، ويدرس تأثير ارتفاع وزاوية ميل تربة السود بالإضافة إلى التباين في التربة . التماسك، على الاستقرار ضد الانزلاق والانقلاب . وتعطي النتائج فكرة عن أهمية اختيار مواد البناء وطريقة التنفيذ على الثبات الديناميكي .

الكلمات المفتاحية: الجدار الاستنادي، التربة المتماسكة، GEO5 ، طريقة Mononobe-Okabe . pseudo-statique

Summary

Reinforced concrete retaining walls are widely used in civil engineering works, especially in terrain requiring this type of structure. They have become an indispensable solution for retaining slopes at risk of sliding, and protecting downstream structures.

A number of criteria are taken into account when designing these structures to ensure their stability against sliding and overturning.

The aim of this work is to analyze the stability of a reinforced concrete cantilever retaining wall in the case of a cohesive soil mass or cohesive fill. Cohesive soils have the ability to swell in the presence of water, which doubles the thrust forces. The GEO5 software is used for static calculations using Coulombe's method and dynamic calculations using Mononobe-Okabe's pseudo-static method, and studies the influence of the height and angle of inclination of the embankment soil, in addition to the variation in soil cohesion, on sliding and overturning stability. The results give an idea of the importance of the choice of construction materials and the method of implementation on dynamic stability.

Keywords: cantilever retaining wall, cohesive soils , GEO5, Mononobe-Okabe method, pseudo-static method.

Résumé

Les murs de soutènement en béton armé sont des structures utilisés à grande échelles dans les travaux de génie civil, surtout dans les terrains qui demandent d'introduire ce genre d'ouvrage, ces derniers sont devenus une solution indispensable pour retenir les talus à risque de glissement, et la protection des structures en aval.

Pour les dimensionner et assurer leur stabilité au glissement et au renversement, plusieurs critères sont tenus en compte dans la réalisation de ces ouvrages.

L'objectif de ce travail est d'analyser la stabilité d'un mur de soutènement cantilever en béton armé dans le cas d'un massif de sol cohérent ou remblai cohérent. Les sols cohésifs ont une aptitude de se gonflé dans la présence d'eau, ce qui double les forces de poussées. Le logiciel GEO5 est utilisé dans le calcul statique par la méthode de Coulombe et dynamique par la méthode pseudo-statique de Mononobe-Okabe, et étudie l'influence de la hauteur et l'angle d'inclinaison du sol remblai, en plus de la variation de la cohésion du sol, sur la stabilité au glissement et au renversement. Les résultats donnent une idée sur l'importance du choix des matériaux de constructions et le mode de mise en œuvre sur la stabilité dynamique.

Mots clé : mur cantilever, sols cohésifs, GEO5, méthode Mononobe-Okabe, méthode pseudo-statique

SOMMAIRE

Remerciements.....	II
Dédicace.....	III
ملخص.....	IV
RÉSUMÉ EN ANGLAIS.....	V
RÉSUMÉ EN FRANCAIS.....	VI
SOMMAIRE.....	VII
LISTE DES FIGURES.....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre 1 : Comportement des ouvrages de soutènement	
I.1 Introduction.....	4
I.2.Comportement statique	4
I.2.1.1.Etat initial (Pression des terres au repos).....	4
I.2.1.2.Etat actif (Equilibre limite supérieure en poussée).....	5
I.2.1.3.Etat passif (Equilibre limite inférieure en butée).....	5
I.2.2.Méthodes d' équilibre limite	6
1.2.2.1.Théorie de coulomb	6
1.2.2.2.Théorie de Rankine	8
1.2.2.3.Théorie de Boussinesq.....	11
I. 3.Comportement dynamique.....	13
I.3.1.Approche pseudo -statique	13
I.3.1.1.Méthode de Mononobe –okabe.....	13
a)Cas d'un remblai sec.....	13
b)cas d'une surcharge uniforme.....	14
c) Cas d'un sol cohérent.....	15
d) Cas d'un sol saturé.....	15
I.3.1.2.Méthode de Richards -lms	17
I.3.2.Approche pseudo -dynamique	20
I.3.2.1.Méthode de Steedman et zeng.....	20
I.3.2.2.Méthode de Choudhury et Nimbalkar.....	23
I.3.2.1.3.Méthode de Choudhury et Nimbalkar.....	24
I.4.Conclusion.....	27
Chapitre 2 : Comportement des sols cohérents	
II.1. Introduction.....	28
II.2.Type des sols cohérents et lois du comportement des sols.....	28
II.2.1. Classification des sols cohérents	28
II.2.2. lois du comportement des sols.....	29
II.2.3 Comportement élasto-plastique.....	29
II.2.3.1 Critère d'épuisement.....	29
II.2.3.2 Ecrouissement	30
II.3. Critère de plasticité usuels dans la mécanique des sols.....	31
II.3.1. Critère de Mohr –Coulomb.....	31
II.3.1.1. Description du modèle.....	31
II.3.1.2. Valeurs typiques des paramètres de Mohr-Coulomb.....	32
II.3.2. Critère de de Drücker-Prager	36
II.3.2.1. Description du modèle	36
II.3.2.2. Valeurs typiques des paramètres de Drücker-Prager	37

II.3.3. Critère de Tresca	39
II.3.4. Critère de Von Mises	40
II.4. Caractéristique intrinsèques des sols cohésifs.....	41
II.5. Frottement et adhérence effectifs de la paroi.....	42
II.6. Conclusion	43
Chapitre 3 :Prédimensionnement et modélisation	
III.1. Introduction.....	44
III.2. Dimensionnement géotechnique.....	44
III.2.1. Prédimensionnement du mur cantilever.....	44
III.2.2. Caractéristiques mécaniques du sol.....	46
III.3. Etude analytique de la stabilité.....	47
III.3.1. Logiciel GEO5	47
III.3.2. Saisie des données.....	48
III.3.2.1. Méthode selon les coefficients de sécurité.....	48
III.3.3. Calcul dynamique.....	56
III.4. Conclusion.....	58
Chapitre 4 : Résultats et discussions	
IV.1. Introduction.....	59
IV.2. Résultat du calcul statique.....	59
IV.2.1. Effet de la saturation.....	59
IV.2.2. Effet de la variation de la hauteur du mur.....	60
IV.3. Résultats du calcul dynamique.....	63
IV.3.1. Effet de la saturation.....	63
IV.3.2. Effet de la variation de la cohésion du sol.....	65
IV.4. Conclusion.....	67
Conclusion Générale.....	71
Références Bibliographiques.....	73

LISTES DES FIGURES

Figure I.1 : Etat limite de poussée du sol (talus de pente $\beta = 0$, et l'angle de frottement sol-écran nul).....	5
Figure I.2 : Etat limite de buté du sol (talus de pente $\beta = 0$, et l'angle de frottement sol-écran nul).....	6
Figure I.3 : (a) Coin actif triangulaire délimité par une surface de remblai plane, une surface de rupture et un mur, (b) polygone de force pour un coin actif de Coulomb.....	7
Figure I.4 : (a) Coin passif triangulaire délimité par une surface de remblai plane, une surface de rupture et un mur, (b) polygone de force pour un coin de Coulomb actif.....	8
Figure I.5 : Distribution de la pression de terre active minimale de Rankine pour un remblai avec différentes combinaisons de résistance au frottement et à la cohésion. (a) Résistance au frottement, pas de cohésion ; (b) Sol cohésif, pas de résistance au frottement ; (c) Cohésion et frottement combinés.....	9
Figure I.6 : Distribution de la pression passive maximale de Rankine pour le remblai avec différentes combinaisons de résistance au frottement et à la cohésion. (a) Résistance au frottement, pas de cohésion ; (b) Sol cohésif, pas de résistance au frottement ; (c) cohésion et frottement combinés.....	10
Figure I.7 : Équilibres de Boussinesq et de Rankine.....	11
Figure I.8 : Schéma de calcul des pressions de poussées dynamique selon la méthode de Mononobe-Okabe.....	13
Figure I.9 : Schéma d'équilibre d'efforts en mode de glissement.....	19
Figure I.10 : Système considéré par Steedman-Zeng.....	21
Figure I.11 : Localisation de la poussée dynamique à l'instant du moment de renversement maximale pour $Kh=0.2$	23
Figure I.12 : Système considéré par Choudhury et Nimbalkar.....	24

LISTES DES FIGURES

Figure I.13 : Modèle du mur pour le calcul de la pression passive pseudo-dynamique des terres.....	25
Figure II.1 : Abaque de plasticité de Casagrande CLASSIFICATION	
L.P.C. DES SOLS FINS.....	28
Figure II.2 : lois de comportement.....	29
Figure II.3 : Modèles mathématiques d'écrouissage.....	30
Figure II.4 : Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb.....	32
Figure II.5. Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Drücker-Prager.....	37
Figure II.6 : Représentation du critère de Tresca : (a) –dans le plan déviatorique, (b) –dans l'espace des contraintes principales.....	40
Figure II.7 : Représentation du critère de Von Mises : (a) –dans le plan déviatorique, (b) –dans l'espace des contraintes principales.....	40
Figure II.8 : Sine of effective angle of friction of clays as a function of plasticity index (PI).....	41
Figure III.1 Caractéristiques géométriques du mur à étudier.....	45
Figure III.2 : Les applications sous GEO5.....	47
Figure III.3 : Fenêtre de dialogue (Liste des paramètres de calcul)	48
Figure III.4 : Paramètre du calcul (coefficients de sécurité).....	48
Figure III.5 : coefficients de sécurité.....	49
Figure III.6: Cadre Géométrie	50
Figure III.7 : Géométrie - Schéma du mur cantilever.....	50
Figure III.8 : Matériaux - Saisie des caractéristiques matérielles de la Structure ...	51
Figure III.9 : Profil.....	51

LISTES DES FIGURES

Figure III.10 : Fenêtre de dialogue (Ajouter des nouveaux sols) - Ajout du sol remblai.....	52
Figure III.11 : Fenêtre de dialogue (Ajouter des nouveaux sols) - Ajout du sol de fondation.....	53
Figure III.12 : Cadre (Assignation).....	54
Figure III.13 : Cadre (Terrains).....	54
Figure III.14 : Cadre (Pression à l'avant).....	55
Figure III.15 : Cadre (Nappe phréatique).....	55
Figure III.16 : Cadre (calcul séisme).....	57
Figure III.17 : Cadre (Vérification -statique).....	57
Figure IV.1: Variation de F_s au renversement, remblais saturé par rapport à l'angle β , avec $H=4m$	60
Figure IV.2: Variation de F_s au glissement, remblais saturé par rapport à l'angle β , avec $H=4m$	60
Figure IV.3: Variation de F_s au renversement, pour un remblai non saturé par rapport à l'angle β , avec changement de la hauteur du mur.....	61
Figure IV.4: Variation de F_s au glissement, pour un remblai non saturé par rapport à l'angle β , avec changement de la hauteur du mur.....	61
Figure IV.5: Variation de F_s au renversement, pour un remblai saturé par rapport à l'angle β , avec changement de la hauteur du mur.....	62
Figure IV.6: Variation de F_s au glissement, pour un remblai saturé par rapport à l'angle β , avec changement de la hauteur du mur.....	62
Figure IV.7: Variation de F_s dynamique au renversement par rapport à l'angle β , avec changement de zone sismique, pour remblais non saturé.....	63
Figure IV.8: Variation de F_s dynamique au renversement par rapport à l'angle β , avec changement de zone sismique, pour remblais saturé.....	64
Figure IV.9: Variation de F_s dynamique au glissement par rapport à l'angle β , avec changement de zone sismique, pour remblais non saturé.....	64

Figure IV.10: Variation de F_s dynamique au glissement par rapport à l'angle β , avec changement de zone sismique, pour remblais saturé.....	65
Figure IV.11: Variation de F_s dynamique au renversement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=0^\circ$, pour un remblai non saturé	66
Figure IV.12: Variation de F_s dynamique au renversement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=0^\circ$, pour un remblai saturé	66
Figure IV.13: Variation de F_s dynamique au renversement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=20^\circ$, pour un remblai non saturé.....	67
Figure IV.14: Variation de F_s dynamique au renversement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=20^\circ$, pour un remblai Saturé.....	67
Figure IV.15: Variation de F_s dynamique au glissement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=0^\circ$, pour un remblai non saturé	68
Figure IV.16: Variation de F_s dynamique au glissement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=0^\circ$, pour un remblai saturé	68

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Paramètres de calcul des forces sismiques.....	17
Tableau I.2 : Valeurs de la vitesse de référence(m/s)	20
Tableau I.3 : Comparaison du point d'application de la résistance passive totale (h) obtenue par la présente étude avec des méthodes disponibles pour $H = 10$, $\varphi = 34^\circ, \delta = 17^\circ, \gamma = 17.3 \frac{KN}{m^3}, k_h = k_v = 0.3 et f = 1$,.....	26
Tableau II.1 : Facteurs influant sur l'angle defrottement.....	33
Tableau II.2 : Ordres de grandeur de l'angle de frottement pour les sols Pulvérulents.....	34
Tableau II.3 : Valeurs typiques des caractéristiques mécaniques des sables.....	34
Tableau II.4 : Exemples de valeurs pour les paramètres de Mohr-Coulomb (sables).....	35
Tableau II.5 : Valeurs des paramètres d'orthotropie pour quelques argiles Naturelles.....	35
Tableau II.6 . Exemples de valeurs pour les paramètres plastiques du modèle Mélanie (site de Cubza-les-Ponts) (avec $K_o^{nc} = 0,5$).....	36
Tableau II.7 : Exemples de valeurs pour les paramètres plastiques du modèle Mélanie (site de Cubza-les-Ponts) (avec $K_o^{nc} = 0,5$).....	38
Tableau II.8 : Paramètres de Drucker-Prager en fonction de ceux de Mohr Coulomb.....	39
Tableau II.9 : Angles effectifs de résistance au cisaillement, ϕ' , pour la conception préliminaire.....	42
Tableau III.1: Récapitulation des dimensions du murs cantilever	46
Tableau III.2: Paramètre des sols à court terme.....	46
Tableau III.3: Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003).....	56
Tableau III.4: coefficients d'accélérations pseudo-statiques horizontale et verticale....	56

Introduction Générale

Introduction générale

Les murs de soutènement sont largement utilisés dans la construction de bâtiments, la conservation de l'eau, les chemins de fer, les autoroutes, les ports et d'autres projets. Un mur de soutènement est une structure conçue et construite pour résister à la pression latérale du sol, en empêchant le sol de s'effondrer et de s'incliner de manière non naturelle.

Les murs de soutènement en béton armé, dont le type le plus classique est le mur en L ou en T renversé, comportent une paroi résistante verticale (ou très proche de la verticale) et une semelle de fondation. Parmi ces murs on peut citer le mur cantilever en béton armé, objet de ce travail. Celui-ci est doté d'une base élargie et encastrée à la partie supérieure du sol de fondation. Il associe dans son fonctionnement l'action de soutènement d'une partie du poids du remblai. En fait, il peut être considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale passant par l'extrémité arrière de la semelle. Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides.

Les massifs soutenus ou remblais pour les murs de soutènements sont généralement des sols cohérents. Un sol cohérent ou cohésif, en anglais « cohesive soil » est un sol avec une forte proportion d'argile ou de limon. Sous pression, les sols cohérents se déforment relativement fortement sur une période de temps plus longue. De même le sol saturé pousse 2.5 fois que le sol à son état sec. D'autre part l'augmentation de degré de saturation des sols fins et argileux diminué la résistance au cisaillement et le rendre gonflant.

Le comportement des sols cohérents dépend de leur teneur en eau. Selon la proportion d'argile et de limon, ces sols sont peu perméables à l'eau. L'eau peut s'accumuler, réduisant la capacité portante et s'accumulant à l'extérieur de la structure. De plus, le sol est sensible au gel car l'eau interstitielle gèle et un soulèvement se produit. Les minéraux argileux ont également tendance à gonfler ou à rétrécir lorsqu'ils sont exposés à l'eau.

La bonne conception des murs de soutènement constitue un des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en génie civil. Ces murs sont généralement dimensionnés pour maintenir les remblais et les surcharges dans le cas statique et même s'il existe une sollicitation sismique.

Les séismes causes des déformations permanentes aux ouvrages de soutènement dans de nombreux séismes historiques. Dans certains cas, ces déformations ont été négligeables ; dans d'autres elles ont causé des dommages importants. Dans certains cas, les structures de soutènement se sont effondrées au cours de tremblements de terre, avec des conséquences désastreuses physique et économique.

Ces effets destructifs des séismes font le problème plus important et le rendent l'un des sujets les plus préoccupants du génie parasismique.

En dépit de la multitude d'études qui ont été effectuées au-cours des années, la réponse dynamique des structures de soutènement est loin d'être bien comprise, de ce fait exigeant des études qui emploient des modèles numériques et probablement des modèles analytique pour la clarifier.

Les dommages causés par les tremblements de terre aux structures de soutènement ont stimulé l'intérêt pour des solutions capables d'incarner l'effet de la charge sismique sur les pressions des terres. La théorie actuellement utilisée dans la conception sismique des murs de soutènement est représentée par le pseudo théorie Mononobe-Okabe (M-O). Représentée par l'approche pseudo statique de Mononobe-Okabe (M-O).

Cette théorie est une extension de la théorie de Coulomb dans laquelle l'effet du séisme sur les murs de soutènement est pris en compte. Dans laquelle l'effet des forces d'inertie induites par le tremblement de terre dans le sol en raison de la charge sismique est pris en compte sismique est pris en compte, introduisant des forces corporelles statiques. L'hypothèse que le sol se comporte comme un corps rigide implique que l'accélération sismique ne varie pas à l'intérieur du coin de sol et coïncide avec l'accélération à la base du mur.

Le but de cette étude est d'analyser la réponse d'un mur de soutènement cantilever en béton armé sous chargement sismique, avec l'importance de la prise en compte du sol cohérent adjacent dans le déplacement permanent du mur. Ces études sont réalisées à l'aide du logiciel GEO5 qui comprend des applications, parmi elle l'application mur cantilever qui peut vérifier la stabilité statique et dynamique des murs cantilever.

Le présent mémoire est composé de quatre chapitres, une introduction générale et de Conclusion générale, comme suite :

Le 1er chapitre présent le comportement des ouvrages de soutènement dans le cas statique et dynamique;

Le 2éme chapitre expose le comportement des sols cohérents, et les différentes lois de comportement ;

Dans le 3ème chapitre, il s'agit de prédimensionnement du mur cantilever avec une vérification de la stabilité statique et dynamique à l'aide du logiciel GEO5;

Enfin, la présentation des résultats sous formes graphique avec discussion ;

L'ensemble est clôturé par une conclusion générale portant sur les résultats significatifs obtenus.

Chapitre I

Comportement des ouvrages de soutènement

Chapitre I: Comportement des ouvrages de soutènement

I.1.Introduction :

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivellation entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivellation peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation) [1].

I.2.Comportement statique :

I.2.1.Pression des terres latérales :

I.2.1.1.Etat initial (Pression des terres au repos) :

Avant d'être déplacé, le sol se trouve dans un état initial influencé par son passé géologique, connu sous le nom de poussée des terres au repos. Pour décrire cet état, on établit une relation entre la contrainte effective horizontale et la contrainte effective verticale à l'aide du coefficient K_o . [2]

$$\sigma_{ho}^e = K_o \sigma_{vo}^e \quad (I.1)$$

σ_{ho}^e la contrainte effective horizontale et σ_{vo}^e la contrainte effective verticale et K_o le coefficient des terres au repos.

Mesurer la valeur de K_o peut être complexe, mais elle peut être déterminée à l'aide de l'appareil triaxial en laboratoire ou du pressiomètre sur site. Cette évaluation revêt une grande importance pour garantir la stabilité et concevoir efficacement diverses structures.

Le coefficient K_o dépend de la loi de comportement du matériau sol. Si on considère que le matériau est élastique linéaire, K_o serait égal à : $\frac{\nu}{1-\nu}$ (ν Le coefficient de poisson) . Cette valeur théorique s'éloigne tellement de la réalité qu'elle n'est pas praticable en pratique.

Jaky a proposé une formulation de K_o pour les sols fins et les sols pulvérulents normalement, en fonction de l'angle de frottement effectif ϕ' . L'équation simplifiée de Jaky s'écrit : [3]

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad (I.2)$$

Pour les sols fins surconsolidés ou pulvérulents surcomprimés, le coefficient K_o dépend du degré de surconsolidation OCR, tel que :

$$K_o = (1 - \sin \phi') OCR^n \quad (I.3)$$

le coefficient n est en général pris égal à 0.50

I.2.1.2. Etat actif (Equilibre limite supérieure en poussée) :

Le sol exerce une pression sur l'écran, le poussant vers l'extérieur. Ce mouvement continue jusqu'à ce que la contrainte effective horizontale initiale diminue, permettant au sol de se relâcher jusqu'à une valeur limite inférieure. Cette diminution de la contrainte horizontale se produit tandis que la contrainte verticale reste constante. Lorsque la contrainte horizontale atteint cette valeur limite, le cercle de Mohr devient tangent à la droite de Mohr-Coulomb. Dans ce scénario, le sol est en état de poussée, et cette contrainte de poussée est liée à la contrainte verticale par le coefficient de poussée K_a , spécifique à un écran vertical sans frottement sol-écran, représentant l'équilibre actif. [4]

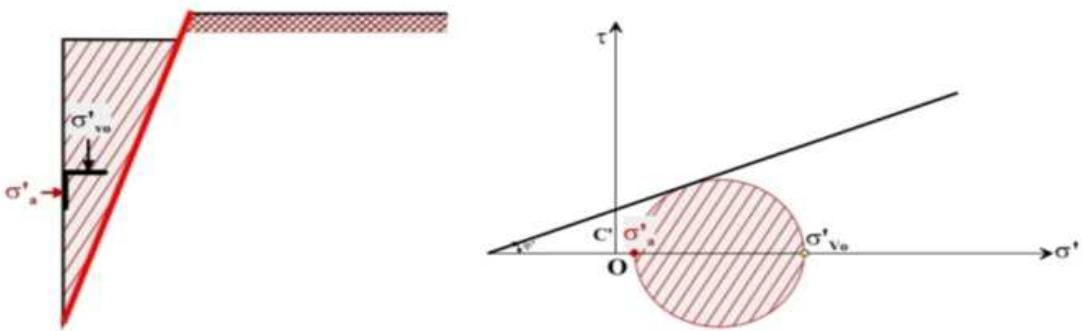


Figure I.1 : Etat limite de poussée du sol (talus de pente $\beta = 0$, et l'angle de frottement sol-écran nul)

I.2.1.2. Etat passif (Equilibre limite inférieure en butée) :

L'écran exerce une pression sur le sol, le poussant jusqu'à la butée. Cela entraîne une augmentation de la contrainte horizontale initiale, ce qui comprime le sol jusqu'à ce qu'il atteigne une valeur limite supérieure à la contrainte initiale. Pendant ce processus, la contrainte verticale

reste constante. L'augmentation de la contrainte horizontale se poursuit jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur spécifique. À ce stade, le sol est en état de butée, où la contrainte de butée est liée à la contrainte verticale dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée K_p , représentant l'équilibre passif.

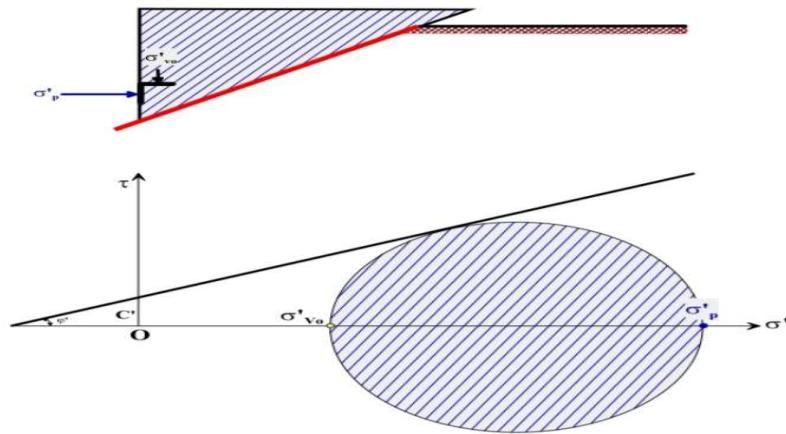


Figure I.2 : Etat limite de buté du sol (talus de pente $\beta = 0$, et l'angle de frottement sol-écran nul)

I.2.2. Méthodes aux équilibres limites :

I.2.2.1. Théorie de coulomb :

En supposant que les forces agissant sur l'arrière du mur de soutènement résultent du poids de la cale du sol au-dessus d'une surface plane de rupture, Coulomb a utilisé la méthode de l'équilibre des forces. du sol au-dessus d'une surface de rupture plane, Coulomb a utilisé l'équilibre des forces pour déterminer l'ampleur de la poussée agissant sur le mur, tant pour la poussée active minimale que pour la poussée maximale. [5]

Déterminer l'ampleur de la poussée agissant sur le mur dans des conditions actives minimales et passives maximales.

Dans des conditions de pression de terre active minimale, la poussée active sur un mur avec la géométrie illustrée à la figure (1. 3) est obtenue à partir de l'équilibre des forces pour la surface de rupture critique, la poussée active sur un mur retenant un sol sans cohésion est obtenue à partir de l'équilibre des forces pour la surface de rupture critique.

Sur un mur retenant un sol sans cohésion peut être exprimée comme suit ;

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (I.4)$$

Où :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (I.5)$$

δ est l'angle de frottement entre le mur et le sol, β est l'angle de pente du remplissage et θ est l'angle de la face intérieure du mur avec la face verticale.

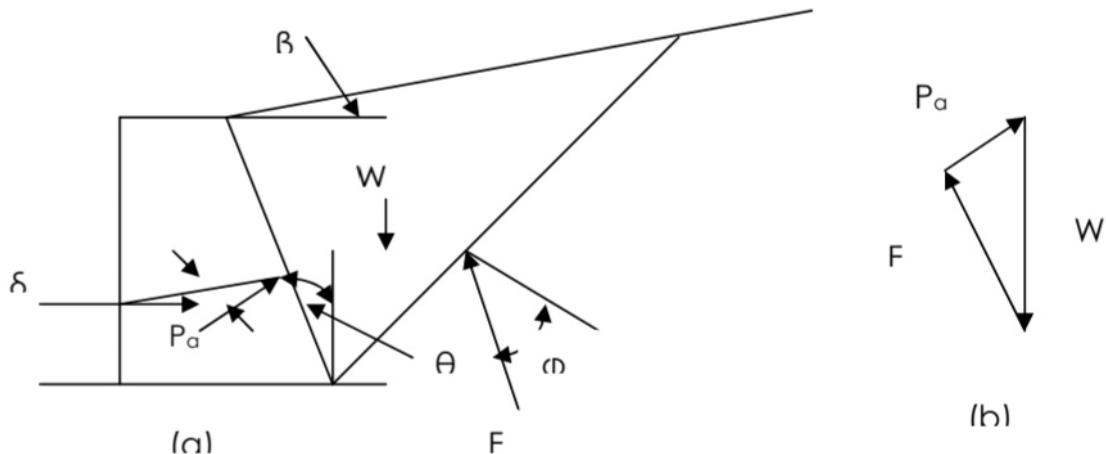


Figure I.3 : (a) Coin actif triangulaire délimité par une surface de remblai plane, une surface de rupture et un mur, (b) polygone de force pour un coin actif de Coulomb [6] .

