



Université Mohamed khider –Biskra

Faculté d'Architecture, de l'Urbanisme, de Génie Civil et de l'Hydraulique

Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Génie civile

Spécialité : Géotechnique

Réf. :

Présenté et soutenu par :

Hamza wissam

Etude numérique des ouvrages de soutènement

Encadreur : Dr. Benmeddour Djamel

Année universitaire : 2024 - 2025



Pour ma mère



Remerciements

Tout d'abord, je remercie ALLAH de m'avoir donné la force, la patience et la persévérance qui m'ont permis de réaliser ce travail.

*J'adresse mes sincères remerciements et ma gratitude au **Dr. BENMEDDOUR Djamel**, mon encadreur, pour son soutien, ses conseils et son suivi permanent tout au long de la réalisation de ce mémoire.*

Je remercie également tous les membres du Jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail et pour avoir accepté de faire partie du jury de discussion.

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à ma famille, en particulier à mes chers parents, notamment à ma mère qui a été mon plus grand soutien et mon plus grand supporter tout au long de ma vie, ainsi qu'à mes frères « **Sami, Islam, Houssam et Saïf** ». Pour leur soutien constant, et ma cousine « **Youssra** » qui m'a beaucoup soutenue dans ma carrière universitaire.*

*J'aimerais également remercier mes meilleures amies « **Khaoula, Dina, Mina, Aya et Imane** », pour leur aide, leur soutien et leur amour.*

Enfin, Je remercie également tous mes professeurs et collègues du département de génie civil de l'université de Biskra.



Résumé

Les murs de soutènement constituent des solutions techniques essentielles pour soutenir et stabiliser les sols. Ils sont particulièrement utiles dans les zones à forte pente ou les terrains instables risquant de glisser ou de s'effondrer. Cette étude se concentre sur l'analyse des pressions latérales exercées par les sols, notamment les pressions passives, ainsi que sur l'évaluation des déplacements, afin d'assurer une performance structurelle optimale.

Notre objectif est de calculer numériquement les coefficients de résistance passive des sols et de les comparer aux résultats obtenus ultérieurement.

Les coefficients de butée calculés dans le cadre de la présente étude ont été comparés à ceux de Soubra et Macuh (2002). Nous avons enregistré une bonne concordance entre ces valeurs.

Le mémoire s'appuie sur des calculs précis réalisés à l'aide de logiciels avancés tels que FLAC 2D, permettant de simuler avec précision l'interaction entre les murs de soutènement et les sols dans différentes conditions.

Mots clés : les murs de soutènement, pressions passives, FLAC2D, la stabilité des murs, étude numérique

التلخيص

تعد الجدران الاستنادية من الحلول التقنية الأساسية لتدعيم التربة وتثبيتها، خاصة في المناطق ذات الانحدارات الشديدة أو الأراضي غير المستقرة المعرضة لخطر الانزلاق أو الانهيار.

تركز هذه الدراسة على تحليل الضغوط الجانبية التي تمارسها التربة، مع اهتمام خاص بالضغوط السلبية، إضافة إلى تقييم الإزاحات بهدف ضمان كفاءة الأداء الإنشائي. يتمثل الهدف الرئيسي في هذه الدراسة في الحساب العددي لمعاملات المقاومة السلبية للتربة، ومقارنتها بالنتائج المرجعية المتوفرة سابقاً.

وقد أظهرت المقارنة بين القيم المستخلصة في هذه الدراسة وتلك التي قدمها سوبرا وماكو (2002) توافقاً جيداً، مما يعزز موثوقية النتائج. تعتمد هذه المذكرة على حسابات دقيقة أجريت باستخدام برامج متقدمة مثل برنامج "فلاك"، الذي يتيح محاكاة دقيقة للتفاعل بين الجدران الاستنادية والتربة تحت ظروف متنوعة.

الكلمات المفتاحية

الجدران الاستنادية، الضغوط السلبية، برنامج فلاك، ثبات الجدار، دراسة عددية

Abstract

Retaining walls are essential for supporting and stabilizing soil. They are particularly useful in areas with steep slopes or unstable ground that is at risk of sliding or collapsing. This study focuses on analyzing lateral pressures, particularly passive pressures, exerted by soils, as well as evaluating displacements to ensure optimum structural performance.

The aim is to calculate passive soil resistance coefficients numerically and compare them with subsequent results.

The abutment coefficients calculated in this study were compared with those of Soubra and Machu (2002). There was good agreement between these values.

This dissertation is based on precise calculations performed using advanced software, such as FLAC 2D, which enables the accurate simulation of the interaction between retaining walls and soils under different conditions.

Keywords:

Retaining walls, passive pressures, FLAC2D, wall stability, numerical study

Table des matières

Introduction générale

Chapitre01 : synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement

1.1 Introduction	2
1.2 Définition des murs de soutènement	2
1.3 Principe des ouvrages de soutènement	3
1.4 Classification des ouvrages de soutènement.....	3
1.4.1 Selon l'Eurocode7 (2005).....	3
1.4.1.1 Les murs de soutènement.....	3
1.4.1.2 Les écrans de soutènement	4
1.4.1.3 Les murs de soutènement composites	4
1.5 Selon la rigidité	4
1.5.1 Ouvrages Rigides	4
1.5.2 Ouvrages Souples	4
1.6 Type des murs de soutènement.....	5
1.6.1 Mur poids.....	5
1.6.2 Mur en gabions.....	6
1.6.3 Les murs en béton armé	6
1.6.3.1 Murs en « T renversé » classique	6
1.6.3.2 Mur à contreforts	7
1.6.3.3 Murs divers	8
1.7 Type des écrans de soutènement	9
1.7.1 Les rideaux de palplanches	9
1.7.2 Les murs en parois moulées	10
1.8 Les murs de soutènement composites	10
1.8.1 Murs en terre armée avec parement en écailles de béton	10
1.9 Notions de poussée et butée	11
1.9.1 Cas de poussée	11
1.9.2 Cas de butée.....	13
1.9.3 Relation fondamentale entre pressions latérales et déplacements.....	14
1.9.4 Calcul des efforts de poussée ou de butée	15
1.10 Etat d'équilibre limite	15
1.10.1 Etat de repos (état k_0).....	15
1.10.3 Etat limite de butée	17
1.11 Modes de rupture des ouvrages de soutènement	17
1.11.1 Stabilité interne	19

1.11.2 Stabilité externe.....	20
1.11.2.1 Stabilité d'ensemble	20
1.11.2.2 Stabilité au glissement.....	20
1.11.2.3 Stabilité au renversement	21
1.11.2.4 Stabilité au poinçonnement	21
1.12 Méthode de calculs de poussé et de butée.....	22
1.12.1 Méthode d'équilibre limite.....	22
1.12.1.1 Théorie Coulomb.....	22
1.12.1.2 Cas d'une surface horizontale	23
1.12.1.3 Cas d'une surface inclinée	24
1.12.1.4 Cas d'une surcharge uniforme	25
1.12.2 Théorie des lignes de glissement	25
1.12.2.1 Méthode de Rankine	25
1.12.2.2 Méthode de Boussinesq	26
1.12.2.3 Méthode de Sokolovski (1960).....	28
1.12.2 Méthode numériques	30
1.12.2.1 Analyse des éléments finis	30
1.12.2.2 Analyse des différences finies	31
1.13 Conclusion	31

Chapitre 02 : Présentation de programme FLAC

2.1 Introduction	34
2.2 Méthode des différences finies (MDF)	34
2.3 Aperçu sur les techniques de modélisation des ouvrages en géotechnique.....	35
2.4 Présentation des codes FLAC.....	35
2.4.1 Méthodologie de simulation avec FLAC.....	36
2.4.2 Principe de calcul	37
2.4.3 Modèles de comportement de l'interface	37
2.5 Lois de comportement	38
2.5.1 Loi de comportement élastique linéaire isotrope ou loi de Hooke.....	38
2.5.2 Comportement élasto-plastique	40
2.6 Conclusion	41

chapitre 03: Présentation de problème étude	
3.1 Introduction	43
3.2 Présentation du problème	43
3.2.1 Influence de la géométrie du modèle (dimensions du modèle)	43
3.3 Influence du maillage	44
3.4 Procédure de modélisation.....	45
3.5 Résultats et discussions.....	46
3.5.1 Calcul et exploitation des résultats.....	47
3.5.2 Cas de la butée	47
3.6 Présentation et discussions problème de butée	51
3.6.1 Cas d'un sol associé.....	51
3.6.2 Influence de l'angle de frottement d'interface δ	53
3.7 Conclusion	56
Conclusion générale	