La théorie de Coulomb ne prédit pas explicitement la distribution de la pression active, mais on peut montrer qu'elle est triangulaire pour une surface de remblai linéaire sans charge. Dans ce cas, un P agit en un point situé à $H/3$ au-dessus de la hauteur du mur de hauteur H .

Pour les conditions passives maximales dans un remblai sans cohésion (Figure 1.4), la théorie de Coulomb prévoit une poussée passive comme :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (I.6)$$

Où :

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta + \theta)}} \right]^2} \quad (I.7)$$

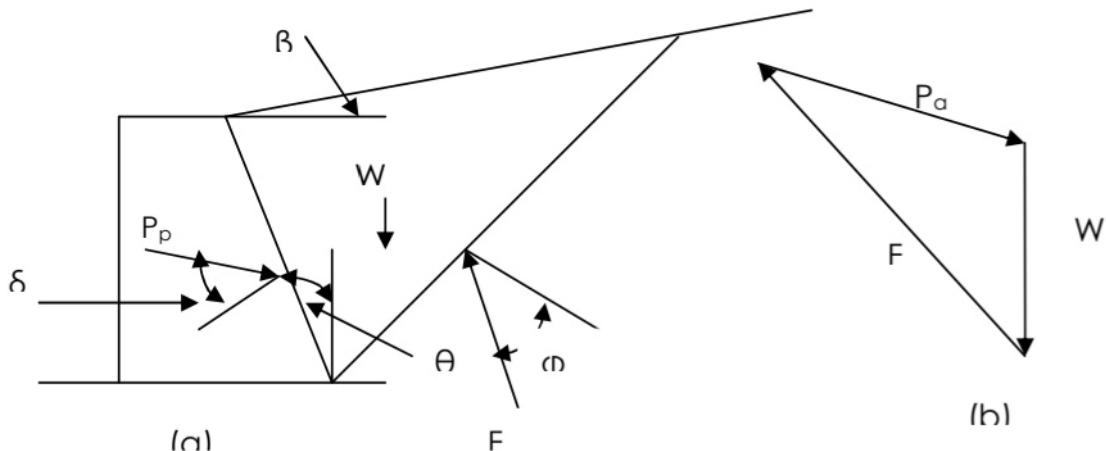


Figure I.4 : (a) Coin passif triangulaire délimité par une surface de remblai plane, une surface de rupture et un mur, (b) polygone de force pour un coin de Coulomb actif [6] .

Le calcul du coefficient de pression passive des terres K_p par la méthode de Rankine doit être évité lorsque la pente de la surface supérieure du remblai que $\beta > 0$. Dans une telle situation, la méthode de Coulomb doit être suivie. En outre, ni la méthode de Coulomb ni la méthode de Rankine n'ont explicitement la cohésion comme paramètre d'équation dans le calcul de la pression latérale du sol.

Par conséquent, lorsque des sols cohésifs sont utilisés comme matériaux de remplissage, l'équation de Bell doit être utilisée dans le calcul de la pression latérale des sols.

Pour l'application pratique sur le terrain du coefficient de la théorie de Coulomb dans l'annexe ci-jointe, il est possible de se référer directement à ce qui est extrait de l'ouvrage.

I.2.2.2.Théorie de Rankine :

Rankine (1857) a développé la procédure la plus simple pour calculer la pression de terre active minimale et la pression de terre passive maximale.

la pression passive maximale de la terre. Pour la condition active minimale, Rankine a exprimé la pression en un point situé à l'arrière d'un mur de soutènement comme suit :

$$p_a = K_a \sigma_v - 2c\sqrt{K_a} \quad (\text{I .8})$$

Où K_a est le coefficient de la pression active minimale des terres, σ_v est la contrainte effective verticale au point d'intérêt, et c est la force de cohésion du sol. Lorsque les plans de contraintes principales sont verticaux et horizontaux (comme dans le cas d'une paroi verticale lisse retenant un remblai horizontal), le coefficient de pression active minimum est donné par l'équation :

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{I .9})$$

Dans le cas d'un remblai sans cohésion incliné à un angle β par rapport à la pente horizontale infinie, la solution peut être utilisée pour calculer K_a comme suit :

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

Les distributions de pression à l'arrière du mur, comme indiqué par l'équation (1), dépendent de la l'ampleur relative des composantes frictionnelles et cohésives de la résistance du sol de remblai comme indiqué ci-dessous dans la Fig1.5.

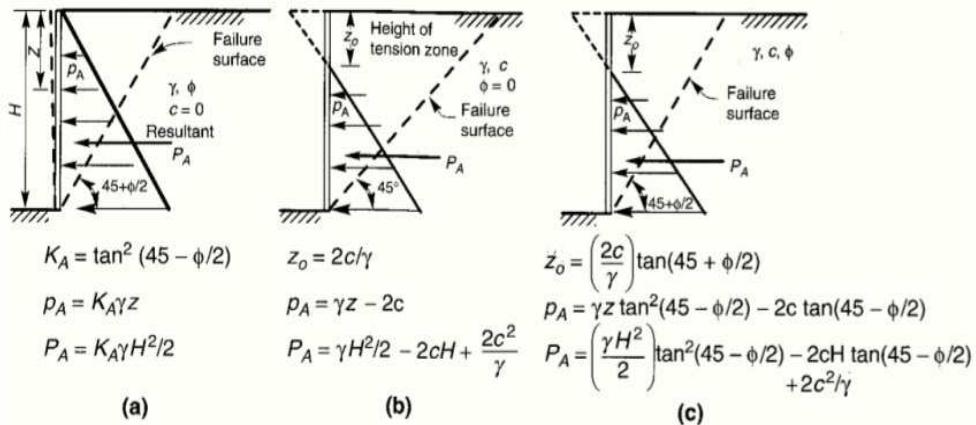


Figure I.5 : Distribution de la pression de terre active minimale de Rankine pour un remblai avec différentes combinaisons de résistance au frottement et à la cohésion. (a) Résistance au frottement, pas de cohésion ; (b) Sol cohésif, pas de résistance au frottement ; (c) Cohésion et frottement combinés [8].

La théorie de Rankine prévoit une distribution triangulaire de la pression active orientée parallèlement à la surface du remblai pour un remblai homogène sans cohésion. la surface du

remblai pour un remblai homogène et sans cohésion. La pression active de terre P_A agit en un point situé à la hauteur $H/3$ au-dessus de la base de la hauteur du mur avec la magnitude :

$$P_A = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (\text{I.11})$$

Dans des conditions de passivité maximale, la théorie de Rankine prévoit une pression de paroi donnée par la relation suivante :

$$P_p = K_p \sigma_v + 2c \sqrt{K_p} \quad (\text{I.12})$$

où K_p est le coefficient de la pression maximale des terres. Pour les murs lisses et verticaux retenant des remblais horizontaux, K_p est calculé à partir de la relation des remblais horizontaux, K_p est calculé à partir de la relation :

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{I.13})$$

et pour un remblai incliné à β par rapport à l'horizontale :

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (\text{I.14})$$

La distribution de la pression passive pour différentes caractéristiques de résistance du remblai est illustrée à la figure (I.6)

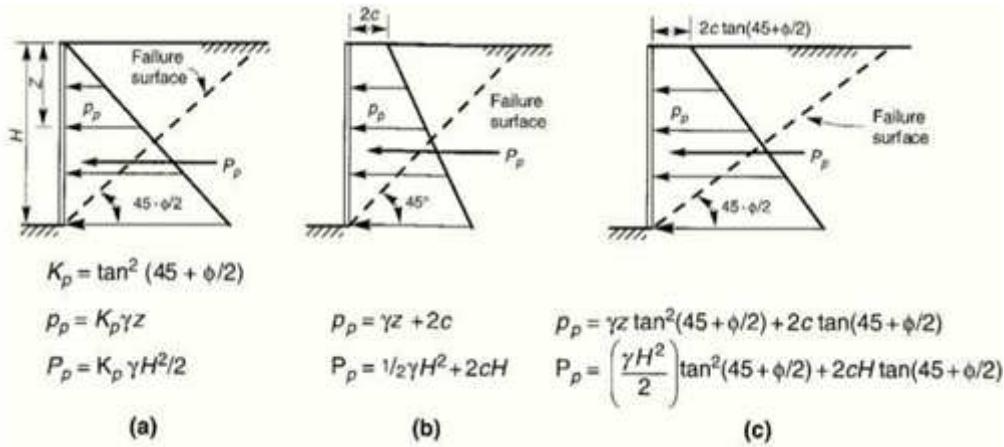


Figure I.6 : Distribution de la pression passive maximale de Rankine pour le remblai avec différentes combinaisons de résistance au frottement et à la cohésion. (a) Résistance au frottement, pas de cohésion ; (b) Sol cohésif, pas de résistance au frottement ; (c) cohésion et frottement combinés [8].

Pour un remblai homogène et sec, la théorie de Rankine prévoit une distribution triangulaire orientée parallèlement à la surface du remblai. La résultante de la pression des terres du remblai, ou la poussée passive P_p , agit en un point situé à $H/3$ au-dessus de la base d'un mur de hauteur H avec la magnitude :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (1.15)$$

I.2.2.3.Théorie de Boussinesq :

Boussinesq (1882) a enrichi la théorie de Rankine en prenant en compte l'interaction concrète entre le sol et l'écran, en ajustant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans cette analyse, Boussinesq divise le problème en deux zones : une première où l'équilibre de Rankine est appliqué, se connectant à une seconde zone où il intègre les conditions aux limites sur l'écran (voir figure 1.7) [9] :

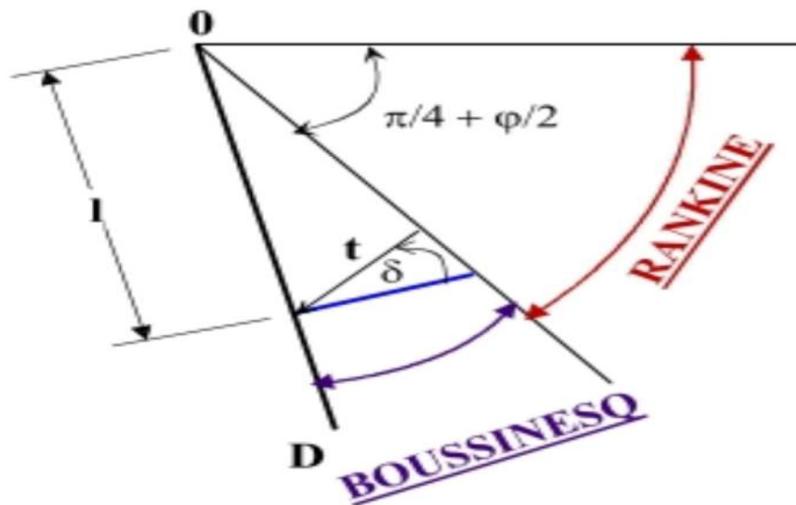


Figure I.7: Équilibres de Boussinesq et de Rankine [10]

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

- l'inclinaison des contraintes reste uniforme le long de l'écran OD, étant choisie et maintenue à δ .
- la répartition des contraintes sur l'écran est représentée par une forme triangulaire :

$$t_a = K_a \times \gamma \times l \quad (1.16)$$

Bien que Boussinesq ait formulé le problème, sa résolution effective n'a été réalisée qu'en 1948 par Caquot et Kérisel [11], qui ont présenté la démonstration suivante. Ils ont choisi de travailler en coordonnées polaires, ce qui permet d'écrire les équations d'équilibre $\text{div} \mathbf{t} + \mathbf{F} = 0$ sous la forme :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \quad (\text{I .17})$$

$$\frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \quad (\text{I .18})$$

Avec :

σ_r : contrainte normale radiale , σ_θ : contrainte normale orthoradiale

τ : contrainte de cisaillement

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 3\tau = -\gamma \sin \theta \quad (\text{I .19})$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = -\gamma \sin \theta \quad (\text{I .20})$$

Avec :

$$\sigma_\theta = k\sigma_r$$

Caquot et Kérisel ont résolu le système de deux équations différentielles, avec des calculs améliorés par ABSI, pour produire des tables complètes de poussée et de butée, donnant ainsi les coefficients K_a et K_p . Les conditions aux limites déterminent le problème :

- À la surface libre, les contraintes sont nulles.
- Sur l'écran, l'angle d'inclinaison δ de la contrainte est imposé.

Entre la surface libre et la première ligne de glissement, l'équilibre est régi par la théorie de Rankine, tandis qu'entre la première ligne de glissement et l'écran, il est régi par la théorie de Boussinesq.

L'analyse des lignes de glissement révèle que, dans le cas de l'équilibre de poussée, elles restent assez proches des lignes droites, mais dans le cas de l'équilibre de butée, elles s'en éloignent considérablement.

I. 3.Comportement dynamique :

I.3.1.Approche pseudo -statique : Le principe de cette méthode est de remplacer les forces dynamiques induites par la sollicitation sismique par des forces inertielles, ce qui permet de transformer le problème dynamique en un problème statique équivalent.

I.3.1.1.Méthode de Mononobe –okabe :

La méthode d'Okabe (1926) [12] et Mononobe-Matsu (1929) [13] est une extension de la méthode de Coulomb , en ajoutant au matériau sol des forces de masse (ou volumiques) équivalentes aux forces sismiques. La méthode suppose que le mur est non fixe et que le remblai est constitué d'un matériau pulvérulent drainé.

a) Cas d'un remblai sec

Le remblai est soumis à une force horizontale $\delta h W_s$ et verticale $(1 + \delta v) W_s$, W_s étant le poids du coin triangulaire en glissement le long de la surface AM, inclinée de α_{AE} par rapport au plan horizontal. δh et δv sont respectivement les composantes horizontale et verticale de l'accélération sismique de calcul, normalisées par l'accélération de gravité g . les valeurs δh et δv sont positives ou négatives, selon la direction de l'accélération sismique de calcul .

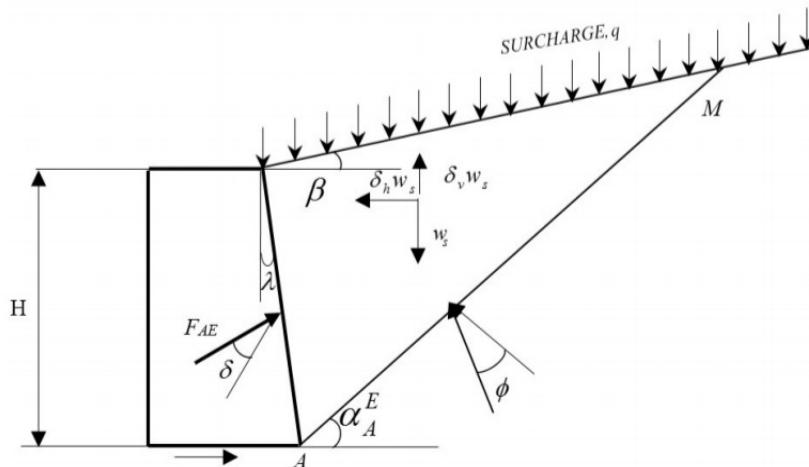


Figure I.8 : Schéma de calcul des pressions de poussées dynamique selon la méthode de Mononobe-Okabe [14] .

D'une manière analogue au cas statique, la force de poussée sismique $F_{A\gamma}^E$ due au poids des terres est donnée par l'expression suivante :

$$F_{A\gamma}^E = \frac{1}{2} K_{A\gamma}^E (1 + \delta_v) \gamma H^2 \quad (\text{I. 21 })$$

Le coefficient de poussée sismique est déterminé comme suit :

$$K_{A\gamma}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu - \lambda)}{\cos(\mu)\cos^2(\lambda)\cos(\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \mu - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \mu)\cos(\beta - \lambda)}} \right]} \quad (I.22)$$

La force de butée sismique due au poids des terres est donnée par la formule suivante :

$$F_{p\gamma}^E = \frac{1}{2} K_{p\gamma}^E (1 + \delta_v) \gamma H^2 \quad (I.23)$$

Le coefficient de butée sismique est défini comme suit :

$$K_{p\gamma}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu + \lambda)}{\cos(\mu)\cos^2(\lambda)\cos(\delta - \lambda + \mu) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \mu + \beta)}{\cos(\delta - \lambda + \mu)\cos(\beta - \lambda)}} \right]} \quad (I.24)$$

Le vecteur poids équivalent γ_e formé par la combinaison des forces volumiques dues au poids et aux forces statiques équivalentes et qui a pour composantes horizontale et verticale $\delta_h \gamma$ et $(1 + \delta_v) \gamma$ respectivement. Ce vecteur est incliné par rapport à la verticale de :

$$\mu = \tan^{-1} \frac{\delta_h}{1 + \delta_v} \quad (I.25)$$

La profondeur du point d'application de la force de poussée se situe entre 0.4 et 0.55 fois la hauteur du mur par rapport à la base du mur. En 1970, Seed et Whitman [15] ont proposé une procédure simplifiée qui permet de déterminer le point d'application de la force de poussée sismique et ils ont supposé que l'incrément ΔF_A^γ , différence entre les forces sismique et statique soit $\Delta F_{A\gamma}^\gamma - \Delta F_A^\gamma$. Il s'applique à 0.6H à partir de la base, ce qui permet de déduire la profondeur Z_A^γ de ce point comme suit :

$$Z_A^\gamma = H - \frac{F_A^\gamma \frac{H}{3} + \Delta F_A^\gamma (0.6H)}{F_{A\gamma}^E} \quad (I.26)$$

b) cas d'une surcharge uniforme

Une force additionnelle F_q^E s'ajoute à la force F_γ^E due au poids du sol comme suit et cela en présence d'une surcharge uniforme q d'obliquité quelconque.

$$F_q^E = K_q^E q \frac{H}{\cos \lambda} \quad (\text{I.27})$$

Le coefficient de pression K_q^E est déterminé selon Mononobe-Okabe comme suit :

$$K_q^E = K_\gamma^E \frac{\cos^2 \lambda}{\cos(\beta - \lambda)} (1 + \delta_v) \quad (\text{I.28})$$

La force totale s'écrit selon Ebeling et Morisson [16] comme suit :

$$F_E = F_\gamma^E + F_q^E \approx \frac{1}{2} K_\gamma^E H^2 (1 + \delta_v) \left[\gamma \left(1 + 2 \frac{q}{\gamma H} \frac{\cos \lambda}{\cos(\beta - \lambda)} \right) \right] \quad (\text{I.29})$$

La force F_q^E est incliné δ par rapport à la normale du mur et agit au milieu de la hauteur du mur.

c) Cas d'un sol cohérent

La prise en compte de la cohésion du sol se fait à la base du théorème des états correspondants.

Autrement à la surface du remblai est appliquée une surcharge uniforme $q = c/tg\varphi$ induisant une force F_{ci}^E inclinée de δ et appliquée au milieu du mur :

$$F_{ci}^E = K_q^E \frac{C}{tg\varphi} \frac{H}{\cos \lambda} \quad (\text{I.30})$$

En outre, à la surface de contact sol-mur, une force directe F_{cd}^E normale ($\delta = 0$) et appliquée au milieu de cette surface, est donnée par :

$$F_{cd}^E = \frac{C}{tg\varphi} \frac{H}{\cos \lambda} \quad (\text{I.31})$$

d) Cas d'un sol saturé

En présence d'une nappe phréatique, il y a une modification de l'équilibre des forces et le comportement sismique. En effet, si la sollicitation sismique engendre de surpressions interstitielles, les massifs pulvérulents vont se liquéfier à cause de la dégradation de la résistance

au cisaillement au fur et à mesure du cumul des surpressions interstitielles. Cette surpression est définie en fonction du temps t en un point donné du sol, par l'expression suivante :

$$r_u(z, t) = \frac{\Delta\mu(z, t)}{\sigma_{v0}(z)} \quad (\text{I .32})$$

Le rapport r_u varie entre 0 et 1, respectivement en absence de liquéfaction et en cas de liquéfaction totale. Les pressions sismiques mobilisées par le sol derrière le mur sont déterminées en fonction des possibilités de drainage et de génération des surpressions interstitielles.

La force sismique effective qui est appliquée sur les grains est en fonction du poids volumique déjaugé équivalent γ'_e et en fonction des possibilités de drainage et de génération de surpression interstitielle.

$$F_\gamma^E = \frac{1}{2} K_\gamma^E \gamma'_e (1 + \delta_v) H^2 \quad (\text{I .33})$$

Dans cette dernière expression, le coefficient de poussée/butée sismique est calculé en fonction d'une fraction horizontale équivalente δ_h^e et de l'angle équivalent μ^e . Selon le principe des contraintes effectives de Terzaghi, la force sismique totale F_γ^E est la somme vectorielle F_γ^E et F_w^E :

$$\vec{F}_\gamma^E = \vec{F}_\gamma^E + \vec{F}_w^E = \vec{F}_\gamma^E + \vec{F}_w^s \quad (\text{I .34})$$

Si la surpression interstitielle est générée, on introduit un poids volumique équivalent de l'eau, soit γ_w^e , pour l'évaluation d'une force hydrostatique F_w^s qui prend en considération les pressions hydrostatiques initiales :

$$\gamma_w^e = \gamma_w + r_u \gamma' \quad (\text{I .35})$$

$$F_w^s = \frac{1}{2} \gamma_w^e H^2 \quad (\text{I .36})$$

Pour le cas des matériaux pulvérulents saturés de grandes perméabilité (sables moyens ou grossiers, les graviers, les galets...), les particules du sol ont une accélération différente car il s'agit des sols non restreints donc la force hydrostatique exercée par l'eau sur le sol est déterminée par l'expression suivante :

$$F_w^s = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (\text{I.37})$$

En 1931, Westergard [17] a déterminé comme suit l'expression de l'écoulement de l'eau qui se traduit par une force hydrodynamique F_w^d , , appliquée normalement au mur à 0.4H par rapport à la base du mur :

$$F_w^d = \frac{7}{12} \delta_h \gamma_w H^2 \quad (\text{I.38})$$

La force sismique totale F_γ^E est la somme vectorielle de F_γ^E et F_w^E :

$$\vec{F}_\gamma^E = \vec{F}_\gamma^E + \vec{F}_w^E = \vec{F}_\gamma^E + \vec{F}_w^s + \vec{F}_w^d \quad (\text{I.39})$$

	$\Delta u \neq 0$	$\Delta u = 0$
<i>Sol restreint</i>	$\gamma_e' = \gamma' (1 - r_u)$ $\gamma_w^e = \gamma_w^e + r_u \gamma'$	$tg \mu_e = \frac{\delta_h^e}{1 + \delta_v}$ $\delta_h^e = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_e} \delta_h$
<i>Sol non restreint</i>	$\gamma_e' = \gamma' (1 - r_u)$ $\gamma_w^e = \gamma_w^e + r_u \gamma'$	$tg \mu_e = \frac{\delta_h^e}{1 + \delta_v}$ $\delta_h^e = \frac{\gamma_d}{\gamma_e} \delta_h$

Tableau I.1: Paramètres de calcul des forces sismiques [18].

La formulation de Mononobe-Okabe est définie pour $\sin(\phi - \beta - \mu) > 0$, c'est-à-dire que $\mu \leq \phi - \beta$ et donc :

$$\delta_h \leq (1 + \delta_v) \cdot tg(\phi - \beta) \quad (\text{I.40})$$

I.3.1.2. Méthode de Richards -lms :

Cette méthode est basée sur l'analyse en déplacements du mur. Elle consiste à dimensionner ce dernier pour un déplacement horizontal admissible fixe et cela en trouvant le poids minimum W_{min} du mur étudié qui autorise ce déplacement. Cette méthode est une amélioration des méthodes d'analyse pseudo-statique des murs mais elle présente toujours certains inconvénients (limitée au mode de translation horizontale) [19].

La résultante des efforts en mode de glissement du mur est équilibrée par la réaction R_s du sol à la base (Fig. 1.9) qui a deux composantes (horizontal et verticale) qui sont définies comme suit :

$$R_H = F_{A\gamma}^E \cos(\lambda + \delta) + \delta_h W_{\min} \quad (\text{I .41})$$

$$R_V = F_{A\gamma}^E \sin(\lambda + \delta) + (1 + \delta_h) W_{\min} \quad (\text{I .42})$$

A l'état d'équilibre limite de glissement, les composantes R_H et R_V sont liées par le critère de rupture de Mohr-Coulomb comme suit :

$$R_H = R_V \tan \delta_B \quad (\text{I .43})$$

dans cette expression δ_B représente l'angle de frottement mur /sol à la base du mur .

L'idée de base est de dimensionner le mur pour un déplacement horizontal admissible du mur fixé à priori ,c'est-à-dire trouver le poids minimum w_{\min} du mur autorisant ce déplacement . La méthodologie de calcul est organisée comme suit :

Etape 1. Fixer un déplacement horizontale d'uniforme du mur

Etape 2. Calculer la composante horizontale δ_h de l'accélération sismique correspondant au déplacement d , à l'aide de la formulation empirique proposé par Franklin-Chang(1977) [20] :

La formulation empirique de Franklin-Chang permet de déterminer d comme suit (Richards & Elms, (1979) [21] ; Schlosser et Dormieux,(1986) [22]) :

$$d = 8.7 \times 10^{-4} \frac{V_{\max}^2}{a_{\max}} \left[\frac{\delta_h}{a_{\max}} \right]^{-4} \quad (\text{I .44})$$

a_{\max} et V_{\max} sont respectivement les valeurs maximales de l'accélération et de la vitesse en surface du sol . Cette formulation est exprimée en système SI , le déplacement d étant exprimé en m , si les vitesses et accélérations sont respectivement exprimées en m /s et m /s² .

Etape 3. Estimer une composante verticale δ_v entre (0.5 à 0.67) δ_h

Etape 4. Calculer l'angle μ d'inclinaison du poids volumique équivalent à partir de l'équation

$$\mu = \operatorname{tg}^{-6} \frac{\delta_h}{1 + \delta_v} \quad (\text{I .45})$$

Etape 5. Calculer le coefficient de poussée sismique K_{AE} à partir de l'équation :

$$K_{A\gamma}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu - \lambda)}{\cos \mu \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \mu - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \mu) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (I.46)$$

Etape 6. Déterminer le poids minimum W_{\min} du mur autorisant un tel déplacement , à partir de la condition de stabilité au glissement à la base du mur.

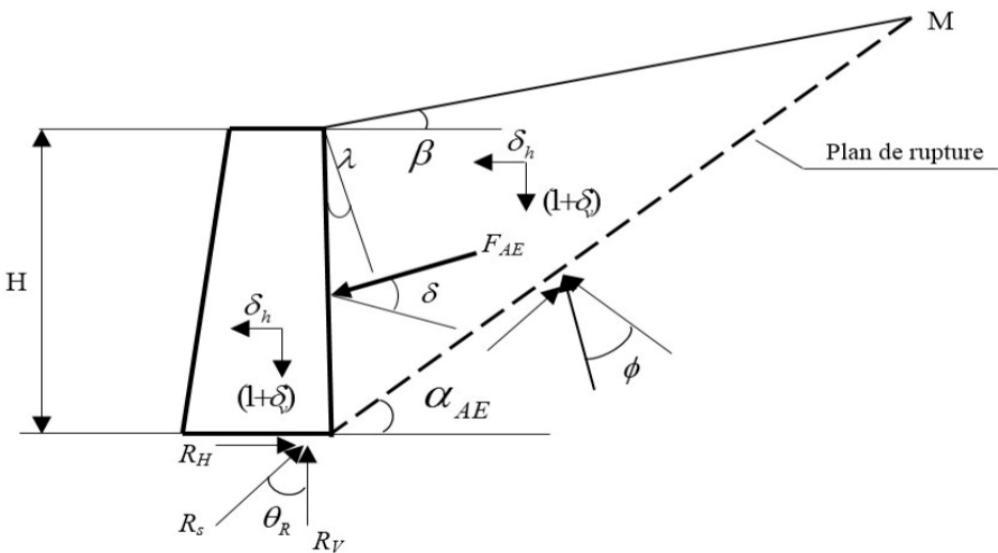


Figure I.9 : Schéma d'équilibre d'efforts en mode de glissement [14].

$$W_{\min} = \frac{1}{2} K_{A\gamma}^E \gamma H^2 \frac{\sin(\lambda + \delta) \operatorname{tg} \delta_B - \cos(\lambda + \delta)}{\operatorname{tg} \mu - \operatorname{tg} \delta_B} \quad (I.47)$$

Dans cette expression δ_B représente l'angle de frottement mur /sol à la base du mur .

En présence d'une surcharge q en surface du remblai , on peut considérer un poids volumique équivalent égal à :

$$\gamma_e = \gamma \left(1 + 2 \frac{q}{\gamma H} \frac{\cos \lambda}{\cos(\beta - \lambda)} \right) \quad (I.48)$$

$$W_{\min} = \frac{1}{2} K_{A\gamma}^E \gamma \left(1 + 2 \frac{q}{\gamma H} \frac{\cos \lambda}{\cos(\beta - \lambda)} \right) H^2 \frac{\sin(\lambda + \delta) \operatorname{tg} \delta_B - \cos(\lambda + \delta)}{\operatorname{tg} \mu - \operatorname{tg} \delta_B} \quad (\text{I.49})$$

Etape 7. Considérer un coefficient de sécurité de 1.5 sur le poids du mur requis , c'est-à-dire prendre $1.5W_{\min}$,

Etape 8. Effectuer les différentes vérifications de stabilité restantes (renversement ,capacité portante, glissement général, ...).

L'analyse nécessite la définition de la vitesse maximale V_{\max} celle-ci peut être estimée selon les recommandations françaises AFPS-90, comme suit :

$$V_{\max} = \frac{A}{a_{ref}} g V_{ref} \quad (\text{I.50})$$

a_{ref} est une accélération de référence , égale à 1m/s^2 , et V_{ref} est une vitesse maximale de référence, correspond à l'accélération a_{ref} , et donnée par le tableau1.2 en fonction de la catégorie géotechnique du site

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
V_{ref} (m/s)	0.06	0.08	0.10	0.12

Tableau I.2: Valeurs de la vitesse de référence(m/s) .

I.3.2.Approche pseudo -dynamique : L'approche pseudo-dynamique s'inscrit dans le cadre de l'analyse sismique des ouvrages de soutènement ,tels que les murs de soutènement et les remblais .Elle vise à évaluer la stabilité de ces structures en tenant compte des effets dynamiques du séisme de manière simplifiée .

I.3.2.1.Méthode de Steedman et zeng :

Steedman et Zeng (1990) [23] ont considéré une accélération horizontale harmonique d'amplitude a_h appliquée à une base fixe d'un mur cantilever comme il est montré dans la figure(1.10) et ils ont supposé que $\theta = \beta = kv = 0$ pour la simplicité.

L'accélération à une profondeur z au-dessous du sommet du mur peut être exprimée comme suit :

$$a_h(Z, t) = a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{v} \right) \right] \quad (\text{I.51})$$

Où ω est la fréquence angulaire, t est le temps écoulé et v est la vitesse d'onde de cisaillement.

Si les pressions sismiques du mur sont supposées résultant du sol en un coin triangulaire incliné d'un angle α de l'horizontale, la masse d'un élément infinitésimale du coin à une profondeur z est :

$$m(Z) = \frac{\gamma}{\text{Erreur ! Signet non défini.}} \times \frac{H-z}{\tan \alpha} dz \quad (I.52)$$

Où γ est le poids volumique du remblai, H est la hauteur du mur, g est l'accélération de la pesanteur et α est l'inclinaison de la surface de rupture.

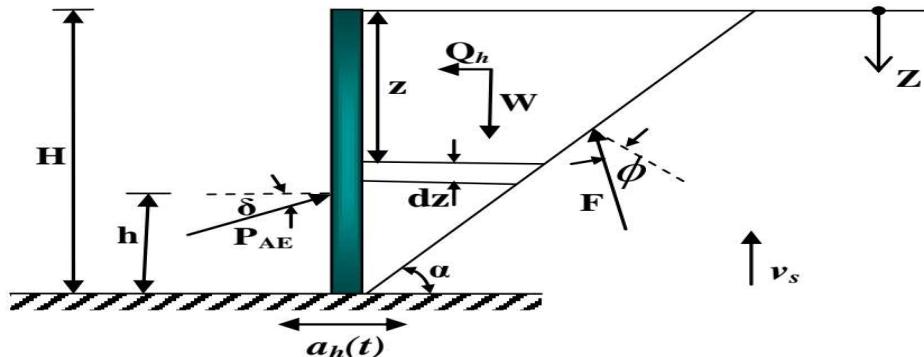


Figure I.10.: Système considéré par Steedman-Zeng. [23].

La résultante des forces d'inertie agissant sur le mur peut donc être exprimée par:

$$Q_h(t) = \int_0^H m(z) a_h(z, t) dz = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \varpi \zeta + \lambda (\sin \varpi \zeta - \sin \varpi t)] \quad (I.53)$$

(I.53)

Où $\lambda = 2\pi v_s / \varpi$ est la longueur d'onde de cisaillement se propageant verticalement et :

$$\zeta = t - \frac{H}{v_s} \quad (I.54)$$

Le cas particulier d'un coin rigide est donné à la limite par :

$$\lim_{v_s \rightarrow \infty} (Q_h)_{max} = \frac{\gamma \times H^2 a_h}{2 g \times \tan \alpha} = \frac{a_h}{g} \times W = k_h \times W \quad (I.55)$$

Ce qui est équivalent à la force pseudo-statique supposée par la méthode M-O. La poussée du sol totale (statique plus dynamique) peut être obtenue en résolvant les forces sur le coin, qui est :

$$P_{AE}(t) = \frac{Q_h \cos(\vec{\alpha} - \varphi) + W \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \quad (I.56)$$

Et la distribution totale des pressions des terres en dérivant la résultante de la poussée du sol :

$$P_{AE}(t) = \frac{\partial P_{AE}(t)}{\partial z} = \frac{\gamma}{\tan \alpha} \times \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} + \frac{k_h \gamma}{\tan \alpha} \times \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \times \sin \left[\omega \left(t - \frac{z}{v_s} \right) \right] \quad (I.57)$$

(I.57)

Le premier terme de l'équation (1.57) qui augmente linéairement avec la profondeur et ne varie pas avec le temps représente la pression des terres statique agissant sur le mur. La résultante de poussée statique agit conformément avec les théories des pressions des terres statiques en un point $h_s = H/3$ au-dessus de la base du mur.

Le second terme représente la pression des terres dynamique, elle augmente comme une fonction non linéaire de la profondeur avec une forme qui dépend du rapport H/λ .

Puisque la pression dynamique augmente non linéairement avec la profondeur, la position de la poussée dynamique varie avec le temps selon :

$$h_d = \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega \zeta + 2\pi \lambda H \sin \omega \zeta - \lambda^2 (\cos \omega \zeta - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \zeta + \pi \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)} \quad (I.58)$$

Ce point d'application de la force sismique pour des mouvements de très basse fréquence (H/λ petit, donc le remblai se déplace essentiellement en phase) est à $h_d = H/3$. Pour des mouvements de haute fréquence h_d se déplace plus haut sur le mur comme indiqué dans la figure (1.11).

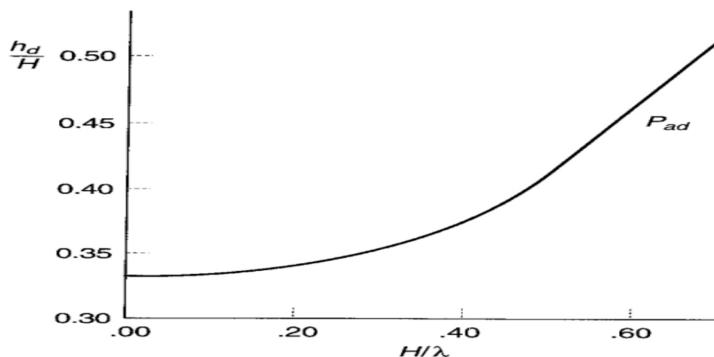


Figure I.11 : Localisation de la poussée dynamique à l'instant du moment de renversement maximale pour $K_h=0.2$ [23]

Cette solution explique la non uniformité de l'accélération dans la masse du sol mais néglige l'amplification dynamique.

Les effets d'amplification du remblai peuvent aussi être considérés en exprimant a_h en fonction de la profondeur (plutôt que comme une constante dans l'équation (1.51) et en répétant l'intégration de l'équation (1.53)). Notons que l'amplification du remblai va augmenter à la fois les charges agissant sur le mur et la hauteur de la résultante de poussée du sol. Supposant que $a_h(z, t)$ varie linéairement de l'accélération d'entrée à la base du mur à une valeur deux fois plus grande au sommet. Steedman et Zeng (1990) [23] ont montré un bon accord avec les résultats des essais centrifugeurs.

I.3.2.2. Méthode de Choudhury et Nimbalkar:

Steedman & Zeng (1990) [23] n'ont pas pris en compte l'effet de l'accélération sismique verticale sur la pression active des terres, ce qui a été corrigé par Choudhury & Nimbalkar (2005) [24]. Dans cet article, les effets des accélérations sismiques horizontales et verticales sur la pression passive du sol sont pris en compte.

En outre, pour améliorer l'analyse de Steedman & Zeng (1990) [23], l'effet de la variation de différents paramètres tels que l'angle de frottement de la paroi δ , la période de secousse latérale T , l'angle de frottement du sol φ , les coefficients sismiques horizontaux et verticaux K_h , K_v ,

la vitesse de l'onde de cisaillement V_s et la vitesse de l'onde primaire V_p ont pris en compte dans la présente analyse.

est pris en compte dans l'analyse. Une surface d'ouverture plane BC, inclinée à un angle α par rapport à l'horizontale, est supposée pour l'analyse afin d'éviter toute complication supplémentaire du problème.

Si la base est soumise à des accélérations horizontales et verticales harmoniques d'amplitudes a_h et a_v , l'accélération horizontale à une profondeur z au-dessous du sommet du mur est donnée dans l'équation (1.51), et l'accélération verticale peut être donnée comme suit:

$$a_v(Z, t) = a_v \sin \left[\varpi \left(t - \frac{H - Z}{V_p} \right) \right] \quad (I.59)$$

La force horizontale totale d'inertie ($Q_h(t)$) agissant sur le mur est donnée dans l'équation (1.53).

La force verticale totale d'inertie agissant sur le mur est exprimée par:

$$Q_v(t) = \int_0^H m(z) a_v(z, t) dz = \frac{\eta \times \gamma \times a_v}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)] \quad (I.60)$$

$$\text{Où} \quad \eta = \frac{2\pi}{\omega} et \zeta = t - \frac{H}{v_p}$$

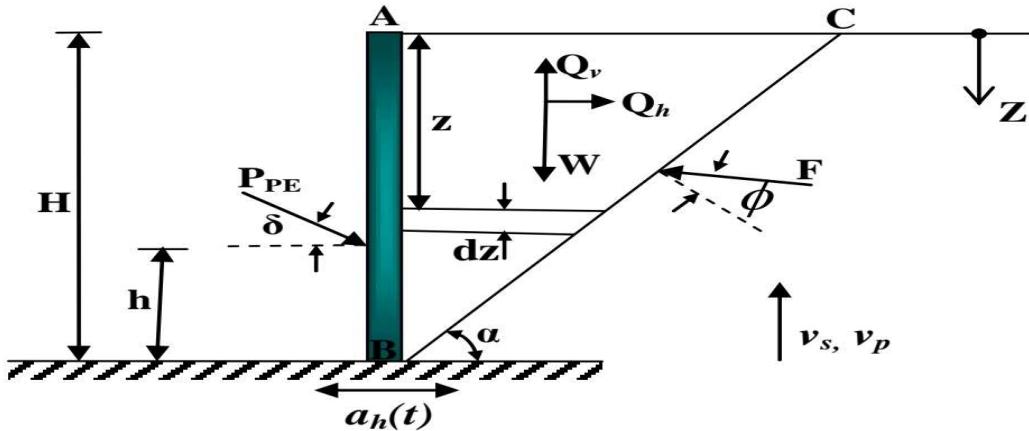


Figure I.12 : Système considéré par Choudhury et Nimbalkar. [24].

La poussée passive totale (statique et dynamique) peut être obtenue en résolvant les forces sur le coin qui est :

$$P_{PE} = \frac{W \sin(\alpha + \varphi) - Q_h(t) \cos(\alpha + \varphi) - Q_v(t) \sin(\alpha + \varphi)}{\cos(\delta + \varphi + \alpha)} \quad (I.61)$$

Les résultats typiques montrent la nature hautement non linéaire de la distribution de la pression sismique passive de la terre par cette méthode pseudo-dynamique comparée à la distribution linéaire existante de la pression sismique passive de la terre utilisant une approche purement statique.

I.3.2.1.3. Méthode de Choudhury et Nimbalkar:

Nimbalkar et Chowdhury(2008) [25] ont tenté de calculer le point d'application de la poussée sismique négative en utilisant la méthode de l'équilibre limite avec l'approche pseudo-dynamique. L'analyse porte sur un mur rigide en porte-à-faux vertical à base fixe de hauteur H, supportant un matériau de remblai sans cohésion avec un sol horizontal, comme le montre la figure (1.13).

La vitesse de l'onde de cisaillement, V_s et la vitesse de l'onde primaire, V_p sont supposées agir dans le sol sous l'effet d'une charge sismique. Une surface de rupture plane avec une inclinaison de α par rapport à l'horizontale est considérée dans l'analyse. Dans la figure (1.13), $W(t)$ est le poids du coin de rupture, $Q_h(t)$ et $Q_v(t)$ sont les composantes horizontale et verticale de la force d'inertie sismique, F est la réaction du sol agissant à un angle de ϕ (angle de frottement du sol) par rapport à la normale au coin de rupture incliné, $P_{pe}(t)$ est la résistance passive totale agissant à une hauteur h de la base du mur à une inclinaison de δ (angle de frottement du mur) par rapport à la normale au mur. Si la base du mur est soumise à une accélération sismique horizontale harmonique d'amplitude ($a_h = khg$), où g est l'accélération due à la gravité) et à une accélération sismique verticale harmonique d'amplitude ($a_v = kvg$), les accélérations sismiques horizontales et verticales à toute profondeur z et à tout moment t avec un facteur

d'amplification du sol f et une fréquence d'excitation ω , sous le sommet du mur, peuvent être exprimées respectivement par les équations (1) et (2) comme suit :

$$a_h(z, t) = \left\{ 1 + \frac{H-z}{H} (f-1) \right\} k_h g \sin \omega \left(t - \frac{(H-z)}{V_s} \right) \quad (I.62)$$

$$a_v(z, t) = \left\{ 1 + \frac{H-z}{H} (f-1) \right\} k_v g \sin \omega \left(t - \frac{(H-z)}{V_p} \right) \quad (I.63)$$

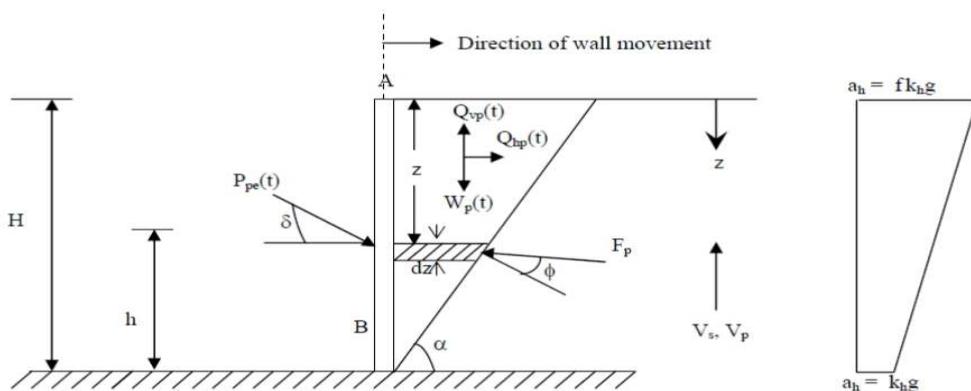


Figure I.13: Modèle du mur pour le calcul de la pression passive pseudo-dynamique des terres [25].

Le point d'application de la composante dynamique de la poussée passive est h_d , à partir de la base du mur, peut être trouvé comme suit :

$$h_d = H - \frac{\left(2\pi^2 H^2 [m \cos \omega \zeta + n \cos \omega \psi] + 2\pi H [\lambda m \sin \omega \zeta + \eta n \sin \omega \psi] \right)}{\left(2\pi^2 H [m \cos \omega \zeta + n \cos \omega \psi] + \pi [\lambda m \sin \omega \zeta + \eta n \sin \omega \psi] - \pi [\lambda m + \eta n] \sin \omega t \right)}$$

Où

$$m = \lambda k_h \cos(\alpha + \phi) et n = \eta k_h \sin(\alpha + \phi)$$

Le point d'application de la poussée passive totale (statique + dynamique) est donné par :

$$h = \frac{P_{ps} \cdot \left(\frac{H}{3} \right) + P_{pd}(t) \cdot (h_d)}{P_{pe}(t)} \quad (\text{I .64})$$

Le Tableau 1.3 montre la comparaison des résultats du point d'application de la résistance passive sismique totale avec ceux obtenus par les chercheurs précédents comme Mononobe-Okabe (1926, 1929) [12] [13] [6]. Le Tableau 1.3 montre clairement que les résultats du point d'application de la poussée passive totale calculée par la méthode pseudo-dynamique se comparent bien aux données publiées précédemment et aux recommandations de conception actuelles. Mais les résultats actuels ne peuvent pas être comparés pour un cas généralisé avec l'influence des ondes de corps et de l'amplification du sol sur les pressions sismiques du sol dans des conditions de pression passive du sol, en raison de la rareté des résultats dans la littérature.

Méthodes	Point d'application de la résistance passive totale (h)
Mononobe-Okabe(1926,1929)	$0.333H$
Choudhuy et al.(2004)	$0.332H$
Présente étude	$0.287H$

Tableau I.3 : Comparaison du point d'application de la résistance passive totale (h) obtenue par la présente étude avec des méthodes disponibles pour $H = 10$,

$$\varphi = 34^\circ, \delta = 17^\circ, \gamma = 17.3 \text{ KN/m}^3, k_h = k_v = 0.3 et f = 1$$

La présente étude montre que le point d'application de la résistance passive sismique varie de manière significative avec la sismicité par rapport à une valeur constante proposée par la méthode d'analyse pseudo-statique. On constate également que le point d'application de la résistance passive sismique se situe bien en dessous d'un tiers de la base du mur par rapport à la valeur statique d'un tiers de la base du mur.

Mais l'approche pseudo-statique conventionnelle ne donne qu'une distribution linéaire de la pression du sol, indépendamment des conditions statiques et sismiques, ce qui entraîne un inconvénient majeur dans les critères de conception. Ainsi, la méthode pseudo-dynamique présentée ici décrit bien le changement du point d'application de la résistance passive sous une charge sismique, ce qui est nécessaire pour la conception sûre du mur dans des conditions de pression terrestre passive.

I.4. Conclusion:

La stabilité des murs de soutènement vis-à-vis le glissement, le renversement et le poinçonnement constitue un des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en génie civil, et dépend de la bonne estimation donc le bon calcul des pressions des terres et des forces qui agissent sur le mur cas statique et dynamique.

Le calcul manuel d'un mur de soutènement vis-à-vis le glissement, le renversement et le poinçonnement est un calcul très compliqué et long, surtout lorsqu'il y a plusieurs paramètres qui sont en jeu tel que l'inclinaison du terrain, l'inclinaison du mur et la rugosité du mur, donc pour rendre le calcul simple il faut utiliser un logiciel de calcul.

Chapitre II

Comportement des sols cohérents

Chapitre II : Comportement des sols cohérents

II.1. Introduction :

le comportement des sols est un domaine complexe qui s'intéresse à la façon dont les sols réagissent aux charges et aux contraintes. La compréhension du comportement des sols est essentielle pour la conception de fondations, la construction de routes, la gestion des pentes et des excavations, et la gestion de l'eau.

II.2. Type des sols cohérents et lois du comportement des sols :

II.2.1. Classification des sols cohérents :

La classification des sols cohérents (sols fins) utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le diagramme de plasticité ci-après (figure 2.1). [1]

Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité et pour ordonnée l'indice de plasticité, on définit quatre grandes catégories principales :

- les limons très plastiques : L_t

- les limons peu plastiques : L_p

- les argiles très plastiques : A_t

- les argiles peu plastiques : A_p

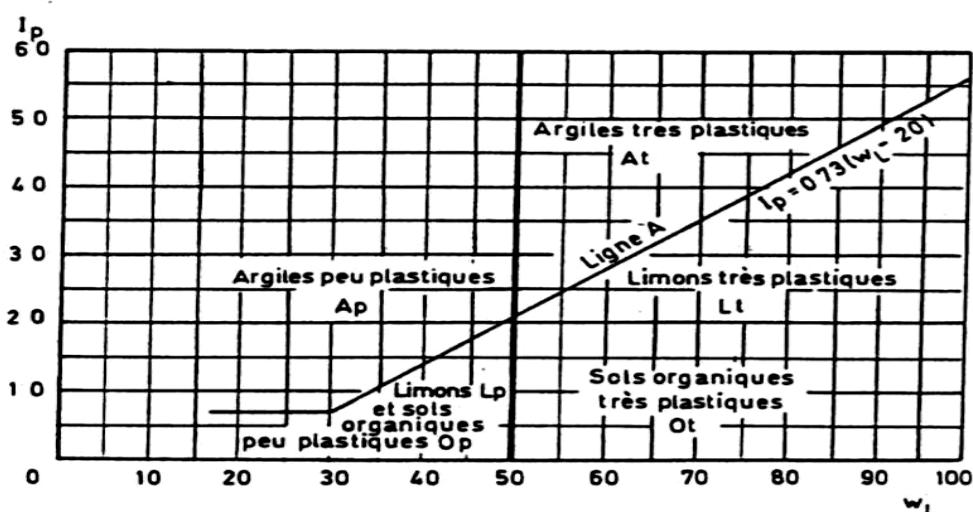
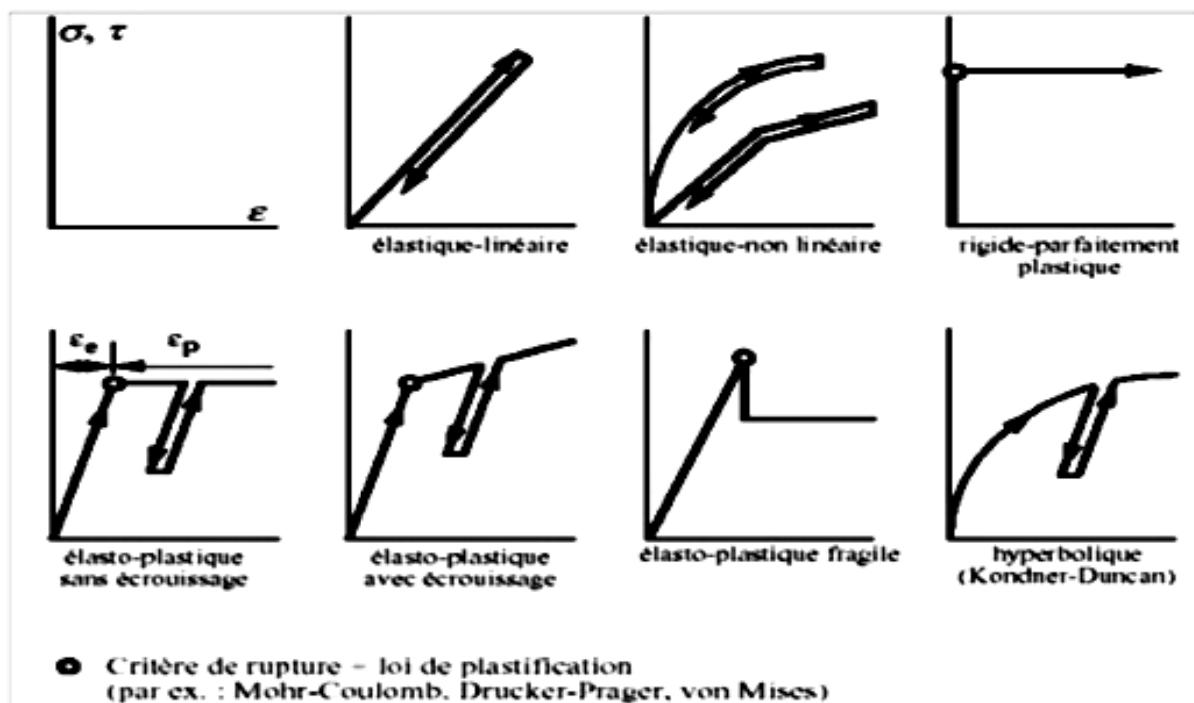


Figure II.1 : Abaque de plasticité de Casagrande CLASSIFICATION L.P.C. DES SOLS FINS.