Liste des figures

Chapitre01 : synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement

Figure 1- 1: Mur de soutènement.....	6
Figure 1- 2: Exemples des ouvrages souples	7
Figure 1- 3: Exemples des ouvrages rigides	8
Figure 1- 4: Mur en poids	8
Figure 1- 5: Mur en gabions	9
Figure 1- 6: Mur en T renversé classique	9
Figure 1- 7: Diverses dispositions de bûches.	10
Figure 1- 8: Mur à contreforts.....	10
Figure 1- 9 : Mur à contreforts en béton arme.....	11
Figure 1- 10: Les murs divers.....	11
Figure 1- 11: Les rideaux de palplanches	12
Figure 1- 12: Les murs en parois moulées.....	12
Figure 1- 13 : Mur en terre arme	13
Figure 1- 14: Actions sur un mur de soutènement cas de poussée	14
Figure 1- 15: Répartition de la poussée selon le type de déplacement de l'écran.....	15
Figure 1- 16: Actions sur un mur de soutènement cas de butée	16
Figure 1- 17: Relation force-déplacement pour un écran rigide en translation	17
Figure 1- 18: Représentation de coefficient de pression des terres au repos K_0	18
Figure 1- 19: Déplacement de l'écran correspondant à une mise en butée	20
Figure 1- 20: Rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement.	21
Figure 1- 21: Exemples de modes limites pour la rupture des éléments de structure des ouvrages de soutènement, Eurocode 7.....	22
Figure 1- 22: Stabilité interne du mur poids.....	22
Figure 1- 23: Rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement	23
Figure 1- 24: Rupture par translation (glissement).....	23
Figure 1- 25: Rupture par rotation (renversement).....	24
Figure 1- 26: Stabilité au poinçonnement.....	24
Figure 1- 27: Coin de Coulomb.	25
Figure 1- 28: Équilibre du coin coulomb	26
Figure 1- 29: Hypothèses de Coulomb.....	27
Figure 1- 30: Murs de soutènement avec une surcharge uniforme.....	28
Figure 1- 31: Rupture zonale de Rankine.....	29
Figure 1- 32: équilibre Rankine et Boussinesq.....	30

Figure 1- 33: Lignes de glissement, (a) Etat de poussée, (b) Etat de butée.....	31
Figure 1- 34: Lignes caractéristiques des zones de rupture.....	32
Figure 1- 35: Schéma du mécanisme de rupture en cas d'une surface horizontale ($\beta=0$).....	33

Chapitre 02 : Présentation de programme FLAC

Figure2- 1: exemple des modèles étudiés par de FLAC.....	36
Figure2- 2: Séquence de calcul explicite par différences finies, pour un pas de temps Δt ,.....	37
Figure2- 3: Etapes de la création d'une interface par FLAC	38

Chapitre 03: Présentation de problème étude

Figure 3- 1: Géométrie du modèle numérique.....	44
Figure 3- 2: le maillage.....	44
Figure 3- 3: Maillage et conditions aux limites.....	45
Figure 3- 4: Evolution de la force de butée	47
Figure 3- 5: Evolution de la force de butée en fonction du déplacement horizontal du mur.	48
Figure 3- 6: Zones plastifiés dans le massif de sol.....	48
Figure 3- 7: Mécanisme de rupture dans le cas de $\Phi=20$, $\beta=0$, $\delta=0$ (déformation au cisaillement)	49
Figure 3- 8: Evolution de la force de butée	49
Figure 3- 9: Evolution de la force de butée en fonction du déplacement horizontal du mur.	50
Figure 3- 10: Zones plastifiés dans le massif de sol.....	50
Figure 3- 11: Mécanisme de rupture dans le cas de $\varphi=35$, $\beta=0$, $\delta=\varphi$	51
Figure 3- 12: La courbe représente le changement de K_p en termes de φ dans le cas d'un sol associé.....	52
Figure 3- 13: La courbe représente le changement de K_p en termes de φ dans le cas d'un sol non associé.....	52
Figure 3- 14: la comparaison des résultats de coefficient de butée pour le cas d'un sol associé et non associé	53
Figure 3- 15: l'évolution du coefficient de pression latérale active k_p en fonction de l'angle de frottement interne φ	55

Liste des tableaux

Chapitre01 : synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement

Tableau 1- 1: Déplacement du mur nécessaire pour une poussée	14
Tableau 1- 2: Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive	15
Tableau 1- 3: Les valeurs ci-après peuvent être retenues comme ordre de grandeur	19

Chapitre 02 : Présentation de programme FLAC

Tableau 2- 1: Relations entre les paramètres de l'élasticité linéaire isotrope (d'après Leipholz,1974).....	39
Tableau 2- 2: Valeurs du module d'Young et du coefficient de Poisson pour quelques types de sables, d'après Mestat (1993)....	39

Chapitre 03: Présentation de problème étude

Tableau 3- 1: Les caractéristiques géotechniques du sol	46
Tableau 3- 2: les résultats obtenus dans le cadre du programme FLAC 2D	51
Tableau 3- 3: représente les pourcentages.....	53
Tableau 3- 4: Comparaison de K_p obtenu avec les résultats de Soubra et Macuh, et de Benmeddour pour ϕ varie de 20 à 40.....	54

LISTE DES NOTATIONS PRINCIPALES :

K_0 : Coefficient des terres au repos

K_p : Le coefficient des pressions des terres passives

γ : Poids volumique du sol

H : Hauteur verticale d'un ouvrage de soutènement

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

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

δ : Angle d'interface

ψ : Angle de dilatance

ϕ : L'angle de frottement effectif du sol

γ : Poids volumique du sol

ν : Module de Poisson

σ : Contrainte normale

σ_h : la contrainte régnant sur l'écran

σ_r : Contrainte normale radiale

σ_θ : Contrainte normale orthoradial

c : Cohésion du sol

F_{cp} : la force de butée

F_{ca} : la force de poussée

Introduction générale

Les ouvrages de soutènement jouent un rôle fondamental dans les travaux de génie civil et de géotechnique. Ils permettent de stabiliser les terrains en pente, de retenir les terres lors de l'aménagement d'infrastructures (routes, voies ferrées, bâtiments), et de prévenir les glissements de terrain. Le bon dimensionnement de ces structures est essentiel pour assurer la sécurité des personnes et des ouvrages voisins, ainsi que pour garantir la durabilité des aménagements.

Traditionnellement, les méthodes de calcul des ouvrages de soutènement reposent sur des approches analytiques ou semi-empiriques, fondées sur la mécanique des sols classique. Bien que largement utilisées, ces méthodes présentent certaines limites, notamment dans la prise en compte des conditions géotechniques complexes ou du comportement non linéaire des matériaux. L'essor de la modélisation numérique a permis de franchir une nouvelle étape dans la compréhension et l'analyse des phénomènes liés aux soutènements.

Parmi les outils numériques les plus répandus dans le domaine de la géomécanique, le logiciel **FLAC2D** se distingue par sa capacité à simuler le comportement des sols et des structures à l'aide de la méthode des différences finies. Il permet de modéliser des problèmes complexes avec des conditions réalistes et de mieux évaluer la performance des ouvrages de soutènement en conditions réelles.

L'objectif principal de ce mémoire est de réaliser une étude numérique des ouvrages de soutènement à l'aide du logiciel FLAC2D. Pour ce faire, ce travail est structuré comme suit :

- **Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement**

Ce chapitre présente un aperçu général des différents types d'ouvrages de soutènement, leurs fonctions, ainsi que les principales méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres utilisées dans le dimensionnement de ces structures.

- **Chapitre 2 : Présentation du programme FLAC2D**

Ce chapitre décrit le logiciel FLAC2D, ses principes de fonctionnement et ses applications en géotechnique, basées sur la méthode des différences finies.

- **Chapitre 3 : Présentation du problème d'étude**

Ce chapitre expose le cas pratique choisi pour l'étude numérique, incluant les données géotechniques, les conditions aux limites, la géométrie de l'ouvrage, et les objectifs spécifiques de la modélisation.

Chapitre 01 :
Synthèse bibliographique sur les
ouvrages de soutènement

1.1 Introduction :

Les ouvrages de soutènement jouent un rôle essentiel dans la retenue des masses de terre. Ils sont conçus pour créer une différence de niveau entre les terres situées en amont, soutenues par l'ouvrage, et celles situées en aval. Ces structures se distinguent par une grande diversité de conceptions et de modes de fonctionnement, nécessitant des études de stabilité interne adaptées à chaque type. Elles se divisent en deux catégories principales : les murs et les écrans de soutènement.

Les ouvrages de soutènement sont des structures interagissant avec le sol. Le matériau situé derrière le mur (généralement du remblai) exerce des pressions sur celui-ci, tandis que l'ouvrage transmet ces pressions au sol de fondation, engendrant des contraintes et parfois des tassements. Bien que considérés comme secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'art (comme les ponts), ces structures restent complexes et nécessitent une attention particulière, de la conception à la réalisation. Les ouvrages de soutènement peuvent être classés en deux catégories :

- **Les murs de soutènement** : Incluent les murs-poids, les murs en béton armé, les murs à contreforts, les murs en gabions, etc.
- **Les écrans de soutènement** : Comprennent les rideaux de palplanches, les parois moulées en béton dans le sol, les parois préfabriquées, les parois berlinoises, et les blindages de fouilles, etc.

1.2 Définition des murs de soutènement :

Le mur de soutènement est une structure reposant sur une fondation, destinée à maintenir la stabilité d'un massif de sol, ainsi que celle d'un éventuel ouvrage situé au-dessus. On distingue deux types principaux : le mur en déblai, conçu pour retenir un sol excavé, et le mur en remblai, utilisé pour soutenir un sol artificiellement constitué par des couches compactées.

La Figure 1.1 (montre un mur de soutènement pour le centre de proximité pour le stockage intermédiaire des céréales dans la zone d'activité Oumache (devant CCLS) W/Biskra).



Figure 1- 1: Mur de soutènement

1.3 Principe des ouvrages de soutènement :

Les murs de soutènement stabilisent les sols et empêchent leur glissement en résistant aux pressions latérales et en les protégeant de l'érosion. Bien qu'ils soient considérés comme secondaires par rapport aux grandes structures, ils sont essentiels pour assurer la sécurité et la stabilité des terrains.

1.4 Classification des ouvrages de soutènement :

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour prévenir l'éboulement ou le glissement des talus abrupts. Ils sont essentiellement employés :

- **En site montagneux :** Pour protéger les routes contre les risques d'éboulement ou d'avalanches.
- **En site urbain :** Pour optimiser l'espace en réduisant la surface occupée par un talus naturel, facilitant ainsi la construction de routes, bâtiments ou ouvrages d'art.

1.4.1 Selon l'Eurocode7 (2005) :

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement :

1.4.1.1 Les murs de soutènement :

Ces ouvrages comprennent une paroi résistante et une fondation :

- Murs en béton armé (forme en T inversé)
- Murs-poids en béton ou en maçonnerie (pierres, briques)
- Murs végétalisés ou constitués de gabions métalliques

1.4.1.2 Les écrans de soutènement :

Ils sont composés uniquement d'une paroi résistante :

- Rideaux de palplanches métalliques
- Parois moulées en béton armé

1.4.1.3 Les murs de soutènement composites :

- Murs en terre armée avec parement en écailles de béton (Murs de soutènement en géosynthétique).

1.5 Selon la rigidité :

1.5.1 Ouvrages Rigides :

Les murs de soutènement conventionnels sont les structures les plus courantes de ce type. La poussée est portée par le poids de la structure (murs poids) ou par l'encastrement de la structure dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids de la terre contribue à la stabilité de la structure à travers la fondation. (H.Chebira et A.Mekki).

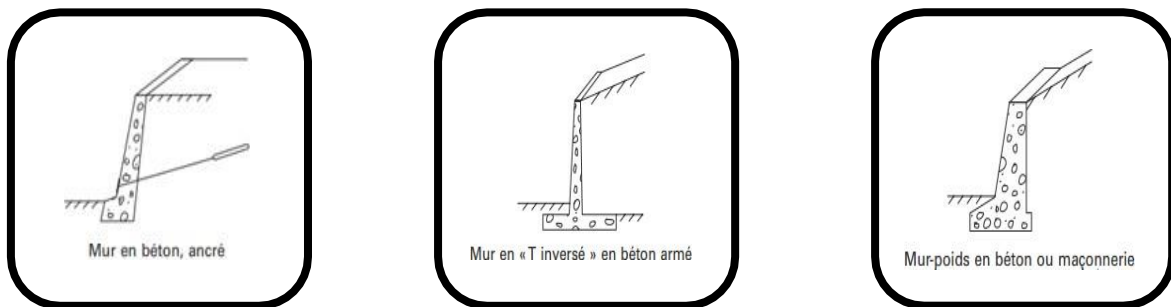


Figure 1- 2: Exemples des ouvrages souples

1.5.2 Ouvrages Souples :

Un représentant structural standard de cette catégorie est un mur de palplanches. Pour ce type de support, la poussée est compensée par l'encastrement de la structure dans le sol ou l'utilisation d'ancrages. (S. Gahmous).

- La diversité des types d'ouvrages de soutènement permet de s'adapter aux différentes contraintes géologiques et aux objectifs des projets d'infrastructure.

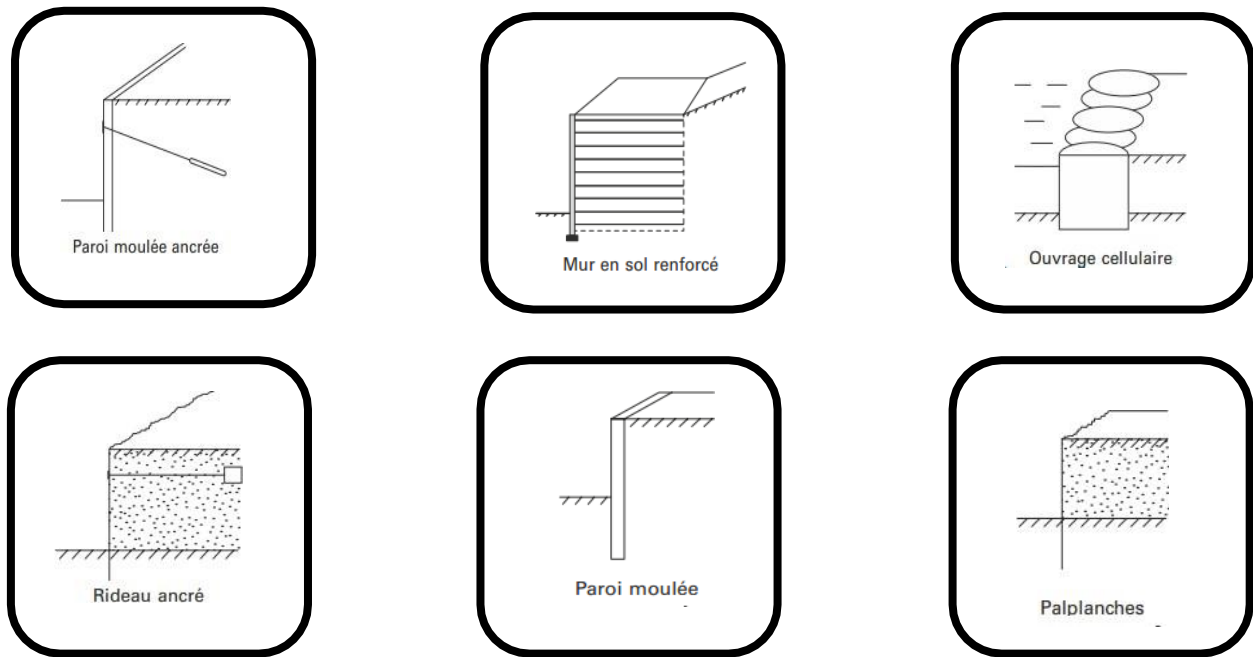


Figure 1- 3: Exemples des ouvrages rigides

1.6 Type des murs de soutènement :

1.6.1 Mur poids :

Est un mur qui repose sur son propre poids pour soutenir le sol derrière lui, généralement fabriqué en béton ou en pierre. Il est utilisé sur des terrains inclinés à faible hauteur et se distingue par son faible coût et sa simplicité.

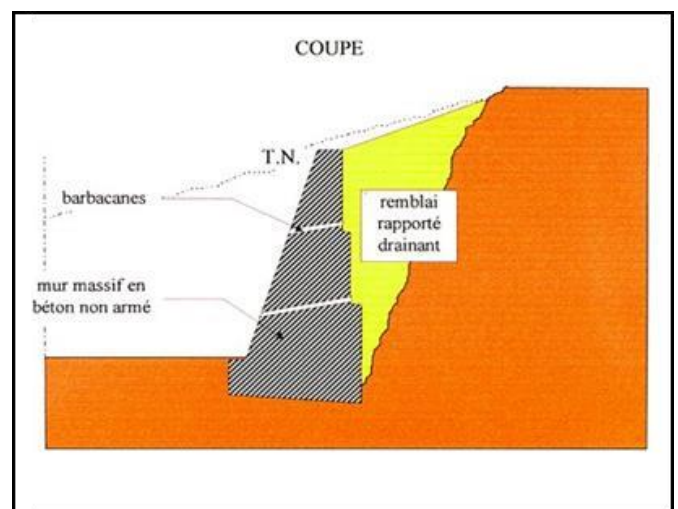


Figure 1- 4: Mur en poids

1.6.2 Mur en gabions :

C'est un mur dérivé du mur poids, et est une structure composée de cages métalliques remplies de pierres. Il permet le drainage de l'eau et évite la pression hydrostatique, ce qui le rend adapté aux terrains instables ou compressibles.

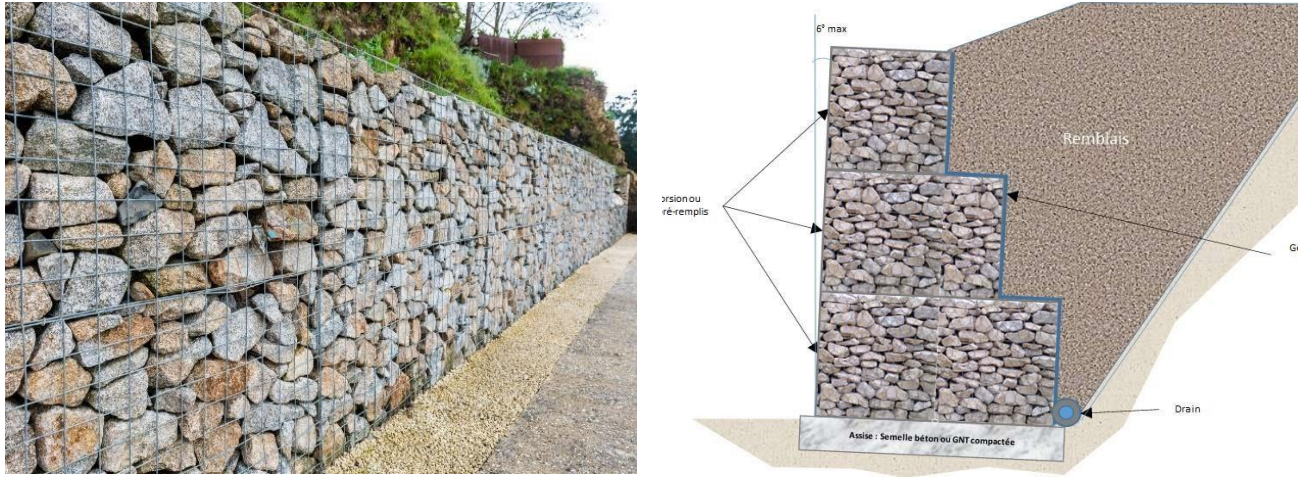


Figure 1- 5: Mur en gabions

1.6.3 Les murs en béton armé :

Les murs en béton armé peuvent avoir des formes diverses et être réalisés de façons multiples.