[1]

II.2.2. lois du comportement des sols:

Partant d'un état d'équilibre caractérisé par un champ de contraintes σ et un champ de déformation ε , il est possible de déterminer le nouvel état de déformation obtenu après application d'un incrément de contrainte $d\sigma$. La relation entre le tenseur de contrainte σ , le tenseur de déformation ε et leurs incrément $d\sigma$ et $d\varepsilon$ est appelée loi de comportement (figure 2.2). Pour les sols ; le temps n'intervient pas dans l'expression de la loi de comportement. Sa formulation est obtenue dans le cadre d'une théorie donnée : élasticité, viscoélasticité, élasto-plasticité...Elles constituent le but ultime de la description du comportement de sol. [2]



II.2.3 Comportement élasto-plastique:

Comme de nombreux matériaux, les sols manifestent un comportement plastique dès qu'ils sont sollicités au-delà d'un certain seuil.

La formulation d'un tel comportement repose sur l'introduction de deux notions : celle de critère de plasticité d'une part, de règle d'écoulement plastique d'autre part. [3]

II.2.3.1 Critère d'épuisement:

Le critère d'épuisement survient lorsque la valeur absolue de la contrainte atteint la limite élastique initiale, σ_y , en tenant compte à la fois de la compression, de la traction, ou des deux (charge inversée). La valeur de σ_y est considérée comme positive, et σ représente la contrainte actuelle évaluée de manière algébrique. Ce critère est formulé comme suit : [4]

$$|\sigma| - \sigma_y = F(\sigma, \sigma_y) = 0 \quad (\text{II .1})$$

II.2.3.2 Ecrouissage :

Après l'écoulement initial, le niveau de contraintes auquel apparaissent des déformations plastiques additionnelles doit dépendre des degrés courant de déformabilité plastique. Un tel phénomène est appelé : écrouissage. De cette façon, la surface d'écoulement va varier à chaque étape de la déformation plastique, avec les surfaces d'écoulements ultérieurs devenant dépendantes des déformations plastiques en quelque sorte. [5]

Deux modèles mathématique permettent de représenter l'état d'écrouissage d'un matériau :

- L'écrouissage isotrope , où le domaine élastique croit uniformément sans déplacer dans l'espace des contraintes lorsque le matériau se plastifie (figure 2 .3a)
- L'écrouissage cinématique , où le domaine élastique conserve sa forme et son orientation mais subit une translation dans le plan des contraintes lors de la plastification (figure 2.3b) [6]

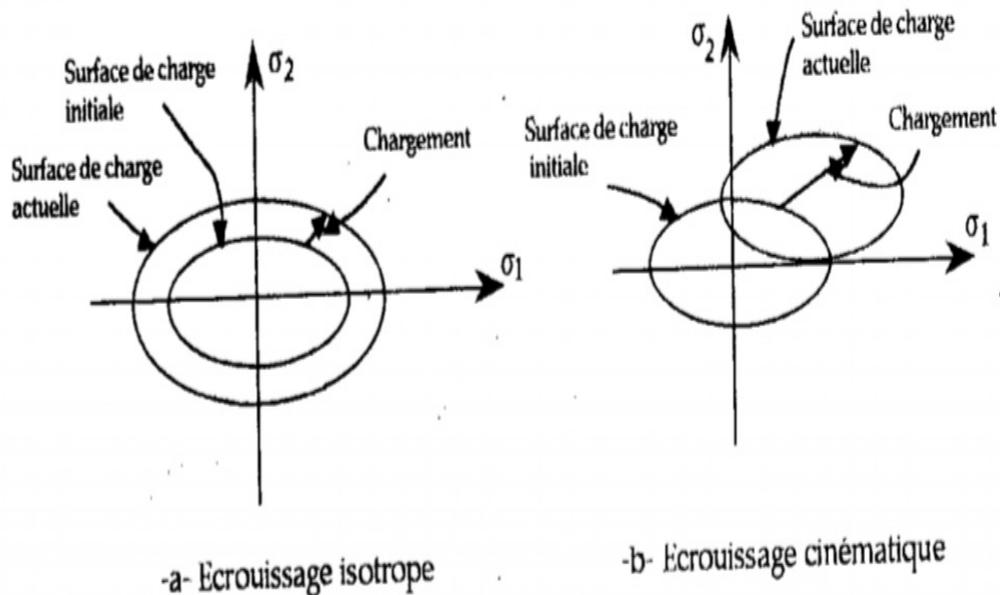


Figure II.3 : Modèles mathématiques d'écrouissage [5]

II.3. Critère de plasticité usuels dans la mécanique des sols :

II.3.1. Critère de Mohr –Coulomb :

II.3.1.1. Description du modèle :

Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables) et des sols cohérents à court et long terme (argiles et limons). Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation : [7]

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \quad (\text{II .2})$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, avec la convention de signe suivante : les compressions sont comptées positivement) . Lorsque $\varphi = 0^\circ$ et $\psi = 0^\circ$, la loi est appelée loi de Tresca et est utilisée pour l'étude des sols cohérents à court terme ; la pyramide dégénère alors en cylindre. Le potentiel plastique s'écrit :

$$G(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_2| - (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \psi \quad (\text{II .3})$$

Lorsque les angles φ et ψ sont égaux, la règle d'écoulement est associée.

La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, le modèle comprend cinq paramètres : E (module d'Young), ν (coefficient de Poisson), c (cohésion), φ (angle de frottement) et ψ (angle de dilatance). Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (odomètre et appareil triaxial). La figure 2.4 représente la modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb. La valeur des paramètres se déduit d'une identification entre cette représentation et les tangentes et asymptotes aux résultats d'essais reportées sur les mêmes diagrammes. Cette figure montre également qu'il y a cinq inconnues pour quatre équations et qu'il faut donc au moins deux essais triaxiaux pour déterminer tous les paramètres. En général, trois essais sont réalisés à différentes pressions de confinement. La cohésion c et l'angle de frottement φ sont aussi traditionnellement calculés dans le plan de Mohr(σ, τ) à partir des états de contraintes à la rupture, estimés pour chaque essai triaxial.

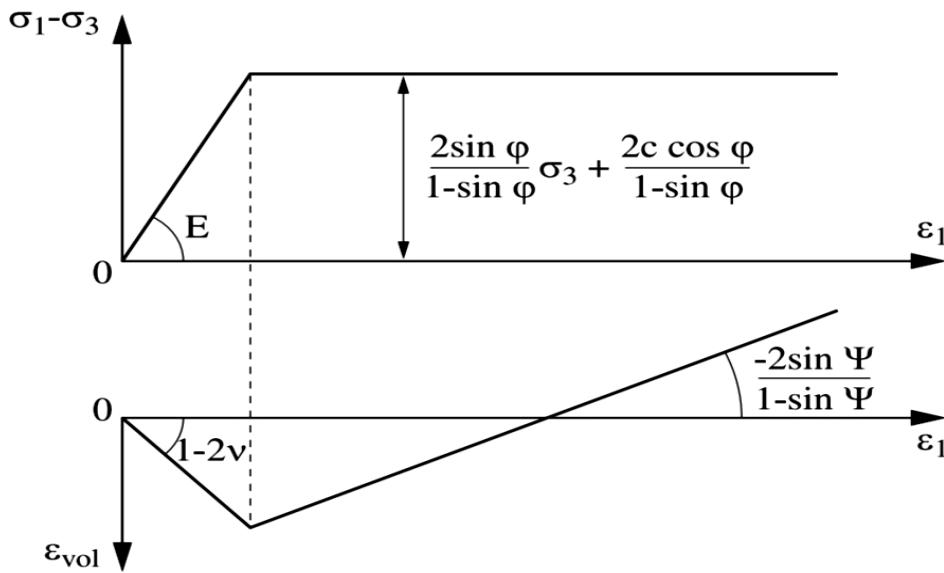


Figure II.4. Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb[7]

II.3.1.2. Valeurs typiques des paramètres de Mohr-Coulomb :

Plusieurs études ont été réalisées concernant l'influence de divers facteurs sur la valeur de l'angle de frottement, notamment dans le cas des sols pulvérulents (tableau 2.1). Les valeurs courantes sont comprises entre 15 et 45°. Les valeurs inférieures ou autour de 30° sont typiques des argiles, tandis que des valeurs supérieures caractérisent les sables (entre 25 et 45°). A compacité donnée, l'angle de frottement est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol, mais il augmente avec le diamètre moyen des grains. L'angle de frottement dépend également de la forme et de l'état de surface des grains. Il est plus élevé pour les sols à grains anguleux que pour les sols à grains ronds, et pour un état de surface rugueux que pour un état de surface lisse des grains (tableau 2.2). En ce qui concerne la cohésion c , il est plus difficile de donner des ordres de grandeur. Néanmoins, on peut noter que les sols pulvérulents n'ont pratiquement pas de cohésion ($c = 0$ ou quelques kilopascals qui reflètent une certaine cohésion capillaire ou cimentation en place) et que les sols cohérents ont une cohésion comprise entre quelques kilopascals et plusieurs centaines de kilopascals. L'angle de dilatance ψ est généralement compris entre 0 et 15°. Les sables lâches et les argiles ont des valeurs très faibles, valant quelques degrés à peine, voire zéro. D'une manière générale, l'angle de frottement est pratiquement toujours supérieur à l'angle de dilatance. Une relation empirique simple et généralement bien vérifiée reliant l'angle de dilatance à l'angle de frottement interne a été proposée par Vermeer : $\psi = \varphi - 30^\circ$. Par ailleurs, dans le cas de matériaux fortement contractants à la rupture, l'estimation de l'angle de dilatance peut conduire à des valeurs négatives.

Le module d'Young dépend essentiellement du niveau de déformations où il est estimé et de la pression de confinement. Le tableau 2.3 fournit des ordres de grandeur du module et du coefficient de Poisson pour les sables.

Le tableau 2.4 donne quelques exemples de valeurs de paramètres déduites de l'étude des sables en laboratoire ou adoptées dans des calculs d'ouvrages par éléments finis. Des valeurs indicatives pour les sols cohérents naturels sont fournies dans les tableaux 2.5, où l'anisotropie est prise en compte.

Par ailleurs, il convient de rappeler que l'angle de frottement interne obtenu avec des essais en déformation plane est supérieur de 3 à 5° à l'angle de frottement déterminé à partir d'essais triaxiaux sur des éprouvettes cylindriques pleines (essais axisymétriques). De sages précautions doivent donc être prises avant d'utiliser dans des calculs d'ouvrages par éléments finis des paramètres déduits d'essais à l'appareil triaxial classique. [7]

Facteur d'influence	Effet sur l'angle de frottement
Indices des vides e	$e \uparrow, \varphi \downarrow$
Angularité A	$A \uparrow, \varphi \uparrow$
Coefficient d'uniformité C_U	$C_u \uparrow, \varphi \uparrow$
Rugosité de surface R	$R \uparrow, \varphi \uparrow$
Teneur en eau w	$w \uparrow, \varphi \downarrow$ Légèrement
Grosseur des grains	Peu d'effet si e est constant
Contrainte moyenne p	$p \uparrow, \varphi \downarrow$

Tableau 2.1. Facteurs influant sur l'angle de frottement

Nature du sol	Compacité	ϕ	ϕ
		Grains arrondis	Grains anguleux
Sable moyen	Très lâche	28° à 30°	32° à 34°
	Moyennement dense	32° à 34°	36° à 40°
	Très dense	35° à 38°	44° à 46°
Sable et gravier :	Lâche	37°	39°
	Moyennement dense		41°
	Dense	34°	45°
	Lâche		

Tableau II.2. Ordres de grandeur de l'angle de frottement pour les sols pulvérulents

Type de sable	Module d'Young (MPa)	Coefficient de Poisson
Sable limoneux	7 à 20	0,15 à 0,25
Sable lâche	10 à 25	0,30 à 0,35
Sable dense	50 à 80	0,30 à 0,35
Sable très dense et gravier	100 à 200	0,30

Tableau II.3. Valeurs typiques des caractéristiques mécaniques des sables

Sable	Référence	$\gamma(kN/m^3)$	$E(Mpa)$	ν	$c(KPa)$	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$
Hostun(lâche)	Mounir(1992)	14	55	0,28	0	35	0,7
Hostun(moyen)	Mounir(1992)	15,5	85	0,28	0	37	5,5
Hostun(dense)	Mounir(1992)	16,3	95	0,33	0	41	11
Fontainebleau	Ghorbanbeigi(1992)	15,5	40	0,33	0	39	14
Labenne	Mounir(1992)	16	33,4	0,28	1	36,5	11,4
Karlsruhe	Mounir(1992)	16	30-40	0,25	0-3	41,6	11,6

Tableau II.4. Exemples de valeurs pour les paramètres de Mohr-Coulomb (sables)

site	$E_v (MPa)$	$E_h (MPa)$	$G_{vh} (MPa)$	ν_{hh}	ν_{vh}
Cubzac	3,6	2,285	1,65	0,10	0,25
Lac Agassiz	4,95	9,34	2,7	0,23	0,17
Londres	11	22		0,00	0,19
Léda	9,5	6,5	3,5	0,30	0,30
Lias	14	6,58		-0,38	0,19
St -Louis de Bonsecours	6,9	4,3		0,20	0,35
Romanaiville	22,2	24,6		0,38	0,40

Tableau II.5. Valeurs des paramètres d'orthotropie pour quelques argiles naturelles

Sol	σ'_{v0} (kPa)	σ'_p (kPa)	γ (kN/m ³)	e_0	C_c	C_s	E_v (kPa)	E_h (kPa)	V_{hh}	V_{vh}	G_{vh} (kPa)
0 -1m	6,5	55	16	1,16	0,30	0,04	2490	1550	0,1	0,25	1120
1 -2m	11	40	13,8	2,25	1,23	0,10	1680	1050	0,1	0,26	755
2 -3m	15	30	14,3	2,40	1,16	0,13	1120	700	0,1	0,25	505
3 -4m	20	37	14,9	2,01	0,79	0,10	1950	1220	0,1	0,25	880
4 -6m	27,5	45	15	1,95	0,88	0,09	2475	1550	0,1	0,25	1115
6 -7m	35	55	14,8	2,07	0,98	0,10	2510	1570	0,1	0,25	1130
7 -8m	39	60	14,8	2,07	1,14	0,11	2680	1675	0,1	0,25	1205
8 -9m	44	70	14,8	2,15	1,07	0,11	3215	2010	0,1	0,25	1450

Tableau 3.18. Exemples de valeurs pour les paramètres plastiques du modèle Mélanie(site de Cubza-les-Ponts) (avec $K_O^{nc} = 0,5$)

REMARQUE : Des versions améliorées du modèle de Mohr-Coulomb ont été proposées ces dernières années : elles consistent essentiellement à associer une élasticité linéaire anisotrope, à faire varier le module avec la profondeur, à considérer une élasticité isotope non linéaire, ou encore à limiter la déformation volumique plastique pour décrire le véritable état critique. [7]

II.3.2. Critère de Drucker-Prager :

II.3.2.1. Description du modèle :

Dans l'espace des contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, la surface de rupture est

un cône à base circulaire d'équation :

$$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} - \alpha I_1 - k \quad (\text{II .4})$$

où $J_2(\sigma_{ij})$ est le déviateur des contraintes et, I_1 la trace du tenseur des contraintes.

Le potentiel plastique s'écrit :

$$G(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} - \beta I_1 \quad (\text{II .5})$$

La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, le modèle comprend cinq paramètres : E (module d'Young), ν (coefficient de Poisson), α, β et k . Lorsque $\alpha = 0$ et $\beta = 0$, la loi est appelée loi de von Mises, et le cône dégénère en cylindre dans l'espace des contraintes. Les paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (oedomètre et appareil triaxial). La figure 2.5 représente la modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Drücker-Prager. La valeur des paramètres se déduit alors d'une identification entre cette représentation et les résultats des essais reportés dans les mêmes diagrammes. Comme pour le modèle de Mohr-Coulomb, il faut donc au moins deux essais triaxiaux pour déterminer tous les paramètres. [7]

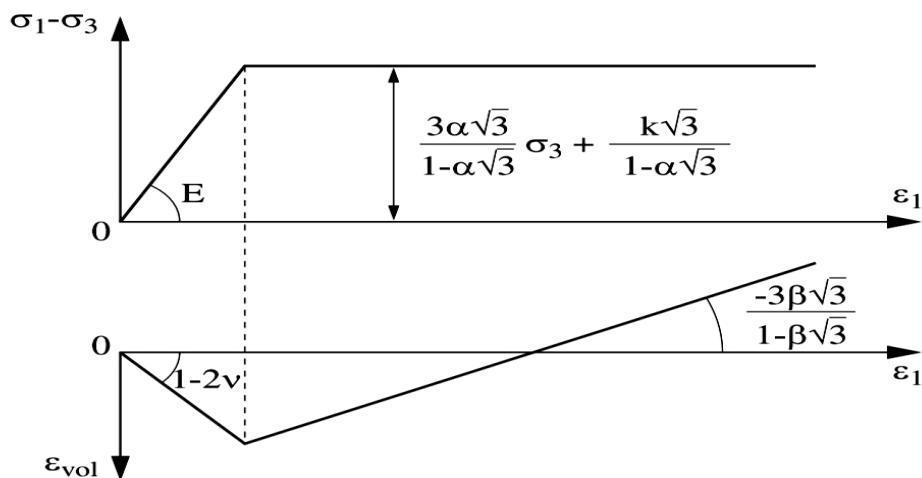


Figure 2.5. Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Drücker-Prager

II.3.2.2. Valeurs typiques des paramètres de Drücker-Prager :

Il est fréquent d'exprimer les paramètres de Drücker-Prager α, β et k en fonction de ceux de Mohr-Coulomb c, φ et ψ . Des relations différentes sont obtenues selon l'essai considéré. Par exemple, dans le cas d'une compression triaxiale ($\sigma_2 = \sigma_3$ et $\sigma_1 > \sigma_3$), les deux critères s'écrivent respectivement :

$$\sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \text{ et } \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sqrt{3}} - (\sigma_1 + 2\sigma_3)\alpha - k = 0 \quad (\text{II .6})$$

En supposant ces équations vérifiées pour tout champ de contraintes respectant les conditions de l'essai, il est facile d'en déduire les relations existant entre les paramètres. On peut procéder de même pour d'autres chemins de contraintes ou de déformations (tableaux 2.5 et 2.6). Une attention particulière a été accordée au cas de la déformation plane. [7]

Type d'essai	α	k	β
Compression triaxiale : $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \text{constante}$	$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$	$\frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$	$\frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 - \sin \psi)}$
Extension triaxiale : $\sigma_1 = \sigma_2; \sigma_3 = \text{constante}$	$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)}$	$\frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi)}$	$\frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 + \sin \psi)}$
Déformation plane : $\varepsilon_2 = 0$ (cas général)	$\frac{\sin \varphi \sqrt{3 + \sin^2 \psi}}{\sqrt{3}(3 + \sin \varphi \sin \psi)}$	$\frac{c \cos \varphi \sqrt{9 + 3 \sin^2 \psi}}{(3 + \sin \varphi \sin \psi)}$	$\frac{\tan \psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}}$
Déformation plane : $\varepsilon_2 = 0$ ($\text{si } \varphi = \psi$)	$\frac{\tan \psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}}$	$\frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}}$	$\frac{\tan \psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}}$

Tableau 2.5. Paramètres de Drucker-Prager en fonction de ceux de Mohr-Coulomb

Type d'essai	C	$\sin \varphi$	$\sin \psi$
Compression triaxiale : $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \text{constante}$	$\frac{\sqrt{3}k}{2\sqrt{1 + \sqrt{3}\alpha - 6\alpha^2}}$	$\frac{3\sqrt{3}k}{2 + \sqrt{3}\alpha}$	$\frac{3\sqrt{3}\beta}{2 + \sqrt{3}\beta}$
Extension triaxiale : $\sigma_1 = \sigma_2; \sigma_3 = \text{constante}$	$\frac{\sqrt{3}k}{2\sqrt{1 - \sqrt{3}\alpha - 6\alpha^2}}$	$\frac{3\sqrt{3}k}{2 - \sqrt{3}\alpha}$	$\frac{3\sqrt{3}\beta}{2 - \sqrt{3}\beta}$
Déformation plane : $\varepsilon_2 = 0$ (cas général)	$\sqrt{\frac{k}{1 - 12\alpha^2 + \frac{3(\alpha - \beta)}{1 - 3\beta^2}}}$	$\frac{3\alpha\sqrt{1 - 3\beta^2}}{1 - 3\alpha\beta}$	$\frac{3\beta}{\sqrt{1 - 3\beta^2}}$

Tableau II.6. Paramètres de Mohr-Coulomb en fonction de ceux de Drucker-Prager

L'expression du critère de Drücker-Prager amène également la remarque suivante : les angles de frottement en compression sont limités à des valeurs faibles. En effet, l'angle de frottement maximum que le matériau peut donner en extension est de 90° , d'où, en reportant dans l'équation du critère, la valeur de α et $\beta = 0$. A partir de ces valeurs, on peut calculer l'angle de compression maximale, soit environ 37° . Cela signifie que l'angle de frottement ne peut dépasser cette valeur en compression triaxiale. Or, notamment dans le cas des sables, de nombreux résultats expérimentaux démontrent le contraire. Il convient donc d'utiliser ce critère avec précaution.

II.3.3. Critère de Tresca :

Le critère de Tresca est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraints totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle. La surface de charge f est mathématiquement donnée par la relation : [8]

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2k = 0 \quad (\text{II.7})$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrême $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ et k une constante correspondant à la contrainte maximum de cisaillement à la rupture (pour les sols cohérents, ce paramètre correspond à la cohésion non drainée c_u).

La figure 2.6 donne des représentations du critère de Tresca dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

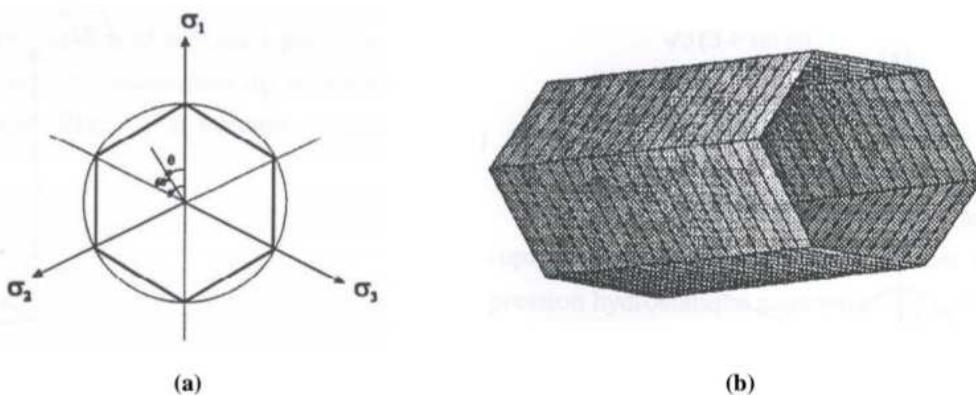


Figure II.6 : Représentation du critère de Tresca : (a) –dans le plan déviatorique, (b) –dans l'espace des contraintes principales [9] :

II.3.4. Critère de Von Mises :

A fin de prendre en compte l'influence de la contrainte intermédiaire, Von Mises a proposé que la surface de charge dépende du deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques, J_2 : [8]

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (\text{II .8})$$

Ou k est la résistance maximale du matériau au cisaillement simple .

Ce critère a été formulé pour étudier le comportement des métaux et il n'est pas bien adapté à la représentation du comportement des sols dans la mesure où il ne fait pas intervenir la contrainte moyenne dans son expression.

La figure 2. 7 donne des représentations du critère de Von Mises dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales .

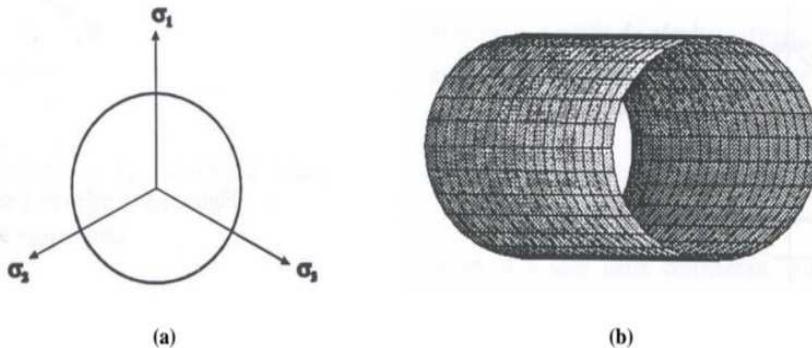


Figure II.7 : Représentation du critère de Von Mises : (a) –dans le plan déviatorique, (b) –dans l'espace des contraintes principales [9]

II.4. Caractéristique intrinsèques des sols cohésifs:

Les angles de frottement effectifs maximaux (ϕ') des sols cohésifs ne varient pas beaucoup, mais l'intercepte de cohésion effective (c') (qui a un effet relativement important sur les pressions terrestres calculées à long terme) peut être très différent d'un type de sol à l'autre et d'un résultat d'essai à l'autre. Il est difficile de le déterminer avec une bonne précision. Pour les sols normalement consolidés (mous)

Pour les argiles normalement consolidées (molles), $c' = 0$, et à mesure qu'un sol devient plus fortement surconsolidé ou lié, on constate que son concept de cohésion effective augmente. Typiquement,

$$0 < c' < 10 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{II.9})$$

$$18^\circ < \phi' < 30^\circ \quad (\text{II.10})$$

Il n'est pas judicieux de supposer un concept de cohésion effective supérieur à environ 3 kN/m², même si le sol est fortement surconsolidé, et il peut être judicieux de supposer $c' = 0$ dans la plupart des cas. Par exemple, Chandler et Skempton (1974) ont constaté, par une analyse

rétrospective des pentes de coupe des autoroutes, que pour les argiles rigides de Londres et du Lias au Royaume-Uni, des interceptes de cohésion effective de l'ordre de seulement 1,5-2 kN/m² ont été mobilisés.

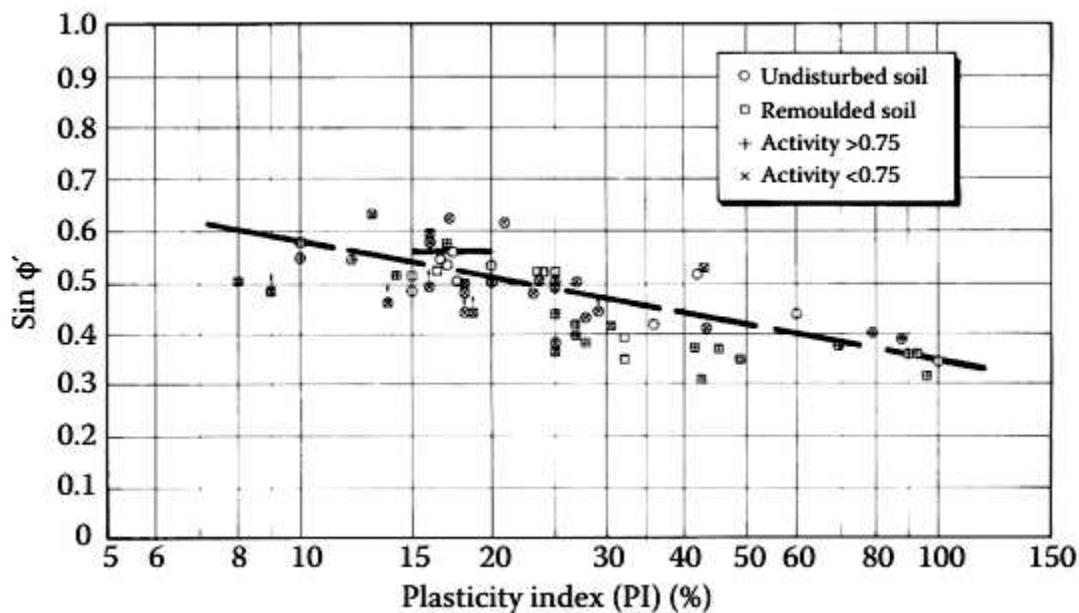


Figure II.8: Sine of effective angle of friction of clays as a function of plasticity index (PI).