1.6.3.1 Murs en « T renversé » classique :

Le mur en « T renversé » est une solution économique pour un mur en béton armé, adapté pour des hauteurs ne dépassant pas 5 à 6 mètres. Il est plus efficace qu'un mur de poids de même hauteur car il exerce moins de contraintes sur le sol pour une même largeur de semelle. Dans les murs réalisés en déblai, les contraintes de volume de terrassement et de maintien des fouilles obligent à réduire le talon et augmenter le patin. Parfois, une "bêche" est ajoutée sous la semelle pour améliorer la stabilité, mais cela présente des risques, notamment la décompression du sol. Le troisième cas, bien que rarement utilisé, permet de faciliter le ferrailage en prolongeant les treillis dans la bêche.

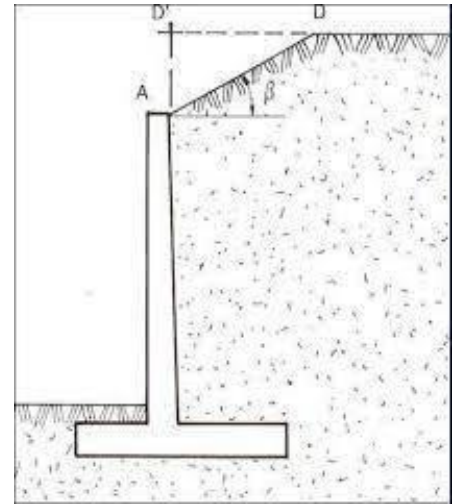


Figure 1- 6: Mur en T renversé classique

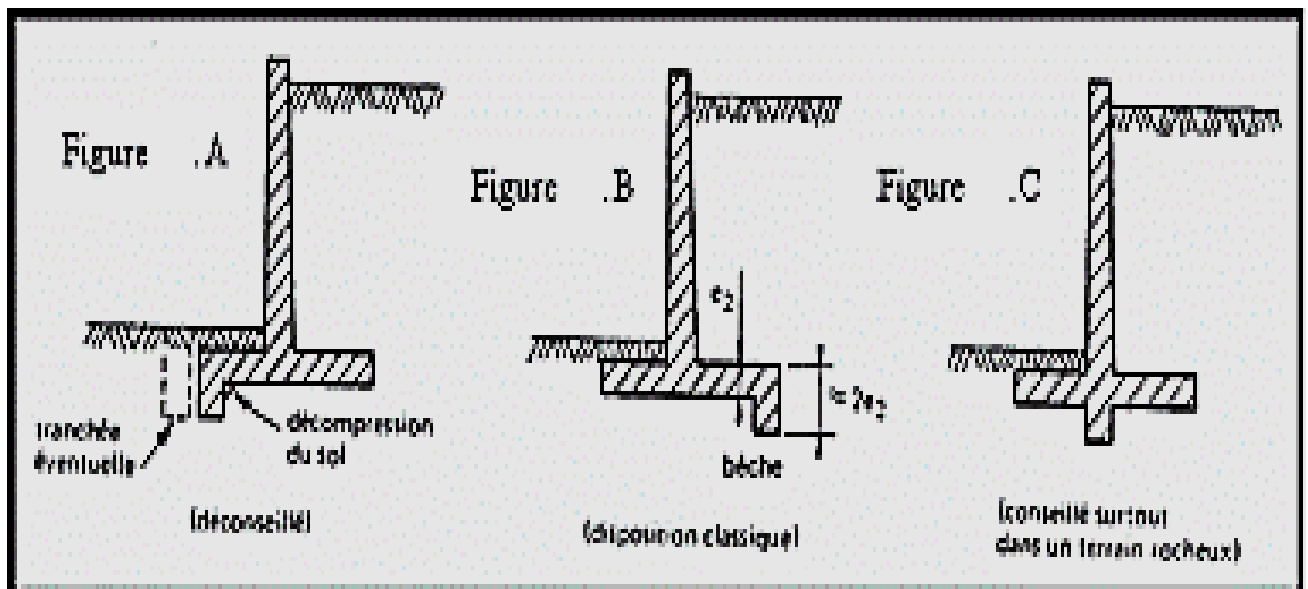
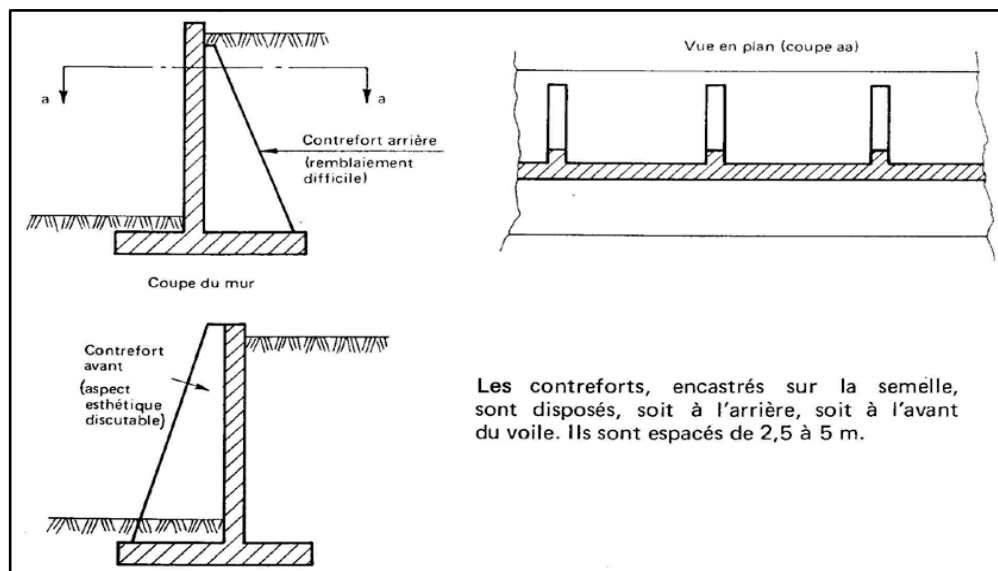


Figure 1- 7: Diverses dispositions de baches

1.6.3.2 Mur à contreforts :

Le mur à contreforts est un type de mur de soutènement renforcé par des contreforts ou des piliers disposés sur la face du mur pour augmenter sa stabilité et sa résistance aux forces exercées sur lui. Ce type est utilisé lorsque le mur doit supporter de grandes pressions, en particulier lorsque sa hauteur augmente ou lorsque les forces de poussée sont élevées.

**Figure 1- 8:** Mur à contreforts**Figure 1- 9 :** Mur à contreforts en béton arme

1.6.3.3 Murs divers :

On peut encore adopter d'autres solutions pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, mais elles sont d'un emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on économise par ailleurs sur la matière.

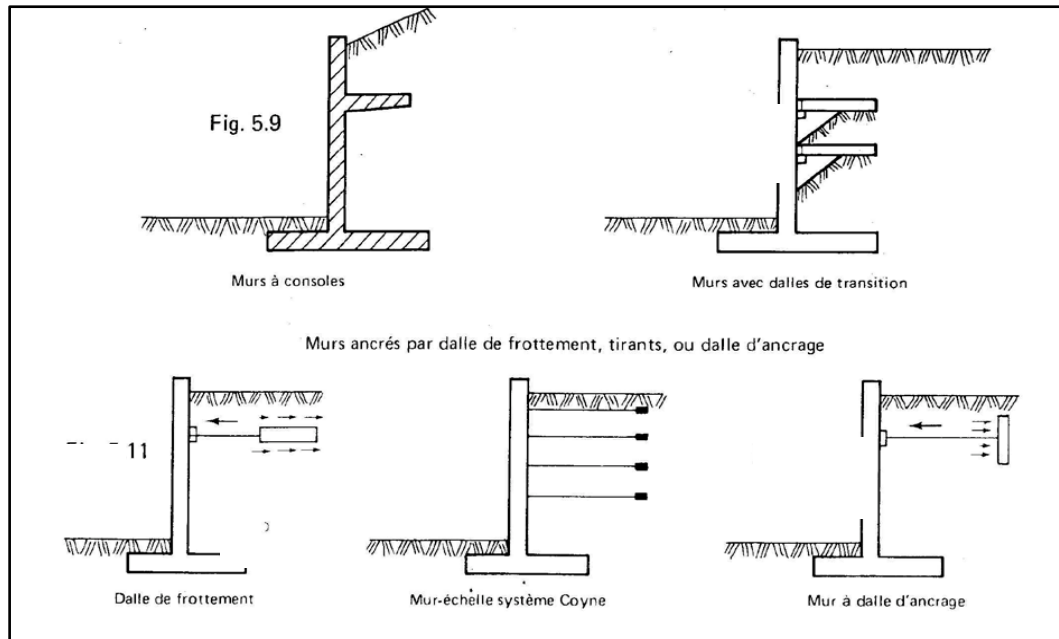


Figure 1- 10: Les murs divers

1.7 Type des écrans de soutènement :

1.7.1 Les rideaux de palplanches :

Est une structure composée de plaques en acier enfoncées verticalement dans le sol pour fournir un soutien contre le sol ou l'eau. Elles sont utilisées pour la protection des côtes, des ports et des fondations. Elles offrent une résistance élevée, sont rapides à mettre en œuvre et conviennent aux projets nécessitant un soutien temporaire ou permanent.