(From Clayton, C. et al., *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*, Second Edition, Taylor & Francis, New York, 1993.) [10]

En l'absence de données d'essais triaxiaux, l'angle de frottement peut être estimé à partir de l'indice de plasticité (limite liquide-limite plastique) d'après les résultats de Kenney (1959) (figure II.8).

II.5. Frottement et adhérence effectifs de la paroi

L'importance du frottement et de l'adhérence de la paroi mobilisée (les composantes de la résistance au cisaillement entre l'arrière de la paroi et le sol qu'elle supporte) est fonction de

- Des paramètres de résistance du sol (puisque la résistance au cisaillement entre le sol et la paroi ne peut pas dépasser la résistance au cisaillement le long d'un plan parallèle dans le sol à une courte distance).
- Les propriétés de frottement de l'arrière du mur
- La direction du mouvement du mur par rapport au sol
- L'importance du mouvement relatif de la paroi et du sol

v. La capacité de la paroi à supporter la force verticale impliquée par le frottement et l'adhérence de la paroi.

Soil type	Compacted state	Effective angle of friction, ϕ' (°)	
		Active state	Passive state ^a
Gravel	Loose	35	35
	Medium dense	38	37
	Dense	41	39
	Very dense	44	41
Sand	Loose	30	30
	Medium dense	33	32
	Dense	36	33
	Very dense	39	34
Silts	Loose	24–27	
Clayey silts		21	
Silty clays		15–18	

Source: Data from BS 6349, *Codes of Practice for Maritime Structures, Part 1. General Criteria*. British Standards Institution, London, 2000.

^a Passive values of ϕ' have been reduced to allow for strain softening and progressive failure, following Rowe and Peaker (1965).

Tableau II.7: Angles effectifs de résistance au cisaillement, ϕ' , pour la conception préliminaire[10]

Ainsi, l'angle de frottement effectif mobilisé de la paroi, δ' , doit être inférieur à l'angle de frottement effectif du sol.

$$0 \leq \delta' \leq \phi' \quad (\text{II.11})$$

et l'adhérence effective de la paroi ($c'w$) doit être inférieure à toute cohésion effective du sol supposée :

$$0 \leq c'w \leq c' \quad (\text{II.12})$$

Le frottement des parois a pour effet de diminuer les pressions actives et d'augmenter les pressions passives. Par conséquent, il est nécessaire d'inclure une valeur réaliste si l'on veut obtenir une conception économique, mais si la valeur est surestimée, la conception ne sera pas sûre. [10]

II.6. Conclusion:

La plupart des programmes de modélisation géotechnique intègrent systématiquement un certain nombre de fonctions de limite d'élasticité et de rupture. Comme l'analyse implique des contraintes dans trois directions, ces fonctions doivent fonctionner dans l'espace 3D, même si la structure peut être (et est souvent) simplifiée en un problème 2D (déformation plane). Les conditions de rupture les plus courantes modélisées sont définies par les fonctions de

- Tresca
- Tresca modifié
- les critères de Mohr-Coulomb

L'utilisation du critère de Mohr-Coulomb est pratique, car les estimations des paramètres de résistance effective c' et ϕ' sont normalement effectuées dans le cadre de la conception d'un mur de soutènement.

Chapitre III

Prédimensionnement Modélisation

Chapitre III: Prédimensionnement et modélisation

III.1. Introduction:

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement consiste à déterminer les éléments géométriques et structuraux afin qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui notamment de la poussée des terres qu'il retient.

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec prise en compte de coefficients de sécurité raisonnable et économique. C'est le cas en particulier pour les ouvrages rigides (murs poids, murs en béton armé).

Les murs en béton armé cantilever sont construits pour résister aux chargements latéraux (statiques et dynamiques), des remblais en sol cohérent non saturé ou saturés. Dans ce chapitre on va entamer une étude statique et dynamique d'un mur de soutènement cantilever , par le logiciel GEO5 et son programme (mur cantilever).

III.2. Dimensionnement géotechnique

Généralement, les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement se basent sur des calculs à la rupture avec prise en compte de coefficients de sécurité notamment pour les ouvrages classés comme rigides tels que les murs poids et les murs en béton armé alors que pour les ouvrages flexibles ou semi-flexibles à ancrage comme les parois moulées et les rideaux de palplanches, il est courant de dimensionner l'ouvrage en se basant plutôt sur un calcul en déformation. Ce manuscrit ne s'intéressera qu'aux soutènements rigides de type mur poids et mur en béton armé simple ou avec contreforts.

Le dimensionnement se base sur l'hypothèse d'un mur très long et le calcul se fera pour une longueur unité ($L=1m$). La hauteur H du mur et sa rugosité étant généralement des données du problème, on cherche la largeur du mur en suivant les étapes et vérifiant les critères suivants [2] :

- 1- Prédimensionnement de l'ouvrage ;
- 2- Détermination des efforts sollicitant le mur ;
- 3- Vérification de la stabilité externe du mur .

III.2.1. Prédimensionnement du mur cantilever

Le calcul d'un mur de soutènement étant une justification de sa stabilité, il est nécessaire de définir à priori ses dimensions. Le figure ci-dessous illustrent les proportions usuelles pour un

mur de soutènement poids en béton et un mur cantilever en béton armé.[3]

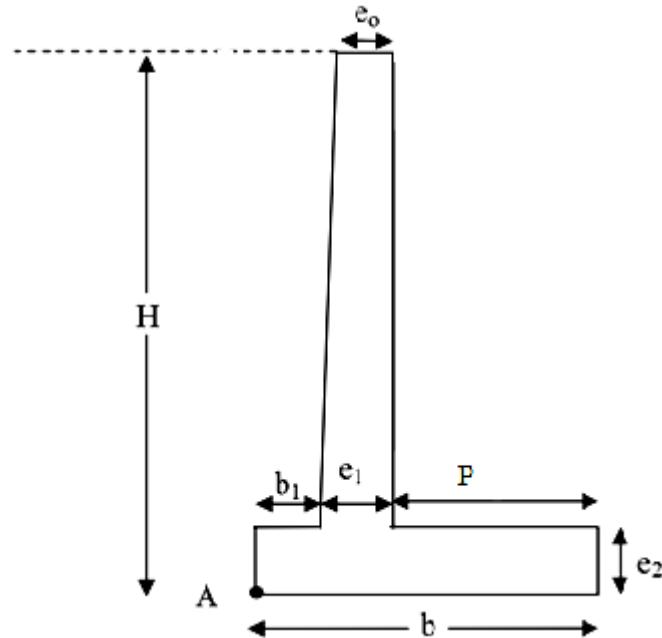


Figure III.1 Caractéristiques géométriques du mur à étudier.

On Utilise La Première Méthode Classique

Pour **H= 4m**, on a:

La largeur de la semelle : $0.20 + 0.45H = 1.8 + 0.20$.

On prend $b = 2.00m + 15\% = 2.30m$.

L'épaisseur : $e_0 = H/24 = 4/24 = 0.16$ On prend **$e_0 = 0.20m$** .

$e_1 = H/12 = 0.33 = e_2$ On prend **$e_1 = 0.35 m$** .

La largeur de patin : $b_1 = H/8 = 4/8 = 0.50m$

La largeur de talon : $P = b - (b_1 + e_1)$. Alors **$P = 1.45m$**

Pour **H= 5m**, on a:

La largeur de la semelle : $0.20 + 0.45H = 2.25 + 0.20$ On prend **$b = 2.45m + 15\% = 2.8m$** .

L'épaisseur : $e_0 = H/24 = 5/24 = 0.21$ On prend **$e_0 = 0.25m$** .

$e_1 = H/12 = 0.42 = e_2$ On prend **$e_1 = 0.45 m$** .

La largeur de patin : $b_1 = H/8 = 5/8 = 0.625\text{m}$ On prend **$b_1 = 0.70\text{ m}$**

La largeur de talon : $P = b - (b_1 + e_1)$. Alors **$P = 1.65\text{m}$**

Tableau III.1: Récapitulation des dimensions du murs cantilever

H	4 m	5 m
$e_0\text{ (m)}$	0.20	0.25
$e_1=e_2\text{ (m)}$	0.35	0.45
$b_1\text{ (m)}$	0.50	0.70
$B\text{ (m)}$	2.30	2.8
$P\text{ (m)}$	1.45	1.65

III.2.2. Caractéristiques mécaniques du sol:

Pour les sols cohérent, la résistance au cisaillement non drainée C_u à ajuster le cas échéant en fonction de la vitesse de chargement élevée et des effets de la dégradation cycliques sous charge sismique.

Les paramètres des sols de remblais et de fondation pour le mur d soutènement en béton armé (cantilever) sont comme suit :

Le sol de remblai c'est un sol mou cohérent, et le sol de fondation c'est un sol solide cohérent.

Tableau III.2: Paramètre des sols à court terme

Nom du sol	Profil	Poids volumique $\gamma(\text{kN/m}^3)$	Poids volumique saturé $\gamma(\text{kN/m}^3)$	Adhérence Au (kPa)	Cohésion du sol $C_u\text{ (kPa)}$
Sol-Remblais	0,0 - 4,00m et 0,0- 5,00m	20,0	23,0	12,00	12,00
Sol-Fondation	>4,0m et >5,0 m	19,0	21,0	36,00	48,00

Dans le calcul de la pression du sol active (poussée) ou passive (butée), la cohésion en contrainte totale a une valeur C_u , avec l'adhérence à la paroi de la structure de bâtiment. La valeur de l'adhérence a est considérée comme une composante de la cohésion c du sol.

III.3. Etude analytique de la stabilité

Dans la vérification de la stabilité externe (renversement et glissement), le logiciel GEO5 est utilisé comme outil d'aide. Dans cette analyse la stabilité est vérifiée par la méthode des coefficients de sécurité, et le calcul des pressions actives est basé sur la méthode de Coulomb, pour un remblai avec surface horizontale et en pente ($\beta = 0^\circ; 5^\circ; 10^\circ; 15^\circ; 20^\circ$), et face intérieur amont du mur de soutènement est verticale ($\lambda = 0$), la stabilité est vérifiée pour un remblai avec sol cohérent non saturé et saturé.

III.3.1. Logiciel GEO5:

GEO5 est un logiciel géotechnique intuitif pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis.

Le logiciel GEO5 résout un large éventail de tâches géotechniques. En plus de résoudre les tâches courantes d'ingénierie géotechnique, la suite GEO5 comprend plusieurs applications très sophistiquées pour l'analyse des tunnels, les dommages aux bâtiments dus au creusement de tunnels, la stabilité des pentes rocheuses et la modélisation numérique du terrain. Les programmes de la suite GEO5 sont basés sur des méthodes analytiques et/ou par éléments finis.

 Conception des écrans de soutènement	23/04/2024 14:49	Raccourci	2 Ko
 Culées	23/04/2024 14:53	Raccourci	2 Ko
 Dalles	23/04/2024 14:53	Raccourci	2 Ko
 Gabions	23/04/2024 14:53	Raccourci	2 Ko
 Ground loss	23/04/2024 14:54	Raccourci	2 Ko
 Groupe de pieux	23/04/2024 14:52	Raccourci	2 Ko
 Laboratoire	23/04/2024 14:53	Raccourci	2 Ko
 MEF	23/04/2024 14:52	Raccourci	2 Ko
 Micropieux	23/04/2024 14:53	Raccourci	2 Ko
 Murs cantilever	23/04/2024 14:54	Raccourci	2 Ko
 Murs en massif renforcé	23/04/2024 14:53	Raccourci	2 Ko
 Murs maçonnés	23/04/2024 14:53	Raccourci	2 Ko
 Murs poids	23/04/2024 14:54	Raccourci	2 Ko
 Murs préfabriqués	23/04/2024 14:53	Raccourci	2 Ko
 Murs Redi-Rock	23/04/2024 14:53	Raccourci	2 Ko
 Nuage de points	23/04/2024 14:52	Raccourci	2 Ko
 Pentes clouées	23/04/2024 14:52	Raccourci	2 Ko
 Pieux CPT	23/04/2024 14:53	Raccourci	2 Ko
 Pieux stabilisateurs	23/04/2024 14:53	Raccourci	2 Ko
 Pieux	23/04/2024 14:54	Raccourci	2 Ko
 Poutres	23/04/2024 14:54	Raccourci	2 Ko
 Pressions des terres	23/04/2024 14:52	Raccourci	2 Ko
 Puits	23/04/2024 14:53	Raccourci	2 Ko

Figure III.2 : Les applications sous GEO5

III.3.2. Saisie des données

Dans un premier temps, dans le cadre (Paramètres), cliquez sur le bouton (Sélectionner paramètres) et choisissez le paramétrage n° 1 - (coefficients de sécurité).

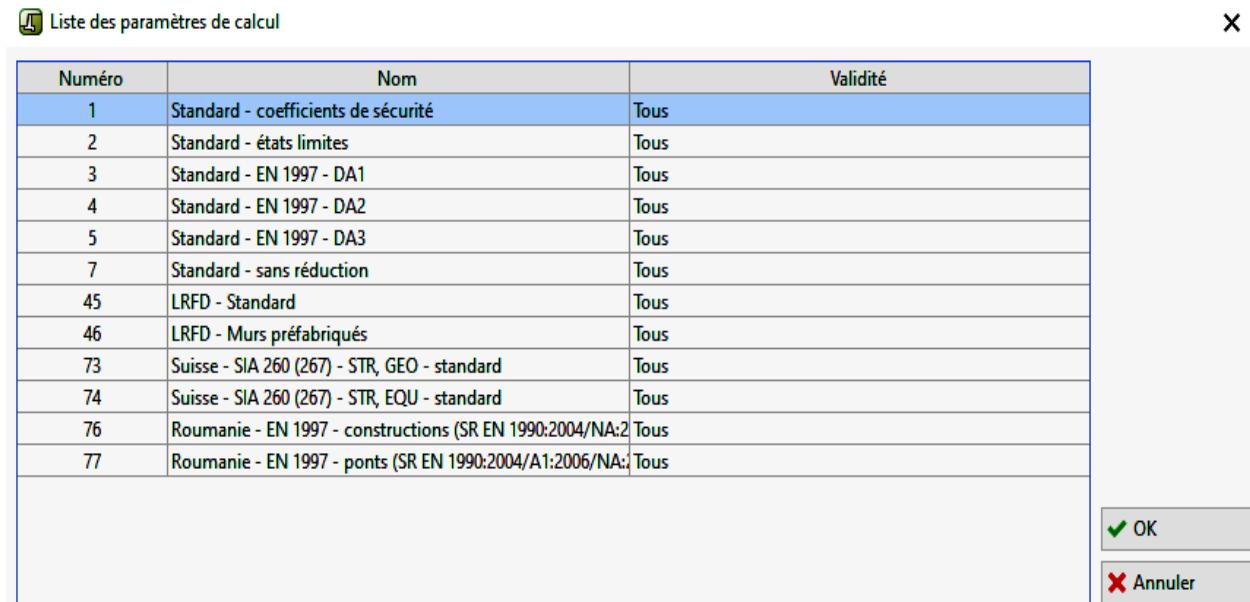


Figure III.3 : Fenêtre de dialogue (Liste des paramètres de calcul)

III.3.2.1. Méthode selon les coefficients de sécurité

La méthode de vérification basée sur les "**coefficients de sécurité**" est historiquement la plus ancienne et la plus largement utilisée pour la vérification de la sécurité de la structure. Le principal avantage est sa simplicité et sa clarté.

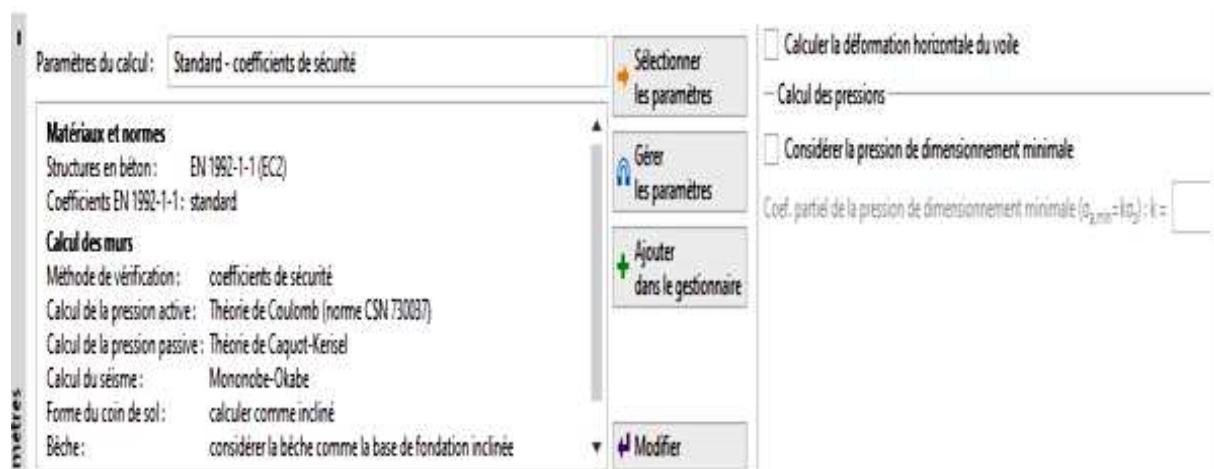


Figure III.4 : Paramètre du calcul (coefficients de sécurité)

En général, la sécurité est prouvée en utilisant le coefficient de sécurité :

$$FS = \frac{X_{pas}}{X_{act}} > FS_{req}$$

où: FS : coefficient de sécurité calculé

X_{pas} - variable s'opposant à la rupture (force de résistance, force, capacité)

X_{act} - variable provoquant la rupture (force de glissement, tension)

FS_{req} - coefficient de sécurité requis

Lors de l'analyse avec le "**coefficent de sécurité**", ni les paramètres de charge ni les paramètres de sol ne sont réduits par des coefficients de calcul.

Edition des paramètres de l'étude actuelle : Murs cantilever

Matériaux et normes	Calcul des murs
Méthode de vérification : coefficients de sécurité Calcul de la pression active : Théorie de Coulomb (norme CSN 730037) Calcul de la pression passive : Théorie de Caquot-Kerisel Calcul du séisme : Mononobe-Okabe Forme du coin de sol : calculer comme incliné Béche : considérer la béche comme la base de fondation inclinée Excentricité admissible : 0,333 [-] <input type="checkbox"/> Réduire les paramètres du contact fondation-sol	
Situation de calcul permanente Situation de calcul transitoire Situation de calcul accidentelle Situation de calcul au séisme Coefficients de sécurité Coefficient de sécurité au renversement : $SF_0 = 1,50$ [-] Coefficient de sécurité au glissement : $SF_1 = 1,50$ [-] Coefficient de sécurité de la capacité portante du sol de fondation : $SF_2 = 1,50$ [-]	

Figure III.5 : coefficients de sécurité

Dans le cadre de la préparation de la Géométrie, on sélectionne la quatrième forme et la saisie ses dimensions comme sur l'illustration ci-dessous :

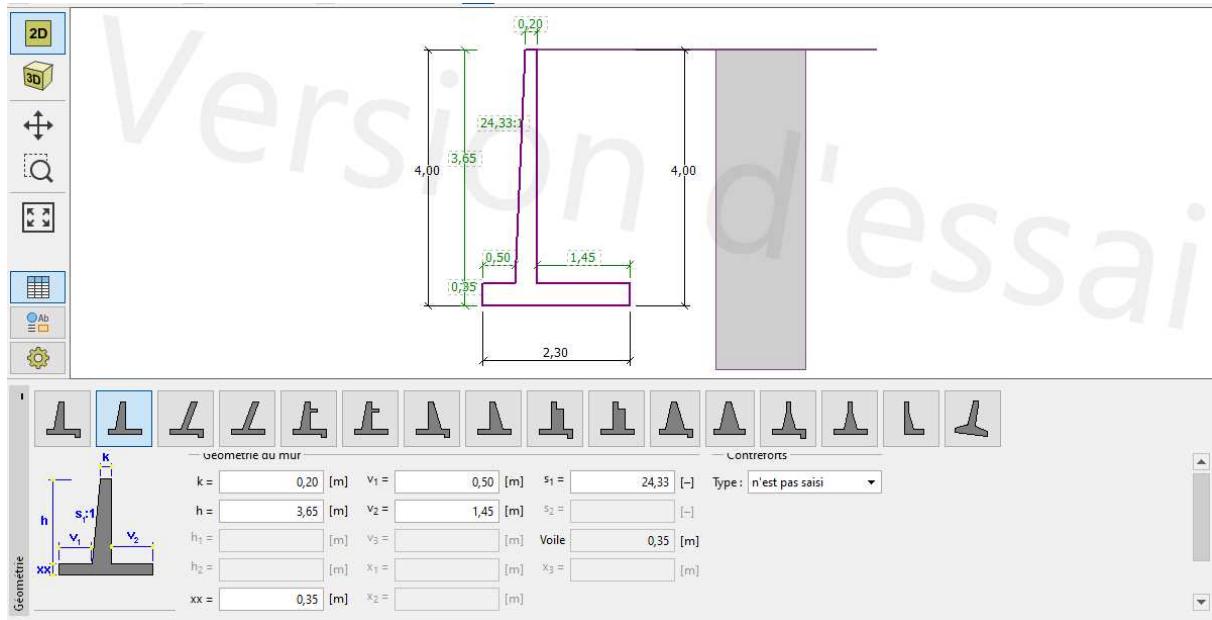


Figure III.6: Cadre Géométrie

À présent, la structure ressemble à ceci :

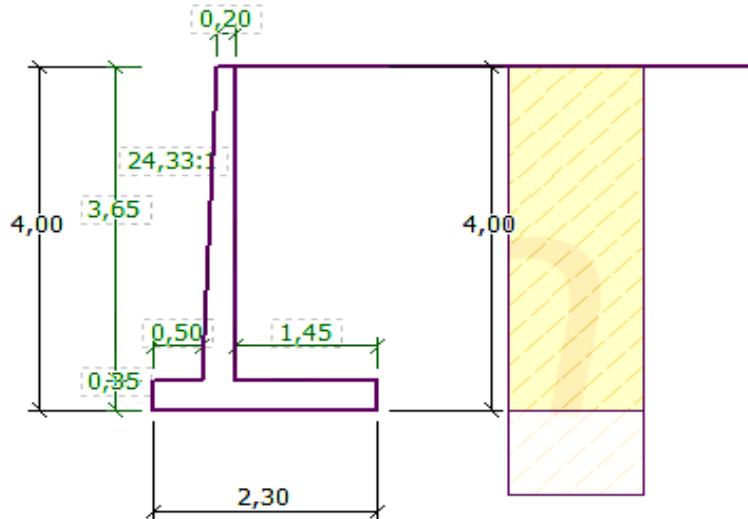


Figure III.7 : Géométrie - Schéma du mur cantilever

Dans le cadre (Matériau), définissez le matériau du mur. Le mur aura un poids volumique de $\gamma = 25$ kN/m³ et sera fait de béton de classe C 20/25 et d'acier de classe B500.

Matériaux

Poids volumique du mur: $\gamma = 25,00$ [kN/m ³]			
Béton — Ferraillage longitudinal			
Catalogue	Personnaliser	Catalogue	Personnaliser
C 20/25 $f_{ck} = 20,00$ MPa $f_{ctm} = 2,20$ MPa		B500 $f_{yk} = 500,00$ MPa	

Figure III.8 : Matériaux - Saisie des caractéristiques matérielles de la structure

Dans le cadre (Profil), nous allons définir une interface de sol à une profondeur de 4 m en utilisant le bouton (Ajouter).

Profil

Num.	Epaisseur de la couche t [m]	Profondeur z [m]
1	-	0,00 .. ∞

Ajouter

Information sur la position

Cote de surface : [m]

Nouvelle interface

Profondeur de l'interface : z = 4 [m]
 Epaisseur de la couche : t =

Ajouter **Annuler**

Figure III.9 : Profil

Ensuite, nous allons dans le cadre (Sols). Nous allons définir les paramètres du sol comme sur l'image ci-dessous en cliquant sur le bouton ajouter. Dans un premier temps, nous ajouterons le sol SR (sol remblais) qui se trouvera derrière le mur ; ensuite, nous ajouterons le sol SF (sol fondation), qui constituera le sol de fondation.

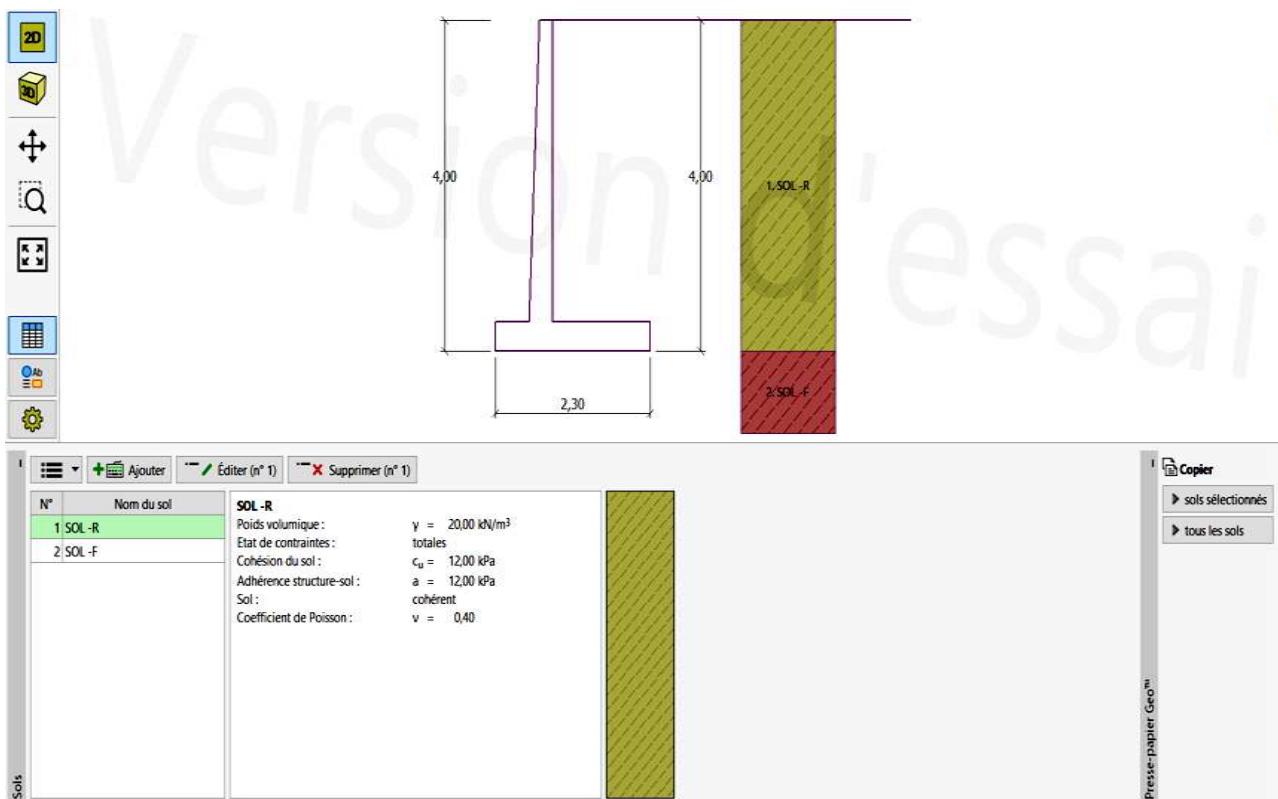


Figure III.10 : Fenêtre de dialogue (Ajouter des nouveaux sols) - Ajout du sol remblai

Cette partie de la fenêtre de dialogue sert pour introduire les paramètres fondamentaux du sol, tels que le poids volumique du sol, l'angle de frottement interne du sol et la cohésion du sol. Ces valeurs sont relevées par l'investigation géotechnique, par la géologie appliquée ou à partir d'essais de laboratoire. Si ces documents ne sont pas disponibles, on peut utiliser la base de données des sols intégrée contenant des valeurs indicatives de caractéristiques fondamentales des sols.

L'angle de frottement interne et la cohésion sont saisis en valeur effective ou totale, selon le réglage effectué dans la liste déroulante "Analyse des contraintes".

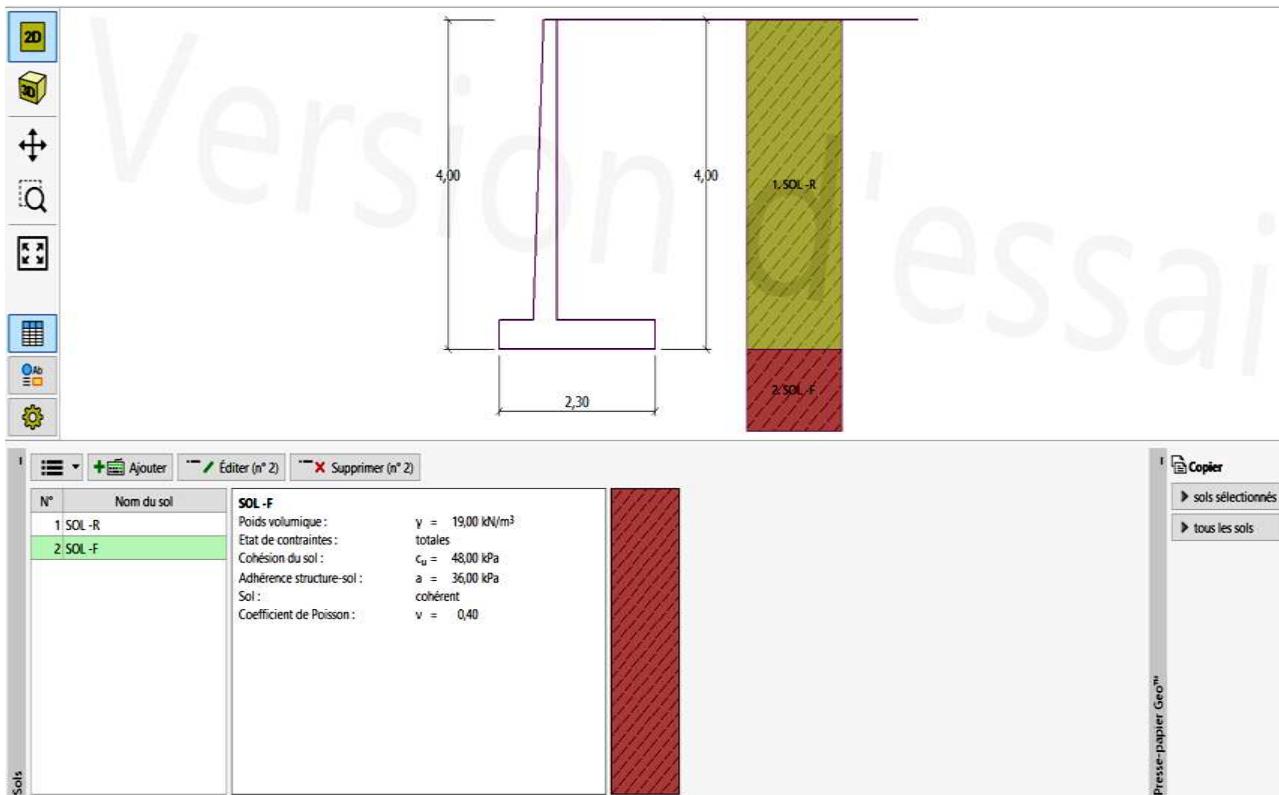


Figure III.11 : Fenêtre de dialogue (Ajouter des nouveaux sols) - Ajout du sol de fondation

Le choix du calcul de la contrainte en valeurs effectives ou totales dépend principalement du type du sol, du type de chargement, de la durée de construction et des conditions hydrologiques.

Remarque : La contrainte effective exige en plus l'entrée de l'angle de frottement interne entre le sol et la structure, qui dépend du matériau de la structure et du type de sol. Concernant la contrainte totale, c'est l'adhérence du sol au mur de la structure du bâtiment à qui doit être entrée.

Nous allons à présent assigner les sols aux couches géologiques dans le cadre (Assignment).

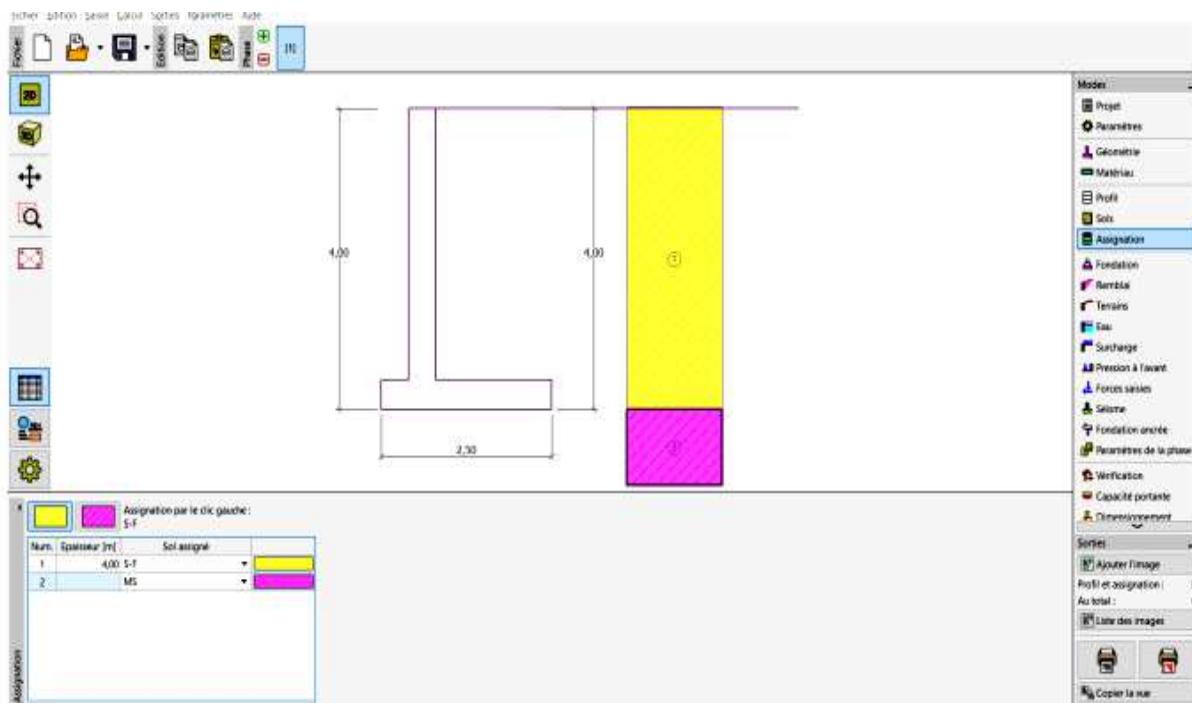


Figure III.12 : Cadre (Assignation)

Dans le cadre (Terrains), choisissez la forme correspondant à un terrain horizontal ou avec pente : La boite de dialogue « terrain » permet de préciser la forme de terrain. La forme choisie avec le signe Graphique. La forme terrain peut être validée soit dans la boite de dialogue par l'insertion des valeurs de saisie. La dernière option à choisir est une forme générale d'un terrain. Dans ce cas, le terrain contient un tableau avec liste de points de terrain.



Figure III.13 : Cadre (Terrains)

Dans le cadre (Pression à l'avant), sélectionnez la forme du terrain devant le mur, puis définissez d'autres paramètres de la résistance sur la face avant. Dans notre étude les forces de butée ne sont pas pris en considération.

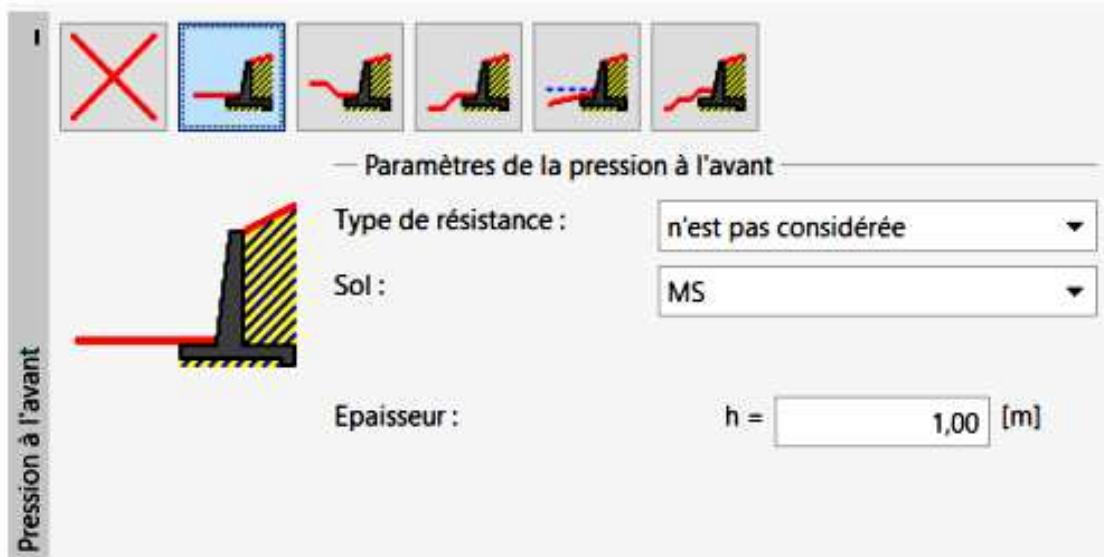


Figure III.14 : Cadre (Pression à l'avant)

Dans le cas de la présence de la pression hydrostatique; la nappe se trouvant derrière la structure:

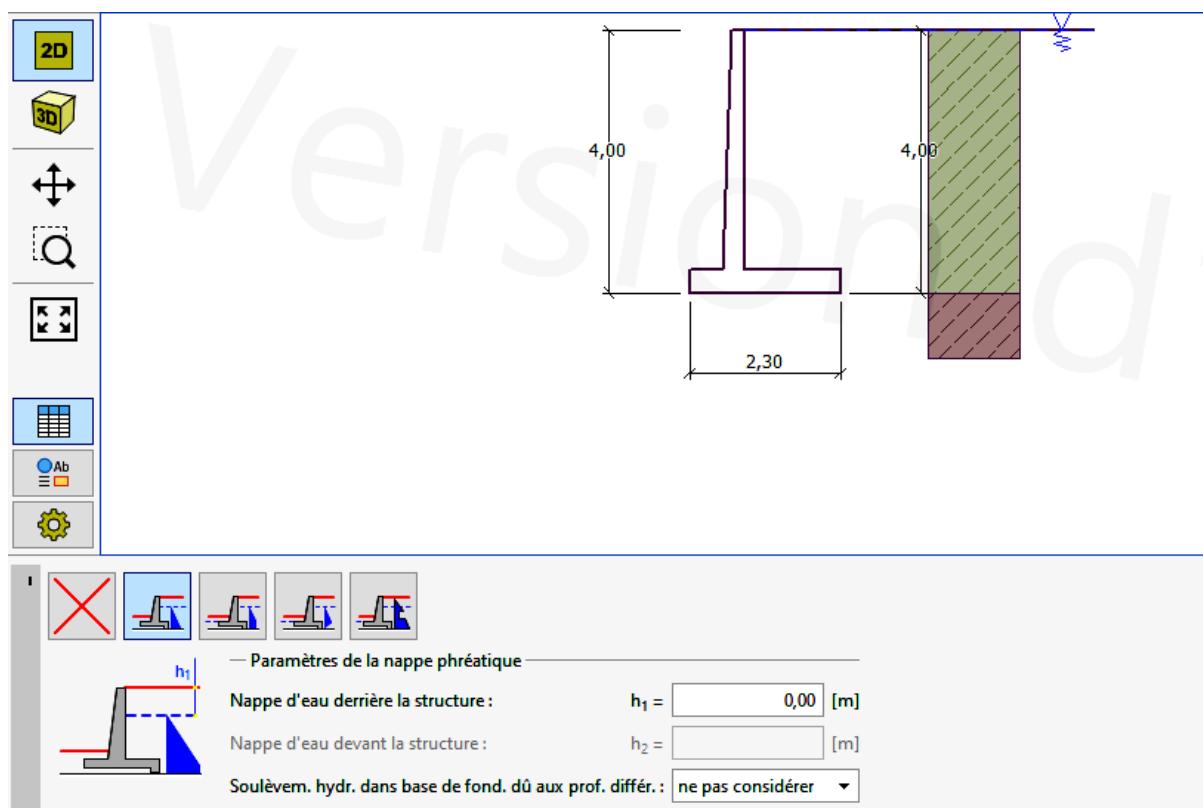


Figure III.15 : Cadre (Nappe phréatique)

L'eau se trouve seulement en arrière de la structure. Il n'y pas d'eau sur la face avant de la construction. Un tel cas peut se produire si l'eau sur le devant de la structure peut s'écouler par gravitation, ou si le sol est drainé en profondeur.

III.3.3. Calcul dynamique:

L'analyse sismique est faite à la base de l'approche pseudo- statique par la méthode de Mononobe-Okabe pour un remblai sec pulvérulent (voir chapitre II).

Dans la réglementation parasismique Algérienne, les calculs de stabilité, sont menés à la base des coefficients d'accélérations pseudo-statiques horizontale et verticale.

$$k_h = A \text{ et } k_v = 0.3A$$

Le coefficient A: est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1-RPA99-V2003) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situé en amont ou en aval du mur. (En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de A correspondant à celles du groupe 2 en fonction de la zone sismique).

Tableau III.3: Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003)

Zone Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Dans notre étude de la stabilité dynamique du mur cantilever, sera pour les quatre zones sismiques (**Zone I, Zone IIa, Zone IIb, et Zone III**). Il y a lieu de choisir la valeur de A correspondant à celles du groupe 2.

Tableau III.4: coefficients d'accélérations pseudo-statiques horizontale et verticale.

Zone	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
kh	0,1	0,15	0,20	0,25
kv	0,03	0,045	0,06	0,075

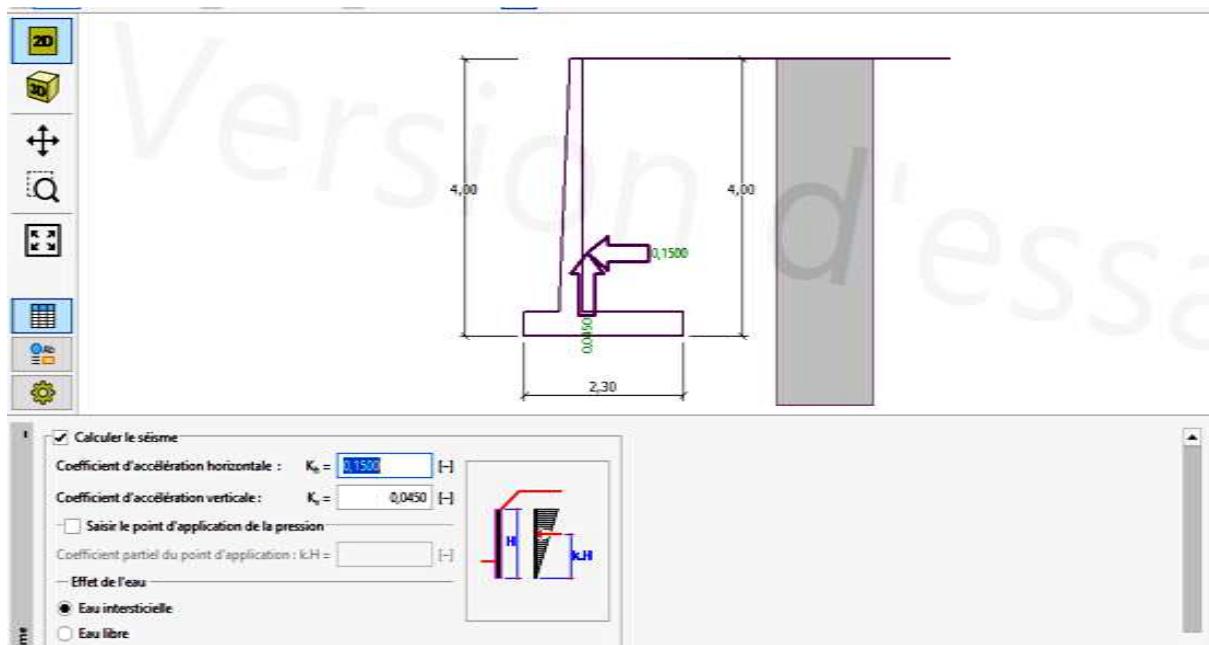


Figure III.16 : Cadre (calcul séisme)

Maintenant, ouvrez le cadre (Vérification), dans lequel nous pouvons voir les résultats concernant le renversement et le glissement du mur cantilever.

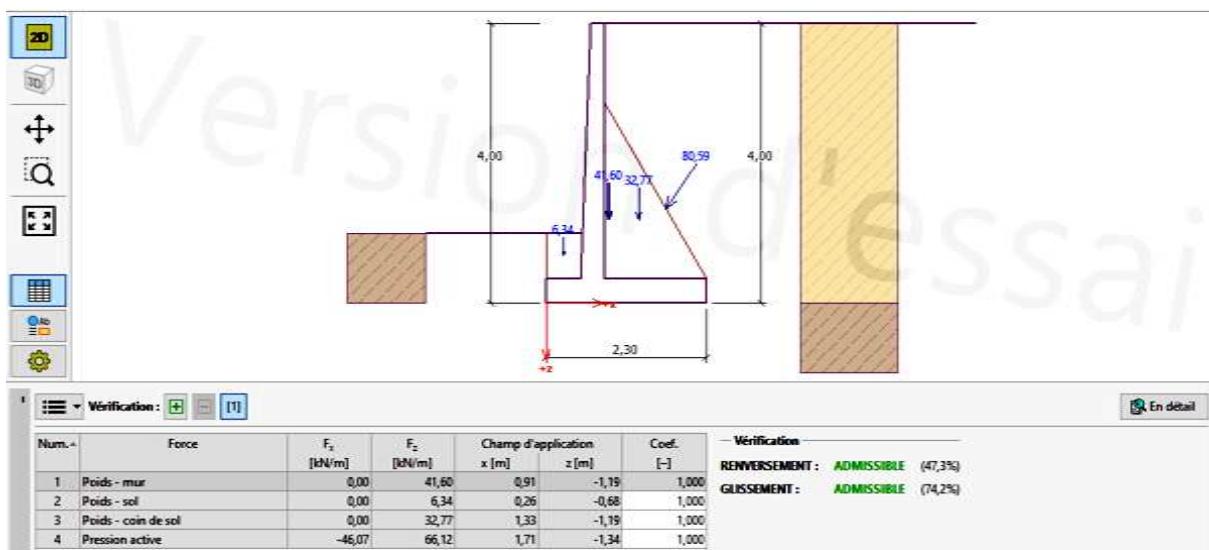


Figure III.17 : Cadre (Vérification -statique)

IV. Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons calculé les dimensions du mur cantilever avec deux hauteur différents ($H=4m$ et $H=5m$), avec la déclaration des caractéristiques mécaniques du sol de remblai et le sol de fondation.

La deuxième phase, consiste à introduire les données du calcul dans le logiciel GEO5-mur catlever . Avec les étapes de déclaration des données suivant le cas du calcul statique, et le calcul dynamique.

Le logiciel GEO5 est un outil très impressionnant dans le calcul et l'analyse des structures géotechnique.

Chapitre IV

Résultats et discussions

Chapitre IV: Résultats et discussions

IV.1. Introduction:

Dans ce qui suit on va présenté et discuté les résultats de cette étude, suivant le calcul statique et le calcul dynamique.

Le calcul statique se concentre sur l'effet de la saturation du sol remblai, et l'effet de la hauteur du mur de soutènement, sur la stabilité au renversement et au glissement.

Pour le calcul dynamique, on a étudier l'effet de la variation de la saturation du sol remblai, et l'effet de la variation de cohésion du sol remblai sur la stabilité dynamique au renversement et au glissement.

IV.2. Résultat du calcul statique:

Le calcul statique est réalisé en premier lieu, pour un mur cantilever avec une hauteur totale ($H=4m$), avec la variation de la pente de la surface supérieure du sol remblai qui varie entre 0° et 20° . Cela pour le cas d'un sol en remblai non saturé, et le cas saturé.

IV.2.1. Effet de la saturation:

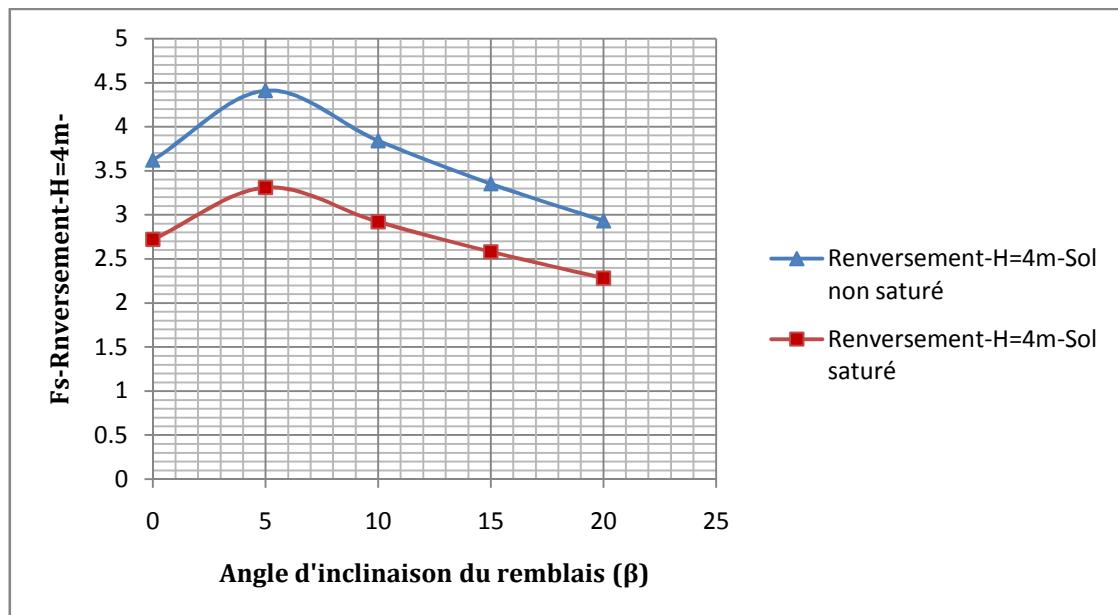


Figure IV.1: Variation de F_s au renversement, remblais saturé par rapport à l'angle β , avec $H=4m$

Dans les figures 1 et 2 nous avons étudié l'effet de la variation de l'angle β pour la même hauteur du mur ($H=4m$), sur le coefficient de sécurité au renversement et au glissement, avec un sol en remblai non saturé et saturé.

En premier lieu en constatent une diminution importante que se soit pour le renversement ou le glissement, entre le cas d'un sol en remblai non saturé et le cas saturé. Pour la variation du coefficient au renversement par rapport à l'angle " β " en remarque ; une légère augmentation entre l'angle ($\beta=0^\circ$) et ($\beta=5^\circ$), puis une diminution de F_s avec l'augmentation de pente de la surface du remblai. La stabilité au renversement est toujours vérifier.

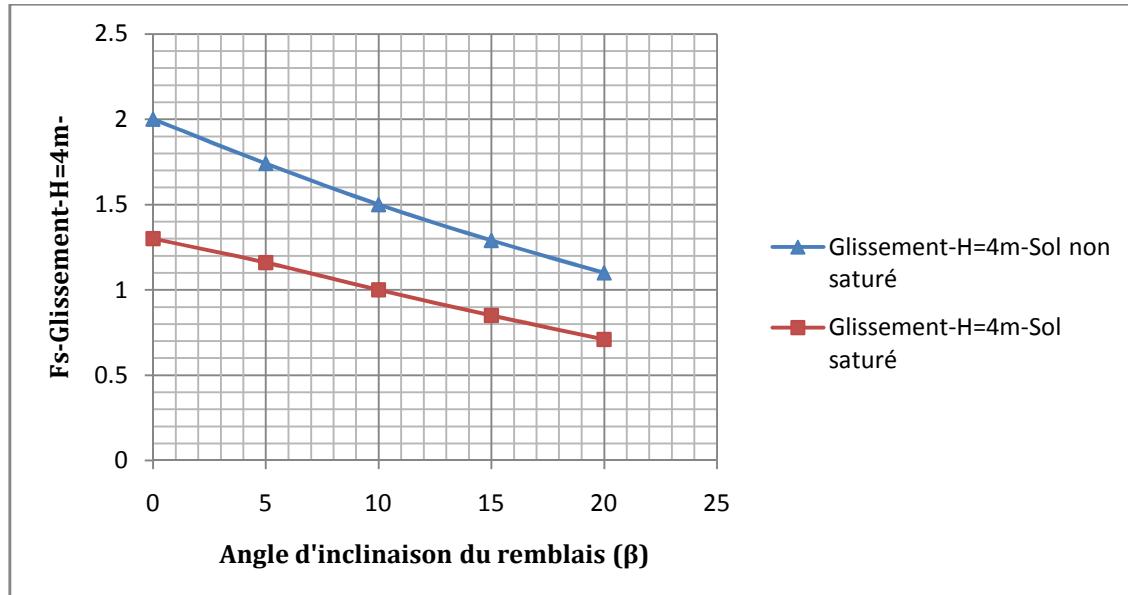


Figure IV.2: Variation de F_s au glissement, remblais saturé par rapport à l'angle β , avec $H=4m$

Pour la variation du coefficient de sécurité au glissement par rapport à " β ", nous constatons une chute dans le F_s au glissement entre le cas non saturé et le cas saturé, et avec l'augmentation de la pente " β ". Le cas non saturé la stabilité au glissement est vérifier jusqu'à l'angle ($\beta=10^\circ$), et dans le cas saturé n'est pas vérifier.