Figure 1- 11: Les rideaux de palplanches

1.7.2 Les murs en parois moulées :

Les murs en parois moulées sont une technique qui consiste à construire un mur dans le sol existant avant toute excavation, en coulant du béton dans une tranchée remplie de boue pour assurer sa stabilité. Cette méthode est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe phréatique, dans les zones urbaines et portuaires. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.

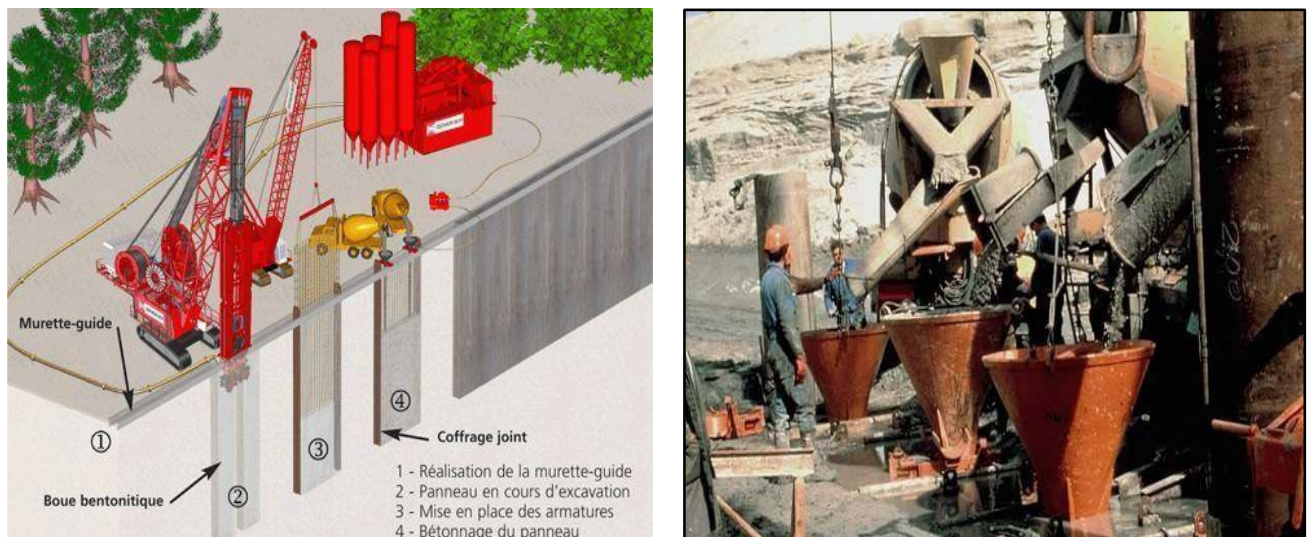


Figure 1- 12 : Les murs en parois moulées

1.8 Les murs de soutènement composites :

1.8.1 Murs en terre armée avec parement en écailles de béton :

La terre armée est une technique relativement récente qui consiste à combiner du sol pulvérisé avec des éléments de renforcement (tels que des câbles ou des barres) résistants à la traction. La structure est recouverte d'un parement destiné à retenir les grains de sol entre les couches de renforcement. Les principaux avantages de la terre armée sont son faible coût, son intégration facile avec les ouvrages en terre et sa grande capacité de déformation, ce qui lui permet de s'adapter aux mouvements du sol sans risques.

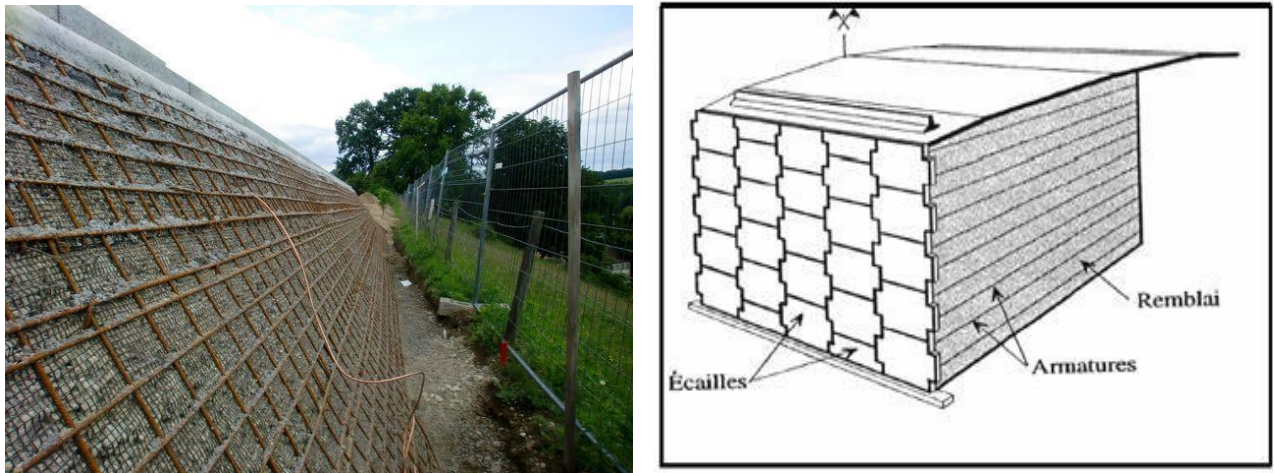


Figure 1- 13 : Mur en terre arme

1.9 Notions de poussée et butée :

L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages. (H.Chebira et A.Mekki).

Lorsqu'un massif de sol est confiné par un écran, celui-ci peut soit le stabiliser, soit le repousser.

1.9.1 Cas de poussée :

Le cas du sol en état de poussée est le cas le plus fréquent, si le mur est écarté du sol d'une manière quelconque, celui-ci est décomprimé et la pression du sol sur le mur décroît. Lorsque le déplacement augmente, les contraintes dans le sol finissent par atteindre le critère de rupture, le sol ne peut plus se décompresser davantage sans se rompre et l'état limite de poussée est atteint. Un tel cas est très courant puisque une légère déformation de l'écran vers l'extérieur suffit à mobiliser cet état de poussée.

Tableau1.1 donne les déplacements nécessaires pour le développement de la poussée dans les sables et les argiles.

Tableau 1- 1: Déplacement du mur nécessaire pour une poussée

Type de sol	Déplacement du mur
Sable	$(0.001)H$ à $(0.004)H$
Argiles	$(0.01)H$ à $(0.04)H$

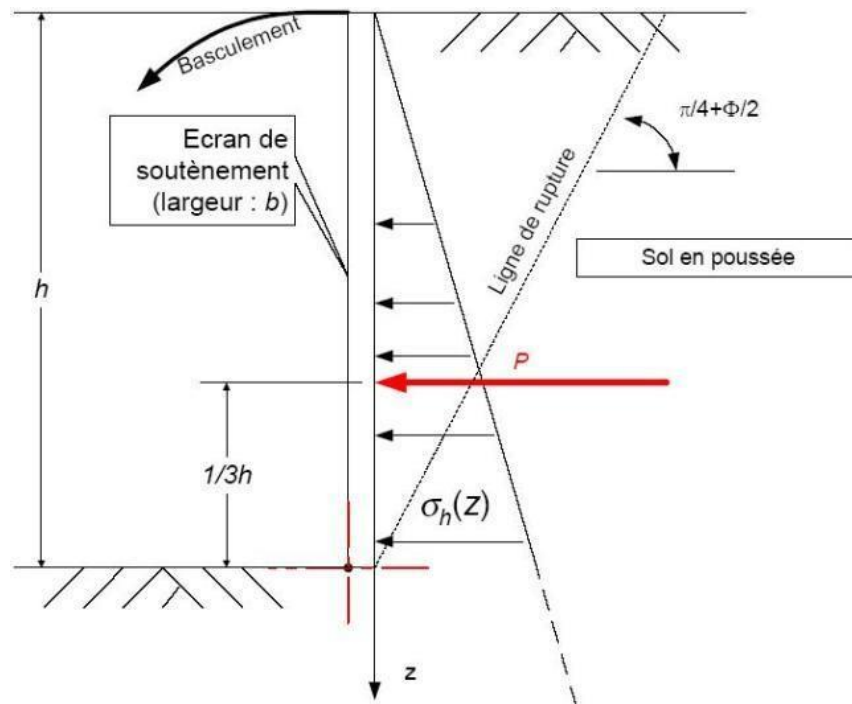


Figure 1- 14: Actions sur un mur de soutènement cas de poussée

Il y a quatre déplacements particuliers de l'écran à cause de la force de poussée :

- Une rotation autour du pied (1.15a)
- Une translation horizontale (1.15b)
- Une rotation autour du sommet (1.15c)
- Un déplacement de flexion entre deux appuis fixés (1.15d)

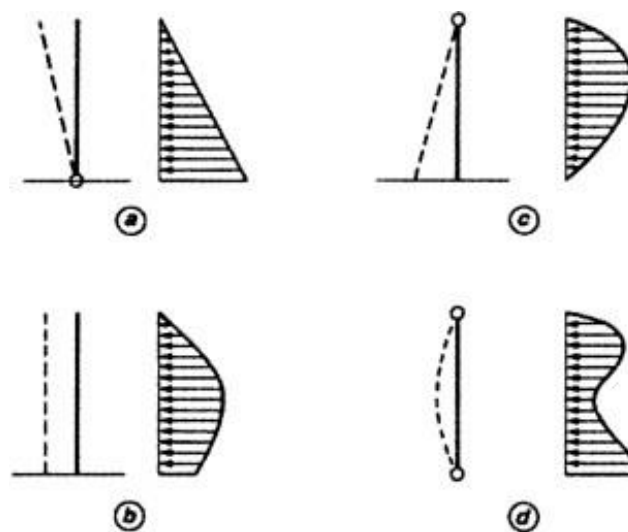


Figure 1- 15: Répartition de la poussée selon le type de déplacement de l'écran

1.9.2 Cas de butée :

Le soutènement applique un effort sur le massif. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou une butée.

Des déplacements importants, de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur, en fonction de la nature et de la compacité des sols, sont nécessaires pour mobiliser la résistance maximale, bien supérieure à celle qui mène à la poussée minimale.

La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La ligne de rupture par cisaillement délimite une zone de massif en mouvement bien plus vaste que celle de la poussée. La poussée et la butée correspondent à deux états extrêmes de l'équilibre de rupture du massif du sol.

Tableau 1- 2: Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive

Type de sol	Déplacement du mur
Sable dense	$(0.005) H$
Sable meuble	$(0.01) H$
Argile tender	$(0.01) H$
Argile molle	$(0.05) H$

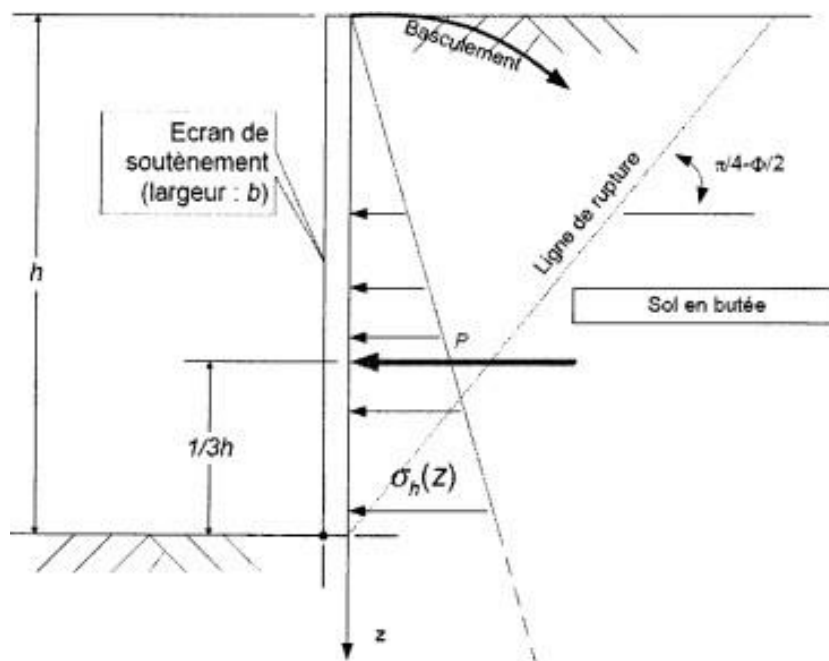


Figure 1- 16: Actions sur un mur de soutènement cas de butée

L'intensité et la direction des efforts limites de poussée et de butée exercée par un massif de sol sur un écran sont en fonction de :

- Propriétés de résistance du sol.
- Les conditions de frottement entre le sol et le soutènement.
- Les actions qui s'exercent sur le massif (poids propre du sol, surcharges, forces ; hydrauliques, forces sismiques ; etc...).
- Caractéristiques du mur (rigidité, rugosité, géométrie, système d'appui).
- L'amplitude et de la direction du mouvement d'ouvrage par rapport au sol.
- La présence de discontinuité (orientation, ouverture des fissures, dimensions, rugosité, matériau de remplissage, etc...) dans le cas des ouvrages de soutènements de massif rocheux.

1.9.3 Relation fondamentale entre pressions latérales et déplacements :

Des expériences simples, sur modèles réduits, montrent que les valeurs des forces latérales précédemment introduites (forces de poussée et de butée) dépendent essentiellement des déplacements horizontaux de l'ouvrage de soutènement. Supposons, par exemple, que l'on encastre légèrement à la surface horizontale d'un massif de sable un écran vertical parfaitement lisse et que l'on remblaie progressivement et horizontalement derrière l'écran, en appliquant à ce dernier des efforts de résultante générale F tels qu'il n'y ait aucun déplacement de l'écran **Figure 1.17 a**.

Ce dernier étant parfaitement lisse, la force F est horizontale (pas de frottement entre l'écran et le massif). Elle est appelée poussée au repos et notée F_0 . Si l'on effectue une translation horizontale de l'écran vers l'intérieur du remblai, la force F croît en fonction du déplacement Δ jusqu'à un maximum F_p qui correspond à la mobilisation totale de la butée **Figure 1.17 b**. La valeur de F_p est de 3 à 4 fois la valeur de la force initiale F_0 . (SCHLOSSER (F)).

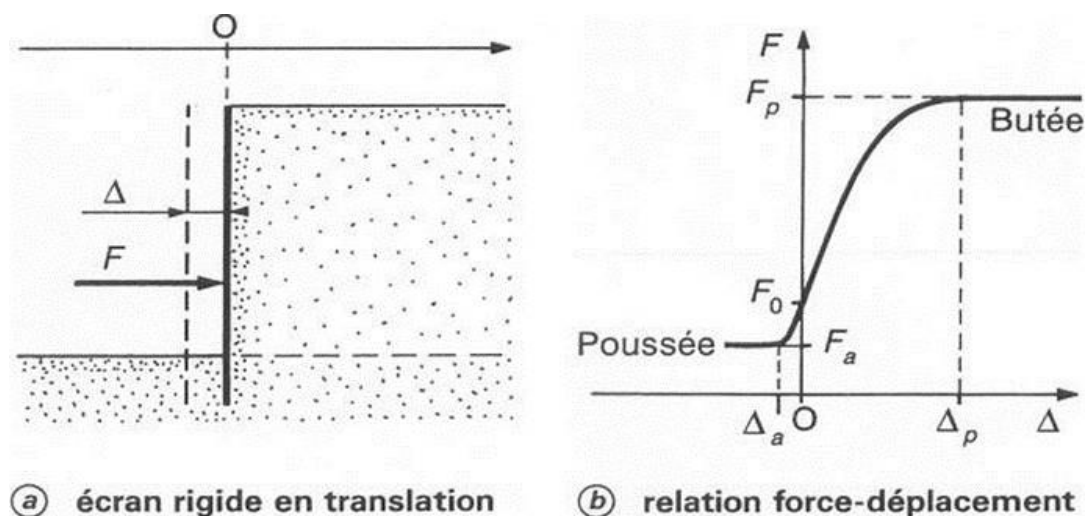


Figure 1- 17: Relation force-déplacement pour un écran rigide en translation

1.9.4 Calcul des efforts de poussée ou de butée :

Le calcul des efforts de poussée ou de butée dans les ouvrages de soutènement doit tenir compte des paramètres et des facteurs suivants : (SCHLOSSER (F), 1988).

- Le poids volumique du sol.
- La résistance au cisaillement du sol.
- Le frottement entre le sol et l'ouvrage.
- L'inclinaison de la surface du sol à l'amont et à l'aval de l'ouvrage.
- Les déformations et déplacements relatifs de l'ouvrage par rapport au sol.
- La présence d'une nappe d'eau.
- Les surcharges à la surface du sol.

1.10 Etat d'équilibre limite :

Pour résoudre les problèmes géotechniques liés aux écrans de soutènement, il est souvent nécessaire que les états de contraintes dans le sol doivent être connus. Ces états dépendent essentiellement des propriétés du massif de sol retenu et du mouvement du mur.

Il ya trois catégories d'équilibre qui peuvent être envisagés et chacune dépend du mouvement éprouvé par le mur vertical sur lequel la pression agit :

- Etat de repos du sol.
- Etat de butée du sol (pression passive de la terre).
- Etat de poussée du sol (pression active de la terre).

1.10.1 Etat de repos (état k_0) :

Le coefficient de pression des terres au repos, généralement appelé K_0 est un paramètre géotechnique important. Il permet de caractériser l'état de contrainte effective dans un sol en place en présentant le rapport des contraintes inter granulaires horizontales et verticales à l'intérieur d'un massif dont la surface libre est horizontale: (M. Bouali Fakhreddine, 2011).

$$K_0 = \sigma_h / \sigma_v \quad (1.1)$$

Où : σ_h et σ_v sont les contraintes effectives verticales et horizontales respectivement.