IV.2.2. Effet de la variation de la hauteur du mur:

On deuxième lieu, pour l'étude statique. Le changement se fait sur la hauteur du mur ($H=4m$ et $H=5m$), avec la variation de l'angle β , et cela dans le cas non saturation et saturation du sol remblais.

Dans les figures 3 et 4 de l'étude statique pour le remblai non saturé, On remarque bien qu'il y a une diminution dans coefficient de sécurité au renversement entre la hauteur $H=4m$ et $H=5m$. L'augmentation dans la pente de la surface du remblai engendre une diminution dans F_s au renversement. La stabilité au renversement est toujours vérifier.

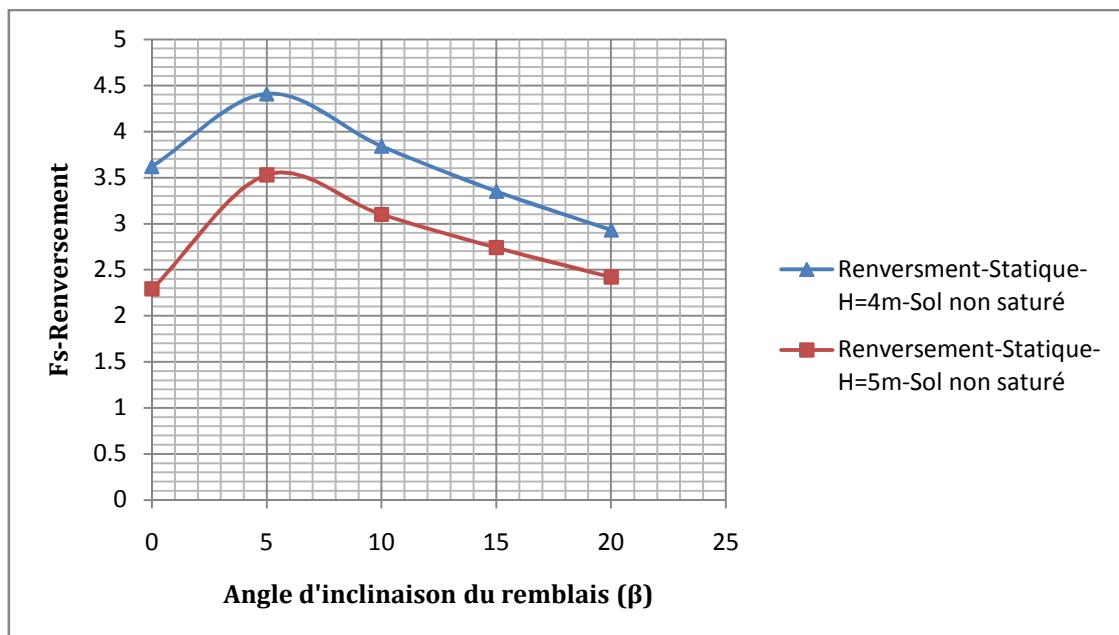


Figure IV.3: Variation de Fs au renversement, pour un remblais non saturé par rapport à l'angle β , avec changement de la hauteur du mur

Les coefficients de sécurités au glissement entre mur de $H=4\text{m}$ et $H=5\text{m}$ sont proches, et diminution est toujours constater avec l'augmentation de l'angle " β ". La stabilité au glissement est vérifier jusqu'a l'angle $\beta=10^\circ$.

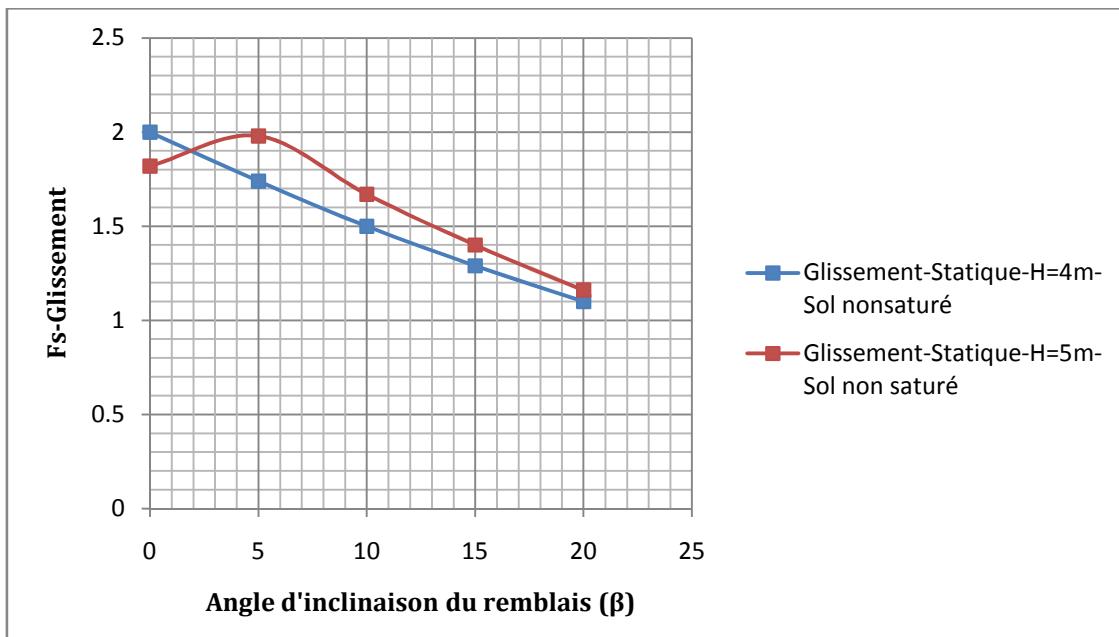


Figure IV.4: Variation de Fs au glissement, pour un remblais non saturé par rapport à l'angle β , avec changement de la hauteur du mur

Dans la figure 5 et 6 de l'étude statique pour le remblai saturé, On plus des remarque dans les figures 3 et 4 nous signalons qu'il y a une diminution significatif dans les coefficient de sécurité au renversement et au glissement pour le sol saturé.

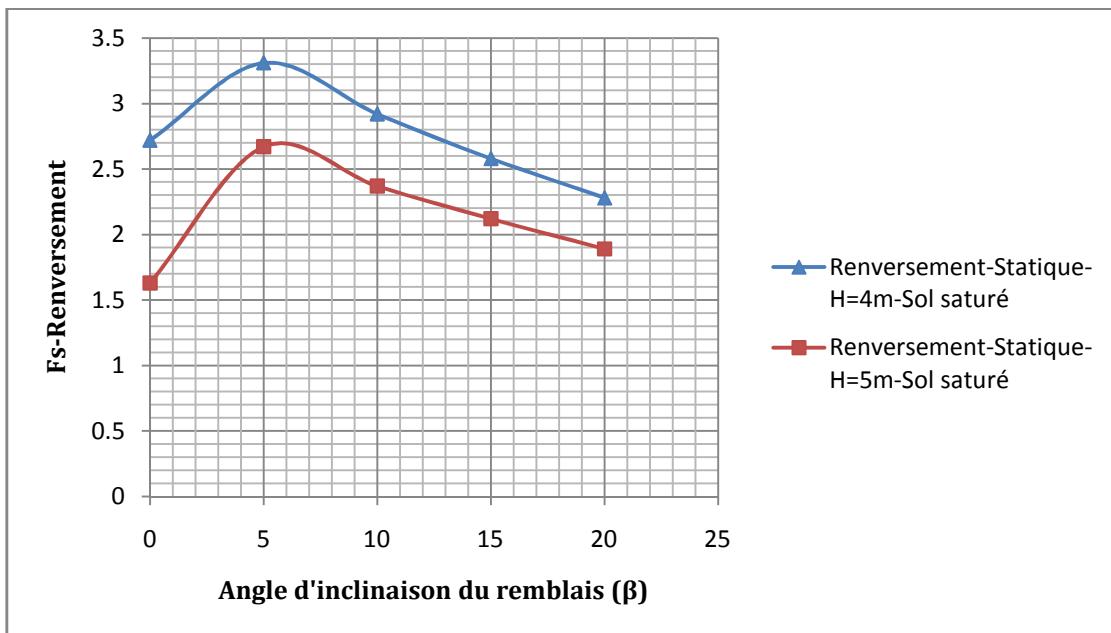


Figure IV.5: Variation de F_s au renversement, pour un remblai saturé par rapport à l'angle β , avec changement de la hauteur du mur

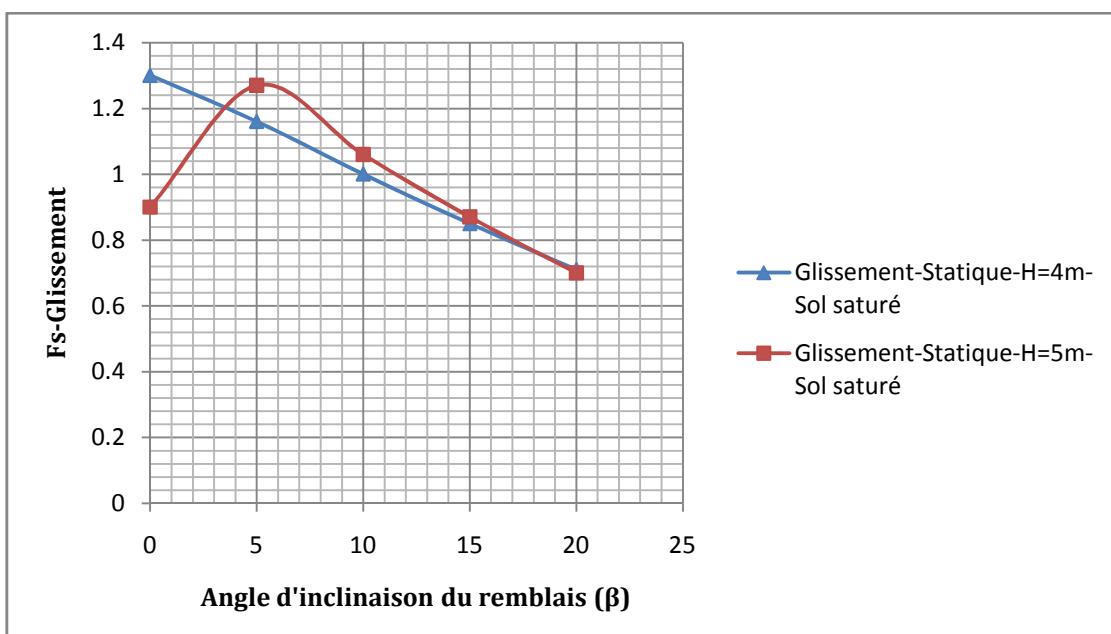


Figure IV.6: Variation de F_s au glissement, pour un remblai saturé par rapport à l'angle β , avec changement de la hauteur du mur

La remarque majeur constater pour les deux figures ci dessus, c'est la stabilité au renversement est vérifier, la stabilité au glissement est non vérifier.

IV.3. Résultats du calcul dynamique:

Pour le calcul de la stabilité sismique les coefficients de sécurité adoptés sont:

La stabilité au glissement sous la fondation du mur est vérifiée en tenant compte de l'application à la résistance ultime au glissement d'un coefficient de sécurité de **1,2**.

La stabilité au renversement du mur autour de l'arête aval de la semelle sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de **1,3**.

Dans ce qui suit, l'étude de la stabilité externe dynamique pour les différentes zones sismiques suivant le règlement parasismique Algérien (RPA v2003).

IV.3.1. Effet de la saturation:

La figure 7 et 8 présentent l'étude de la stabilité au renversement dynamique pour un sol de remblai non saturé et saturé, et cela pour les différentes zone sismique sur le mur cantilever de hauteur $H=4m$.

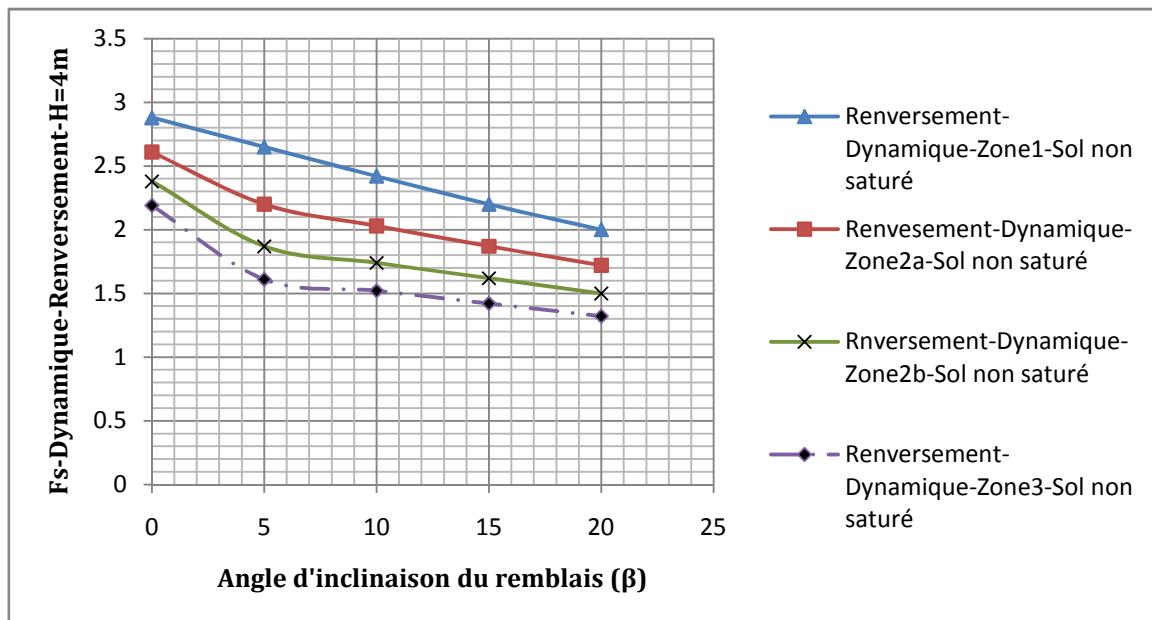


Figure IV.7: Variation de F_s dynamique au renversement par rapport à l'angle β , avec changement de zone sismique, pour remblai non saturé

Pour le remblai non saturé et saturé, on remarque que le F_s au renversement diminue avec l'augmentation de la pente du remblai, et aussi avec le changement de la zone sismique de la plus faible sismicité à la sismicité élevé.

La stabilité au renversement est vérifiée pour les deux cas, avec une légère diminution pour le remblai saturé.

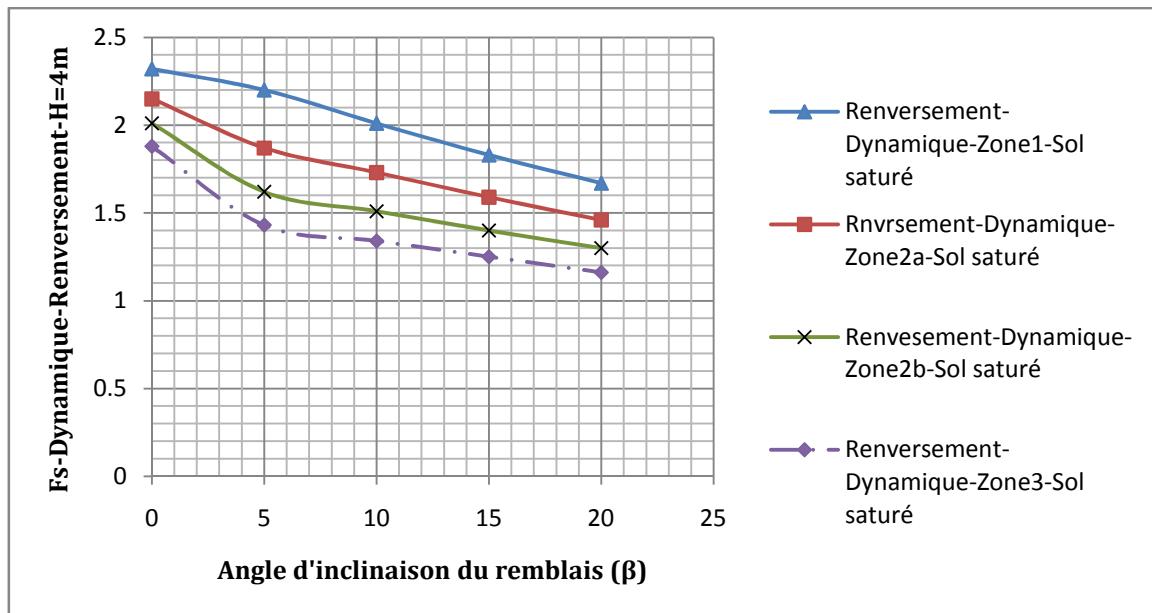


Figure IV.8: Variation de F_s dynamique au renversement par rapport à l'angle β , avec changement de zone sismique, pour remblais saturé

La figure 9 et 10 présente l'étude de la stabilité au glissement dynamique pour un sol de remblai non saturé et saturé, et cela pour les différentes zones sismiques sur le mur cantilever de hauteur $H=4m$.

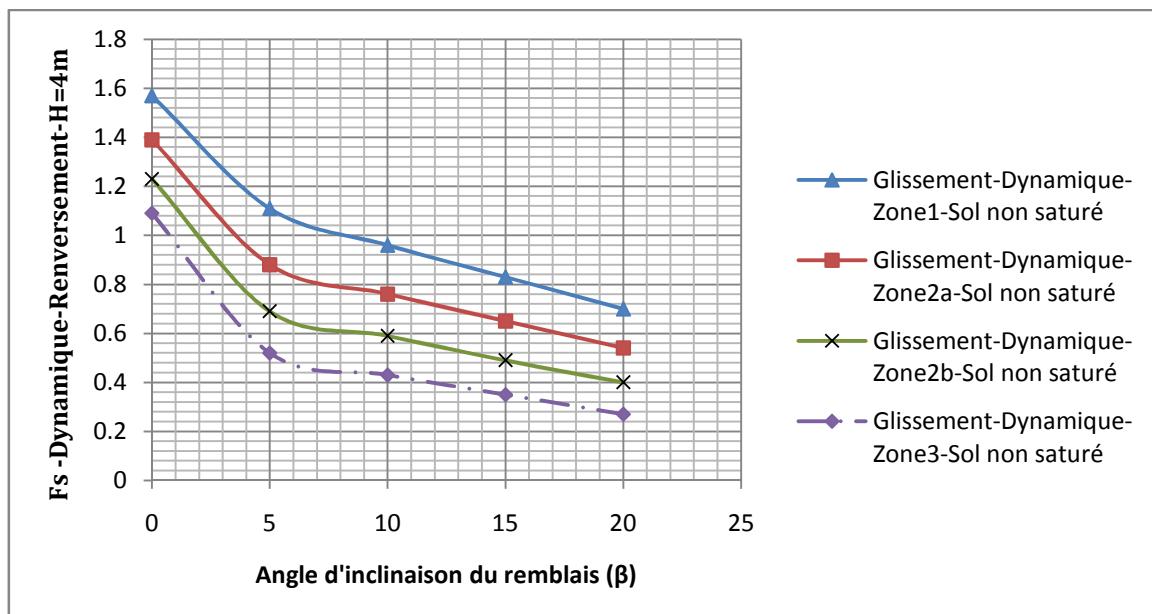


Figure IV.9: Variation de F_s dynamique au glissement par rapport à l'angle β , avec changement de zone sismique, pour remblais non saturé

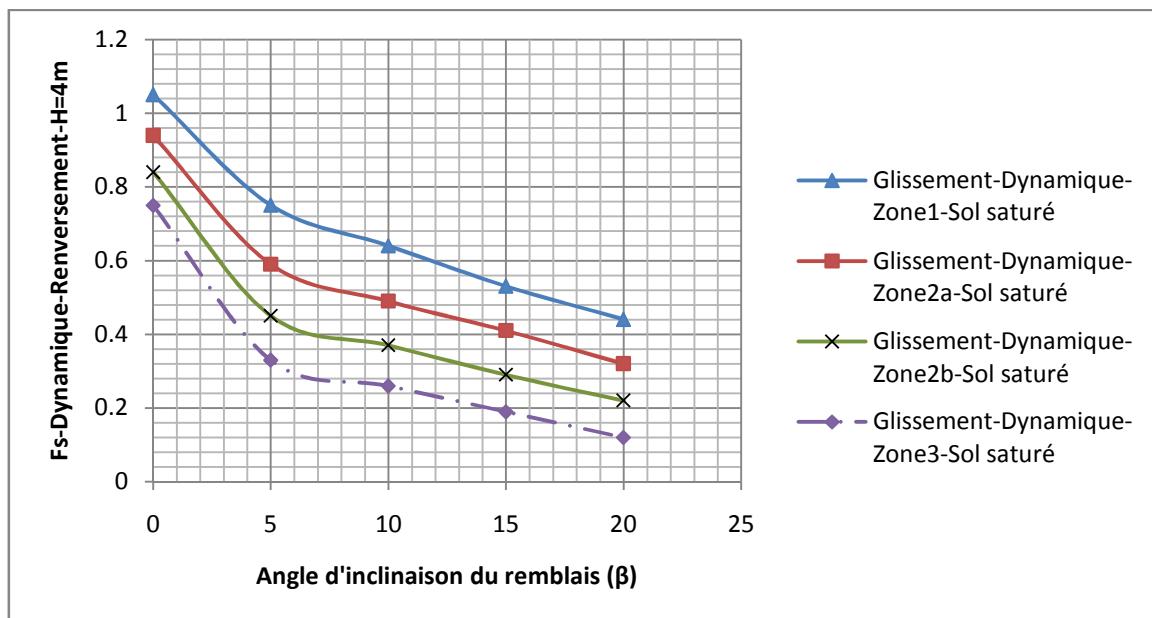


Figure IV.10: Variation de F_s dynamique au glissement par rapport à l'angle β , avec changement de zone sismique, pour remblai saturé

Dans le cas de la stabilité au glissement, pour le remblai non saturé et saturé, on remarque que le F_s au glissement diminue avec l'augmentation de la pente du remblai, et aussi avec le changement de la zone sismique de la plus faible sismicité à la sismicité élevé.

La stabilité au glissement n'est pas vérifier pour les deux cas, sauf pour les zone 1, 2a,2b avec un remblai non saturé et $\beta=0^\circ$.

IV.3.2. Effet de la variation de la cohésion du sol:

La deuxième partie du calcul dynamique, présente l'effet de la cohésion du sol du remblai su la stabilité au renversement et au glissement. Le calcul est effectue pour un angle de pente $\beta=0^\circ$ et 20° seulement avec le cas non saturé et saturé.

La figure 11, 12, 13 et 14, présentent l'étude de la stabilité au renversement dynamique par rapport à la variation de la cohésion non drainé, avec un sol de remblai non saturé et saturé. nous constatons une augmentation significatif dans le coefficient de sécurité au renversement avec l'augmentation de la cohésion non drainé du sol.

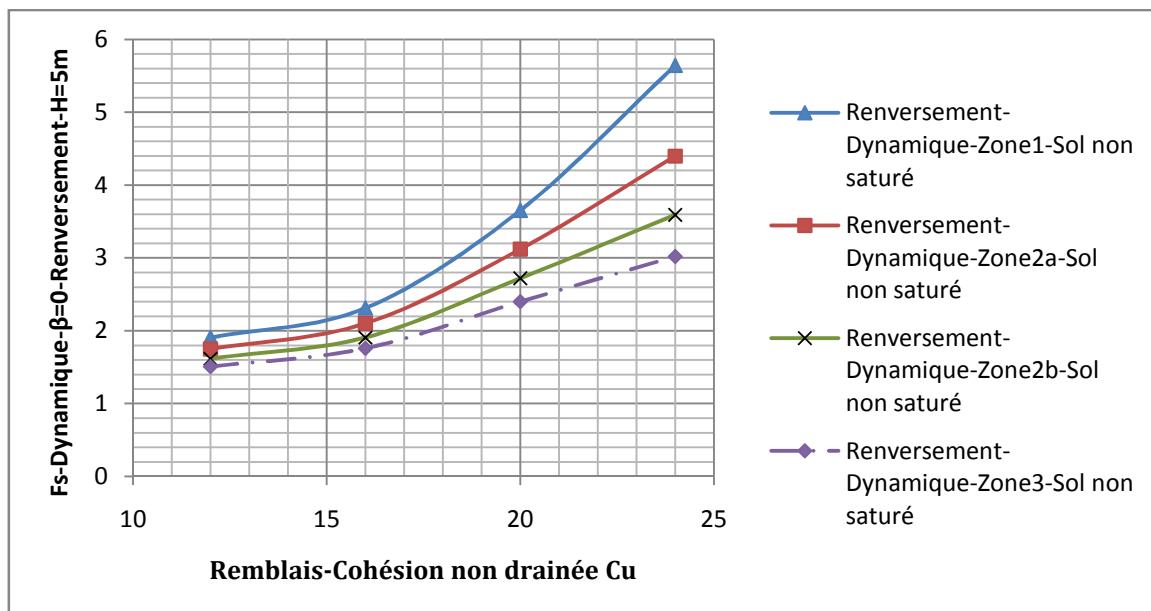


Figure IV.11: Variation de F_s dynamique au renversement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=0^\circ$, pour un remblais non saturé

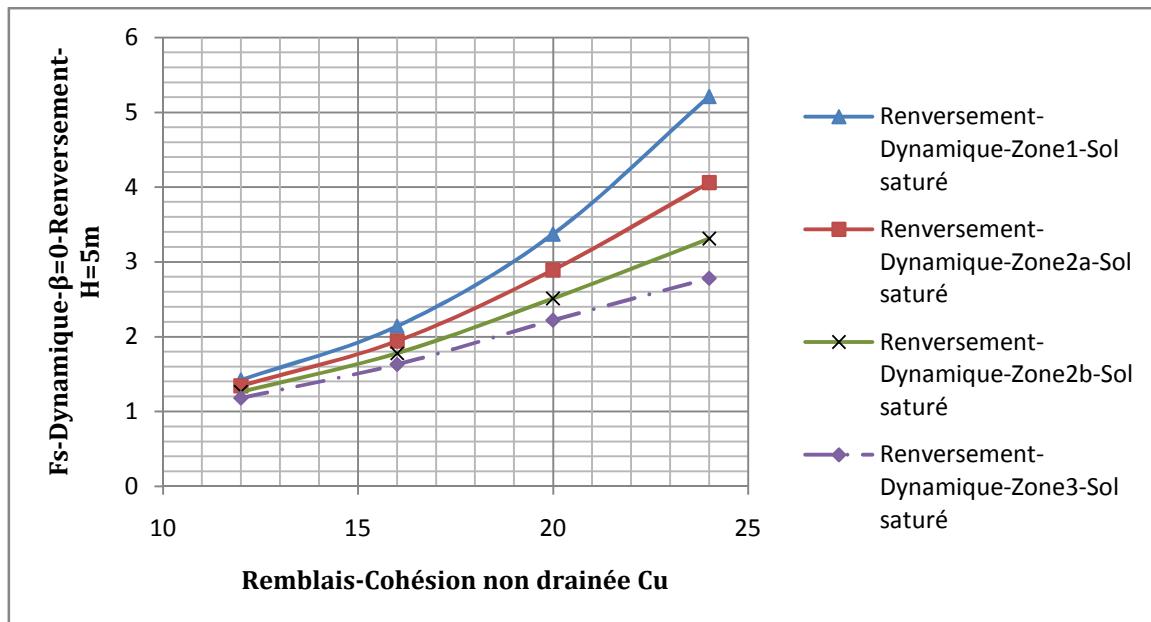


Figure IV.12: Variation de F_s dynamique au renversement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=0^\circ$, pour un remblais saturé

La stabilité au renversement est vérifiée pour un remblai saturé et non saturé, avec l'angle de pente $\beta=0^\circ$ et 20° , et cela à partir de la cohésion non drainée 16kPa pour toutes les zones sismiques.