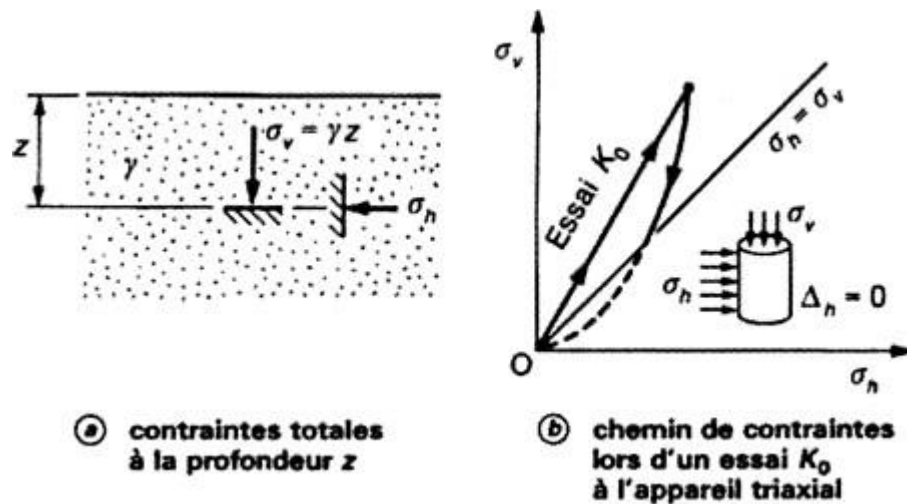


Figure 1- 18 : Représentation de coefficient de pression des terres au repos K_0

Plusieurs formules théoriques et empiriques sont données pour l'estimation de K_0 pour un sol normalement consolidé. Généralement l'expression la plus utilisée est celle donnée par JAKY, qui tient compte de l'angle de frottement de sol :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (1.2)$$

Cette expression est largement utilisée à cause de ses significations pratiques et sa simplicité, mais elle est limitée pour les sols normalement consolidés.

Tableau 1- 3: Les valeurs ci-après peuvent être retenues comme ordre de grandeur

Type de sable	K_0
Sable	$= 0.5$
Argile	$= 0.7$
Argile très molle, vase	$= 1$
Roche à très grande profondeur	≥ 1

1.10.2 Etat limite de poussée :

Si, au contraire, l'écran se déplace vers la gauche, le sol a tendance à suivre ce mouvement et la contrainte σ_h diminue jusqu'à une valeur limite correspondant à l'effondrement du massif de sol. Juste avant la rupture, un nouvel état d'équilibre limite est atteint : c'est l'état d'équilibre actif défini par la formule suivante :

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v \quad (1.3)$$

Avec

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{45^\circ - \frac{\varphi}{2}}{4} \right)$$

K_a : Coefficient de poussée des terres.

1.10.3 Etat limite de butée :

Supposons que, dans le massif semi-indéfini à surface libre horizontale, la partie à gauche de M soit remplacée par un écran au point M , la contrainte régnant sur l'écran est égale à **Figure 1.19**. Supposons maintenant que l'on force l'écran à se déplacer vers le massif. Les contraintes horizontales sur l'écran vont croître jusqu'à ce que se produise la rupture du massif de terre. La résistance maximale atteinte avant rupture correspond à un état d'équilibre limite : c'est l'état d'équilibre passif. La contrainte σ_h prend alors la valeur donnée par la formule suivante :

$$\sigma_h = K_p \cdot \sigma_v \quad (1.4)$$

Avec

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

K_p = coefficient de butée des terres.

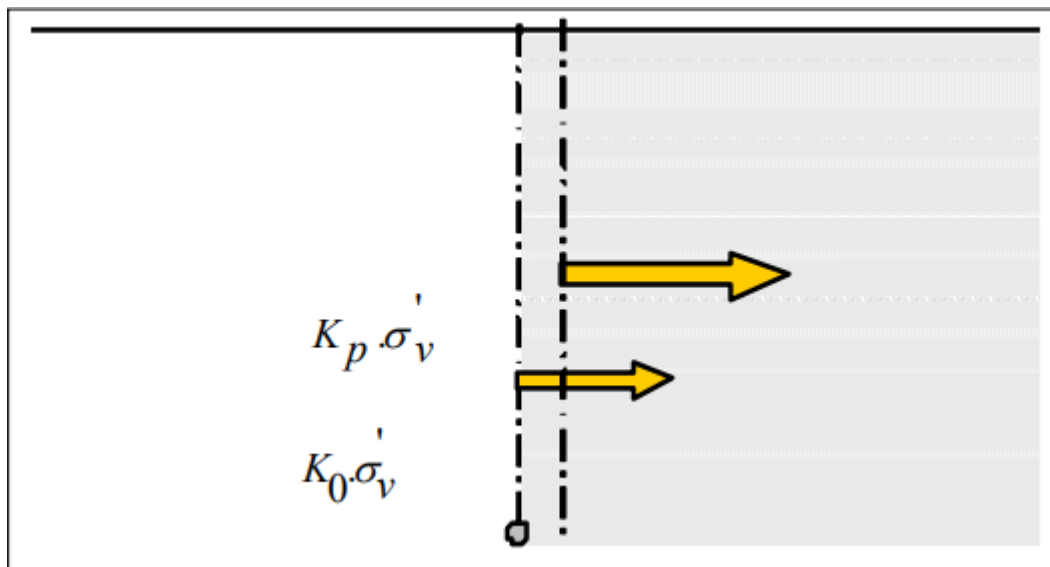


Figure 1- 19 : Déplacement de l'écran correspondant à une mise en butée

1.11 Modes de rupture des ouvrages de soutènement :

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir «la rupture » et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer. Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons. Un mur de soutènement bien conçu permettra d'atteindre l'équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol.

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

(M. L. Bouabdallah).

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (Figure 1.20 a).
- Le renversement de l'ouvrage (Figure 1.20 b).
- Le poinçonnement du sol de fondation (Figure 1.20 c).
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (Figure 1.20 d).
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Figure 1.20 e).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

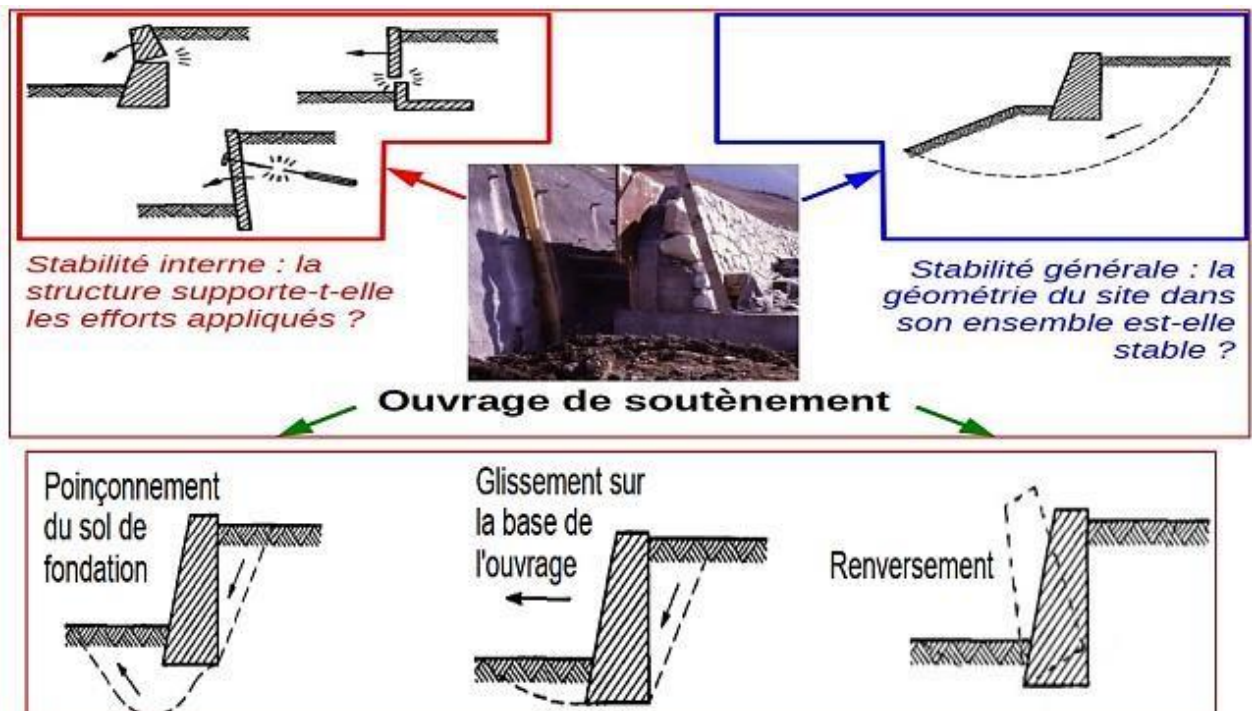
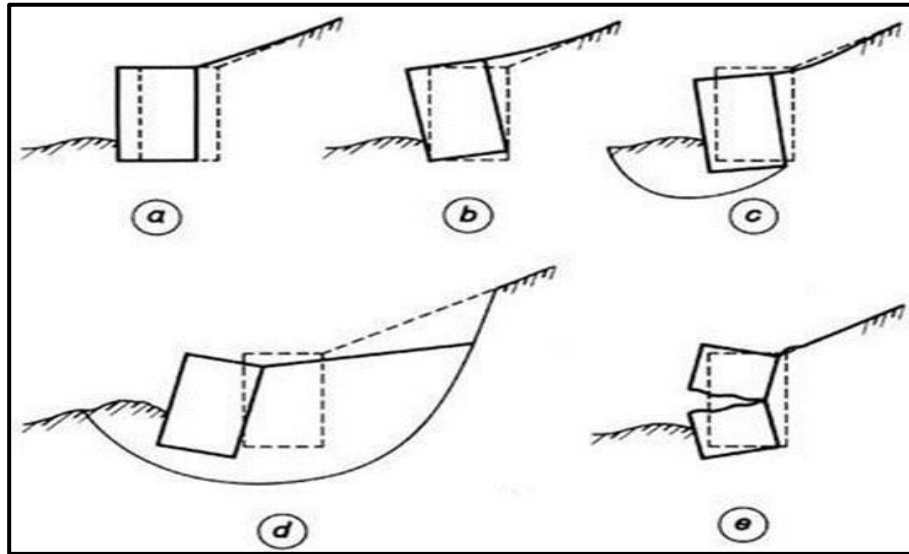