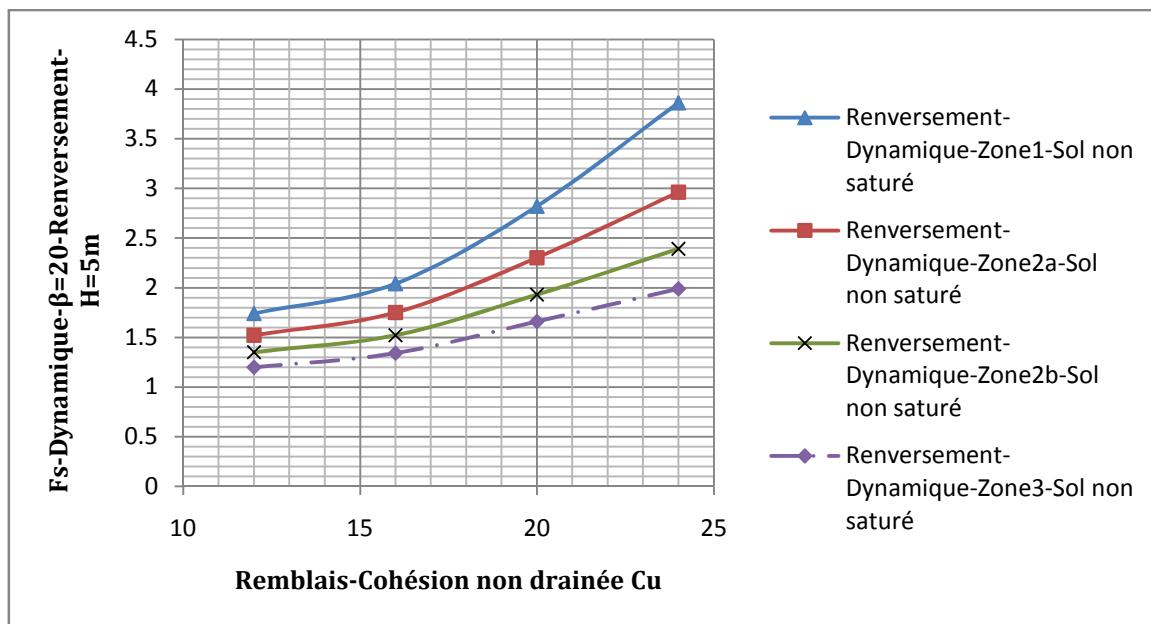


Figure IV.13: Variation de F_s dynamique au renversement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=20^\circ$, pour un remblai non saturé

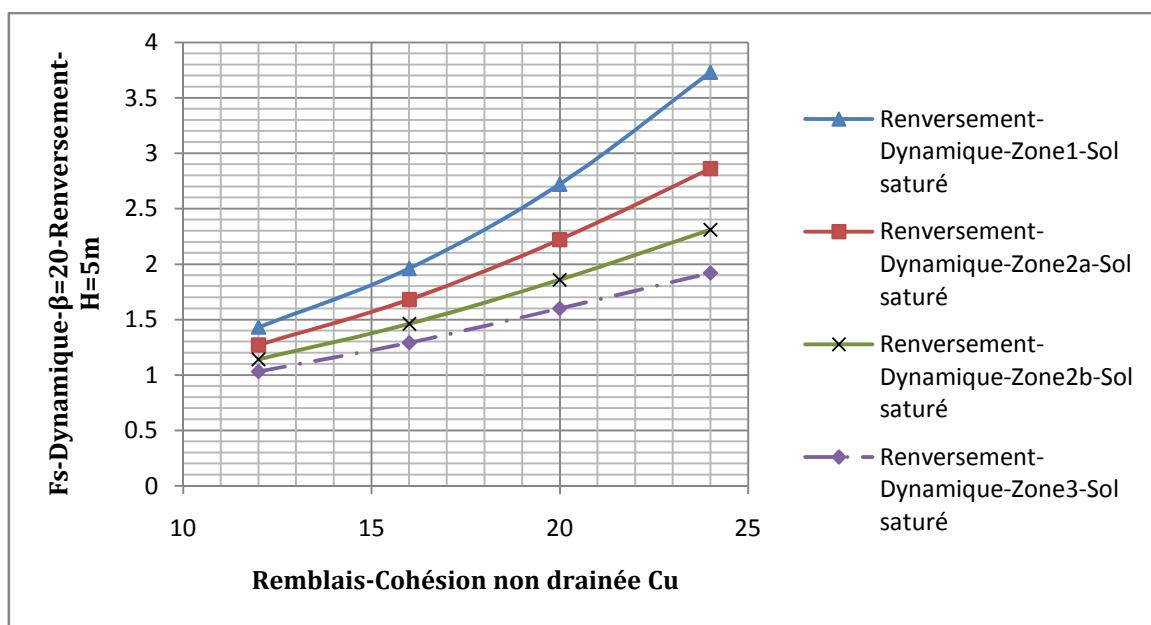


Figure IV.14: Variation de F_s dynamique au renversement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=20^\circ$, pour un remblai saturé

La figure 15, 16, 17 et 18, présentent l'étude de la stabilité au glissement dynamique par rapport à la variation de la cohésion non drainé, avec un sol de remblai non saturé et saturé. Nous constatons une augmentation significative dans le coefficient de sécurité au glissement avec l'augmentation de la cohésion non drainé du sol.

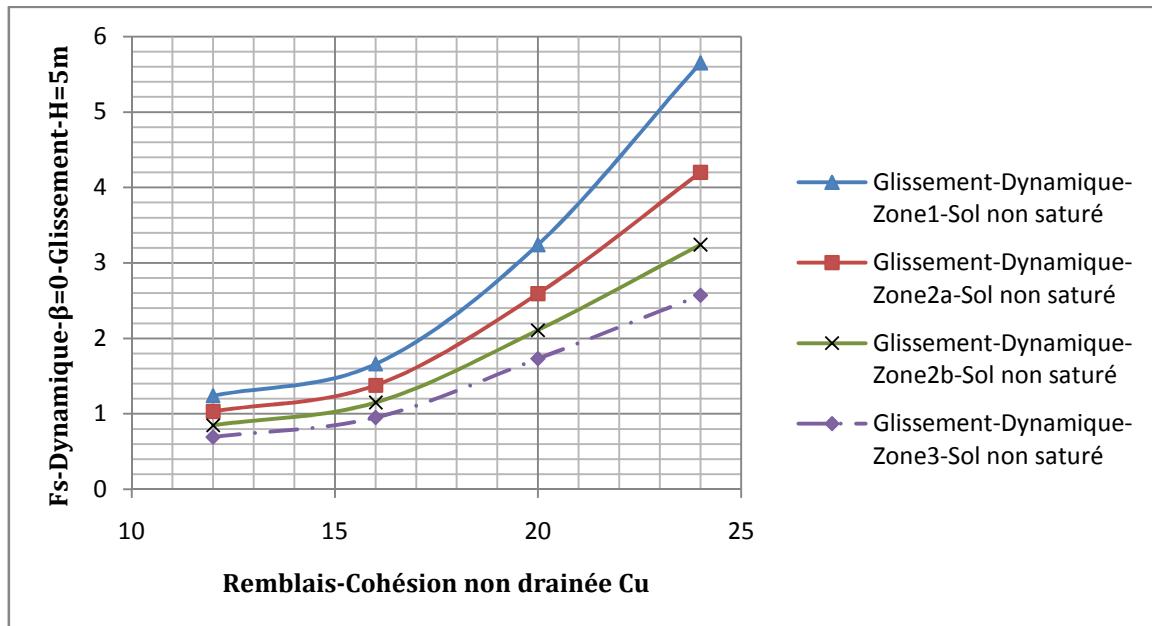


Figure IV.15: Variation de F_s dynamique au glissement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=0^\circ$, pour un remblai non saturé

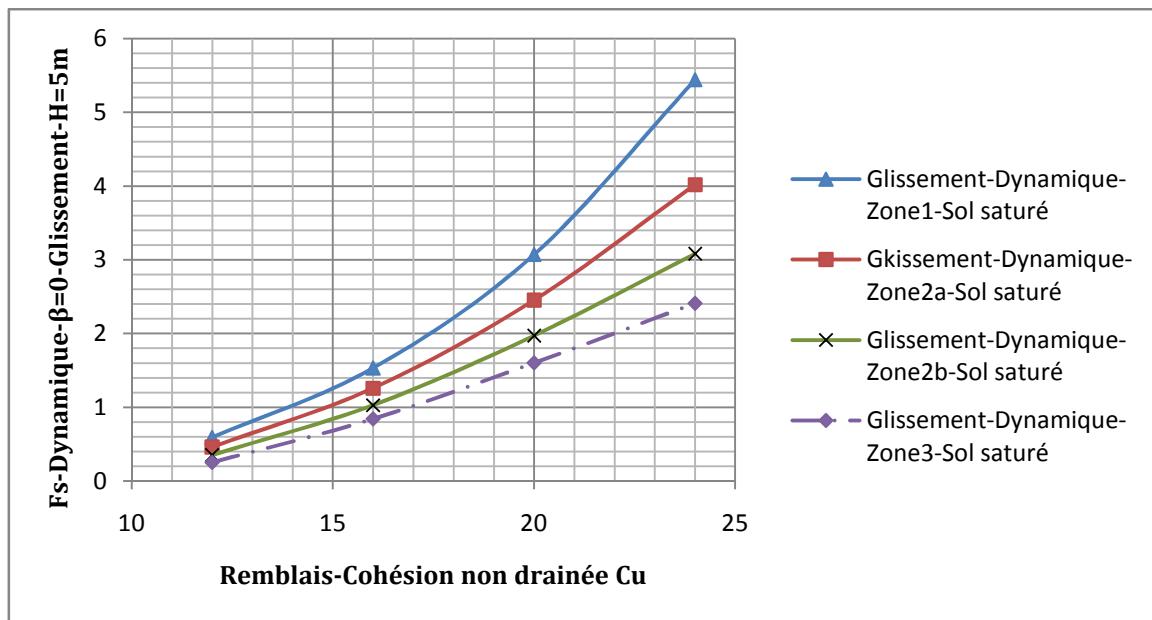


Figure IV.16: Variation de F_s dynamique au glissement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=0^\circ$, pour un remblai saturé

La stabilité au glissement est vérifier pour remblai non saturé et saturé avec l'angle $\beta=0^\circ$, pour la totalité des zones sismiques à partir de la cohésion non drainé 19 kPa.

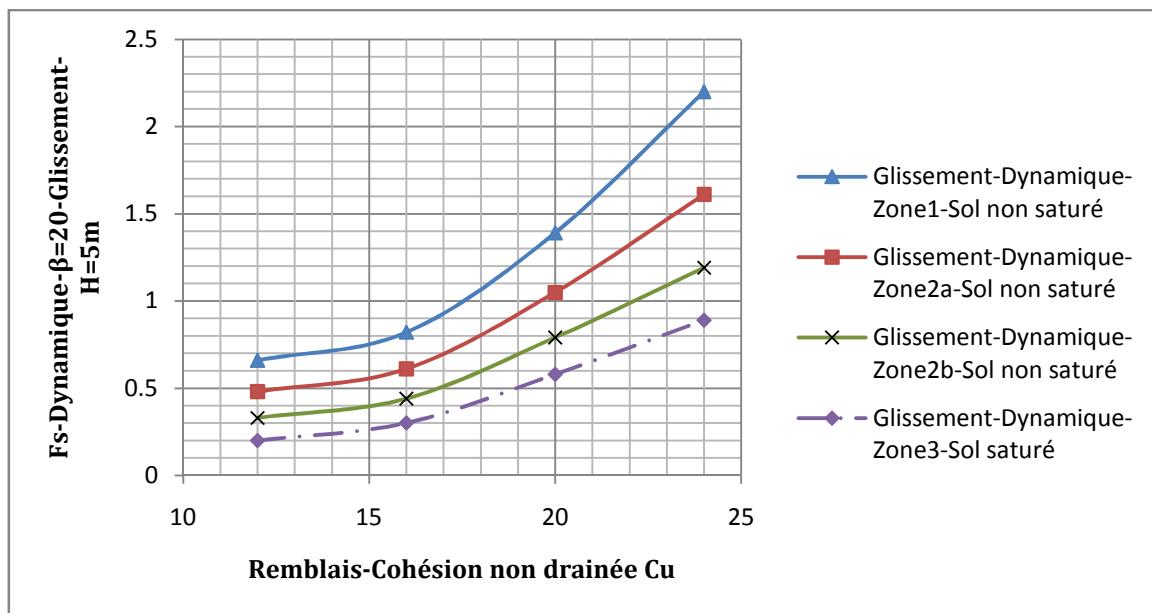


Figure IV.17: Variation de F_s dynamique au glissement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=20^\circ$, pour un remblai non saturé

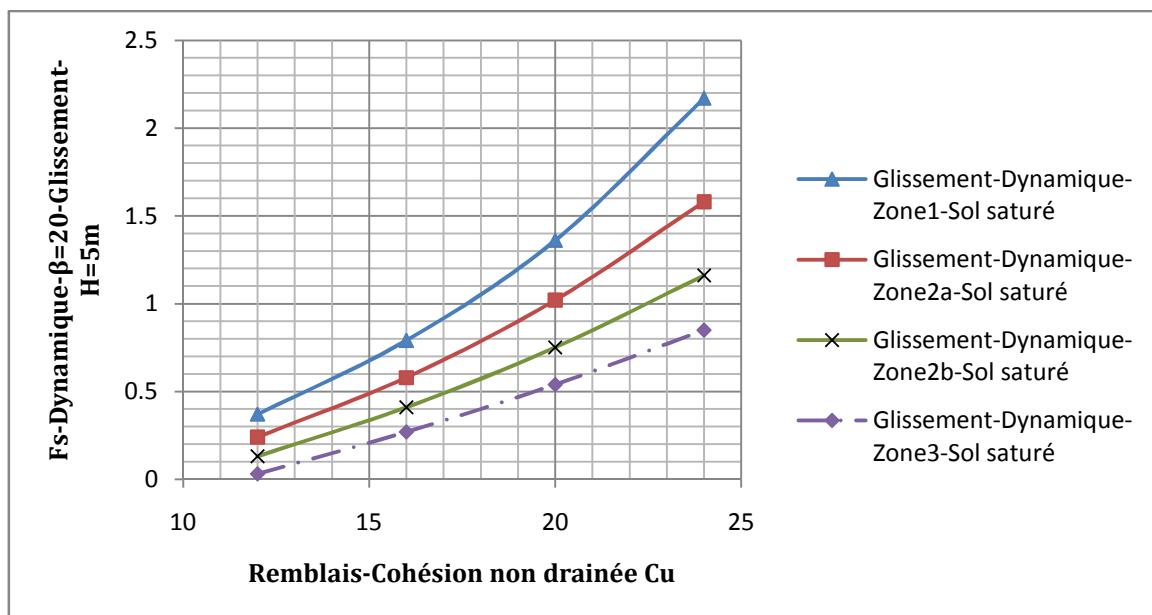


Figure IV.18: Variation de F_s dynamique au glissement par rapport à la cohésion non drainée, avec changement de zone sismique et l'angle $\beta=20^\circ$, pour un remblai saturé

La stabilité au glissement pour les remblais saturé et non saturé avec un angle $\beta=20^\circ$, n'est pas vérifier pour la majorité des zone sismique, jusqu'a la cohésion non drainé 22 kPa la stabilité est vérifier pour la zone 1 et 2a.

IV.4. Conclusion:

D'après les résultats obtenus dans la présente étude, on remarque que :

Dans le cas statique, l'état hydrique du sol et la hauteur du mur cantilever influence la stabilité au glissement et au renversement du mur de soutènement.

Les séismes influence beaucoup la stabilité externe des murs de soutènement cantilever.

- Les facteurs de sécurités en glissement et en renversement dans l'étude dynamique sont diminués c-a-d- une augmentation des déplacements horizontaux du mur de soutènement, et cela par rapport à l'étude statique.
- La saturation du remblai de sol en amont du mur de soutènement diminue la stabilité au glissement et au renversement.
- Les coefficients des sols de sécurité au glissement et au renversement varie avec la variation de la cohésion du sol.

Conclusion Générale

Conclusion Générale et Perspectives

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la recherche , et qui traite un problème très important dans le domaine de Génie civil et précisément le domaine de la géotechnique et qui est l'étude de la stabilité dynamique d'un mur de soutènement en béton armé (cas des sols cohérents en remblais) et spécialement la vérification de leur stabilité vis-à-vis le renversement et le glissement , et d'offrir de nouveaux outils pour le traitement de problèmes pertinents, orientés vers la nouvelle philosophie de conception des structures et des murs de soutènement plus stable vis-à-vis les conditions sismiques .

Dans ce travail, le calcul des pression active est réalisé par la méthode de Coulomb, et le problème d'estimation de la poussée sismique des terres, appliquée sur un mur de soutènement cantilever a été étudié, en utilisant la méthode statique et la méthode dynamique pseudo-statique par la méthode de Mononobe-Okabe.

Selon les résultats présentés dans ce mémoire, nous pouvons dresser un bilan des points que nous avons établis et qui nous paraissent importants:

La bonne conception des murs de soutènement constitue un des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en génie civil. Ces murs sont généralement dimensionnés pour maintenir les remblais et les surcharges dans le cas statique et même s'il existe une sollicitation sismique ;

Les murs de soutènement ne doivent pas être réalisés à la légère : les contraintes qui s'exercent sur les murs de soutènement sont très importantes, et tout particulièrement lorsqu'il s'agit de retenir du remblai sol cohérent sous sollicitation sismique. La mauvaise conception du mur de soutènement se soldent par une sanction sans appel ; fissuration dans le meilleur des cas, effondrement dans le pire.

Même sous des conditions statiques, la prédition des forces réelles des murs de soutènement est un problème compliqué d'interaction sol-structure. L'approche classique basée sur la théorie de Coulomb consiste à estimer les forces agissant sur un mur et puis à la conception de ce mur pour résister à ces forces avec un facteur de sécurité suffisamment élevé pour produire acceptablement des petites déformations.

L'utilisation de la méthode pseudo statique de Mononob-Okab est facile par rapport aux autres méthodes de calcul dynamique des pressions passives et actives pour vérifier la stabilité d'un mur de soutènement contre le renversement, le glissement et le poinçonnement.

Les sols cohérent ont toujours une faible perméabilité, ce qui engendre un drainage très lent de l'eau interstitielle, qui va provoqué un gonflement du sol, se qui va doublé les force de poussée sur les écrans de soutènement. En plus les écrans de hauteur modérée, une faible modification de la valeur de la cohésion a des conséquences considérables sur le coefficient de sécurité.

Comme tous les produits universellement utilisés, GEO5 représente un outil facile d'utilisation, il permet l'analyse de problèmes géotechniques. Il se caractérise notamment par les fonctions les plus importantes comme la forme du mur est le type de chargement. Grâce à cette fonctionnalité GEO 5, il est possible de changer la géométrie et la configuration de chargement en désactivant ou réactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure créés lors de la définition du modèle géométrique. La construction par étapes permet de donner une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement.

❖ Perspectives

Enfin, ce travail n'est que le début vers d'autres études plus approfondies et détaillées. Il serait très intéressant d'introduire d'autres complexités et paramètre , et comparaison avec d'autre méthodes pseudo-statique comme la méthode de Méthode de Richards & Elms.

Comparer les résultats des études par les méthodes pseudo-statiques et les méthodes pseudo-dynamiques. Approfondir l'interprétation des résultats en validation avec des modélisations numériques par la méthode des éléments finis (Plaxis, Ansys,...).

Références Bibliographiques

REFERENCES DU CHAPITRE 1 :

- [1] : *Delahaye, E., Haïun, G., & MILLAN, A. (1998). "Les ouvrages de soutènement-Guide de conception générale".*
- [2] : "Cours Géotechnique", Chapitre14/Cnam – Paris C. Plumelle2002.
- [3] : *Jacky. J. (1944) "the coefficient of earth pressure at rest", J. Soc. Hungarian Architects Eng., 7, 355-358.*
- [4] : <http://thesis.univ-biskra.dz/1106/4/CHAPITRE%2002.pdf>
- [5] : *Lego, A., & Tech, M. (2015). "Seismic Design of Earth Retaining Structures. Encyclopedia of Earthquake Engineering", Springer Berlin Heidelberg, 2767-2780.*
- [6] : *Kramer.S.L (1996), "Geotechnical earthquake engineering", Prentice-Hall, Civil Engineering and Engineering Mechanics series.*
- [7] : *Rankine W. (1857). "On the stability of loose earth", Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol.147*
- [8] : *IMENE, D. Contribution à l'analyse du comportement d'un mur de soutènement sous chargement sismique (Doctoral dissertation, UNIVERSITE DE MOHAMED BOUDIAF M'SILA FACULTE DE TECHNOLOGIE).*
- [9] : *Chaffai kamila, k. a. (2017). calcul des ecrans de soutenement ancrés..*
- [10] : *Chaima, B. E. C. H. A. Etude numérique de l'effet d'une surcharge filante sur le comportement d'un mur de soutènement.*
- [11] *Caquot, A., & kérisel, J. (1948). "table de poussée et de butée".Gauthier-Villars ;paris .*
- [12] : *Okabe S. (1926). "General theory of earth pressure", Journal of Japanese Society of Civil Engineering, Vol. 12, No. 1*
- [13] : *Mononobe N., Matsuo H. (1929)."On the determination of earth pressures during earthquakes", Proc. World Engineering Conférence, Vol. 9, pp. 176*
- [14] : *TOUIL.B ,(2023 -2024).Murs de soutènement :Cours dynamique des ouvrages géotechnique .*
- [15] : *Seed. H. B and Whitman. R. V(1970), "Retaining structures for dynamic loads", Proc. ASCE Specialty Conf. of Lateral Stresses in the Ground and the Design of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, pp. 103–147.*

- [16] : *Ebeling, R et Morisson , E. (1992). "The seismic design of waterfront retaining structures", Report ITL-92-11, Us Army corps of engineers, pp.330 .*
- [17] : *Westergard ,H.M.(1931) . " Water pressure on dams during earthquakes ", transactions of ASCE , paper No . 1835.PP.418 -433*
- [18] : *BOUAFIA, Ali, (2018) "Calcul des ouvrages géotechniques Problèmes résolus "Polycopié, Université Saâd Dahlab de Blida .*
- [19] : *Franklin.A.G and Chang.F.K (1977), "Permanent displacements of earth embankments by Newmark sliding block analysis", Report5 Miscellaneous Paper S71-17, U.S Army corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.*
- [20] : *Richard, R., and Elms, D.G (1979). "Seismic behavior of gravity retaining walls" J.Geotec Engrg., ASCE, 105 (GT4).*
- [21] : *Schlosser, F et Dormieux, L. (1986). Talus et soutènement en dynamique des sols, compte rendu des journées communes.*
- [22] : *Steedman R.S., Zeng X. (1990). "the influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall,Geotechnique,40 (1),103-112 .*
- [23] : *Choudhury.D and Nimbalkar.S (2005), "Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method", Geotechnique 55, No. 9, 699-702.*
- [24] : *Nimbalkar.S and Choudhury.D (2008), "Computation of Point of Application of Seismic Passive Resistance by Pseudo-dynamic Method", Research Online is the open access institutional repository for the university of Wollongong .*

REFERENCES DU CHAPITRE 2 :

- [1] : *Bekkouche, A ., Djedid, A ., Benyelles, Z . (1998). Introduction à la mécanique des sols,Tome1 , université Abou Bekr Belkaid , Tlemcen.*
- [2] : *Bourouaiah, W., & Khalfallah, S. R. (2019). Influence de la nature des sols sur la réponse dynamique des structures (Doctoral dissertation).*
- [3] : *Berthaud, Y., de Buhan, P., & Schmitt, N. (2013). Aide-mémoire de mécanique des sols-2e édition.-Aspects mécaniques des sols et des structures. Dunod.*
- [4] : *Lyamine, B. R. I. K. I. (2004). Analyse Elasto-Plastique des Plaques Mince et Epaisse par Elements Finis. Elasto-Plastic Analysis of Thin and Thick Plates by Finite Elements), PhD Thesis, Université de Annaba .*
- [5] : *Bdirina, K (2019) . Analyse du comportement élastoplastique des structures par éléments finis 2D membranaires , université Mohamed Khider de Biskra .*

- [6] : Saadoun, D. (1993). *Etude des champs de déformation élasto-plastique et élasto-viscoplastique en fond d'entaille* (Doctoral dissertation, Alger, Ecole Nationale Polytechnique).
- [7] : Hicher, P. Y., & Shao, J. F. (2002). *Elastoplastique des sols et des roches –Modèles des comportements des sols et des roches1*. Paris,
- [8] : Coquillay, S. (2005). *Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques* (Doctoral dissertation, Ecole des Ponts Paris Tech).
- [9] : Lee Y.L. (1994), *Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 310 pages
- [10] : Chris R.I. Clayton, Rick I. Woods ,Andrew J. Bond ,Jarbas Milititsky,(2013) ;EARTH PRESSURE and EARTH-RETAINING STRUCTURES , Third Edition; CRC Press, Taylor & Francis Group
- [11] : From Clayton, C. et al.(1993), *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*, Second Edition, Taylor & Francis, New York