Figure 1- 20: Rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement

1.11.1 Stabilité interne :

L'analyse de la stabilité interne est spécifique à chaque type d'ouvrage. Elle concerne la résistance intrinsèque de la structure, qui doit être vérifiée par rapport aux efforts et déplacements auxquels elle est soumise. Selon l'Eurocode 7, il est essentiel de prendre en compte les modes limites illustrés.

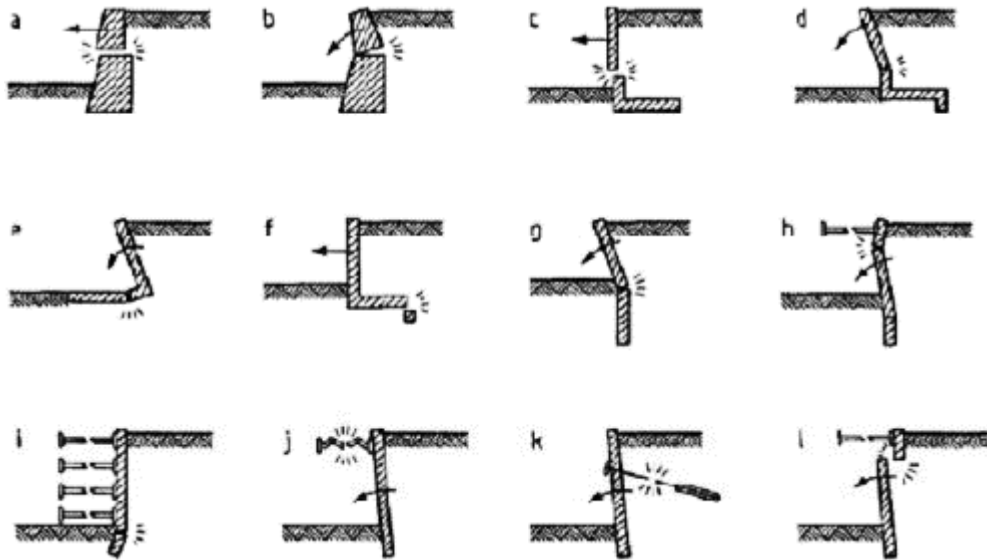


Figure 1- 21: Exemples de modes limites pour la rupture des éléments de structure des ouvrages de soutènement, Eurocode 7

La stabilité interne du mur poids doit être vérifiée lorsque les conditions suivantes sont remplies :

- Toute section horizontale est comprimée (sans dépasser la résistance propre des éléments, encas de murs cellulaires).
 - La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la résistance au cisaillement du matériau
- (Les éléments ne doivent pas glisser entre eux, en cas de murs cellulaires).

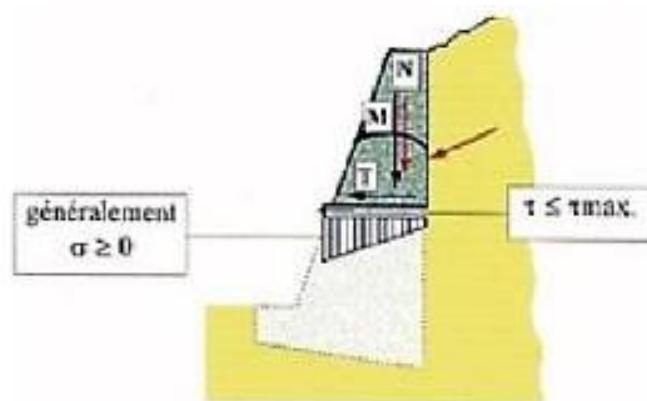


Figure 1- 22: Stabilité interne du mur poids

1.11.2 Stabilité externe :

Pour la stabilité externe, il convient de vérifier les stabilités suivantes :

1.11.2.1 Stabilité d'ensemble :

La stabilité de l'ensemble concerne l'ouvrage et le massif du sol environnant. Cette instabilité se produit aux travaux d'excavation nécessaires à la construction de l'ouvrage ou en raison d'un effondrement du sol plus profond que prévu.

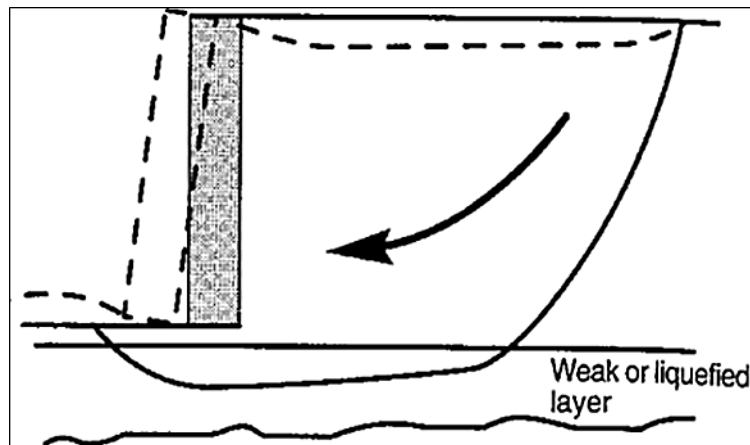


Figure 1- 23 : Rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement

1.11.2.2 Stabilité au glissement :

Un volume du sol derrière le mur risque de glisser suite à la perturbation de son équilibre naturel par la présence du mur **Figure 1.24**

Les ouvrages de soutènement peuvent glisser sur sa base. La vérification de cette stabilité est nécessaire pour les murs poids. Le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices doit être supérieur à un coefficient de sécurité généralement pris égal à 1,5.

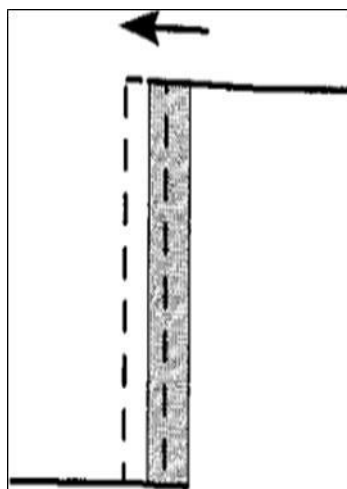


Figure 1- 24 : Rupture par translation (glissement)

1.11.2.3 Stabilité au renversement :

Le renversement d'un ouvrage de soutènement peut se produire autour de l'arête inférieure aval de sa fondation **Figure 1.25**. la vérification de la stabilité au renversement consiste à déterminer le coefficient de sécurité FR , qui doit être supérieur ou égal à 1,5 pour garantir la sécurité de l'ouvrage.

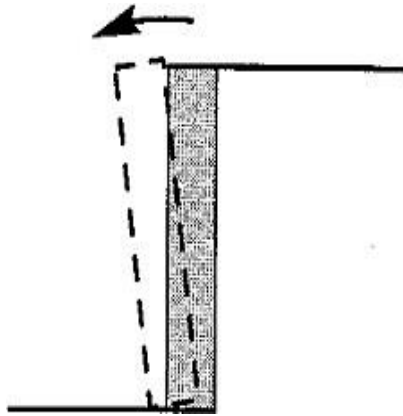


Figure 1- 25: Rupture par rotation (renversement)

1.11.2.4 Stabilité au poinçonnement :

Un ouvrage de soutènement peut poinçonner par un excès de charges verticales ou par une rupture du sol de fondation par défaut de capacité portante du sol. **Figure 1.26**

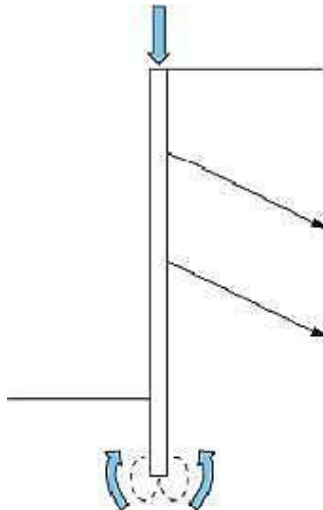


Figure 1- 26: Stabilité au poinçonnement

1.12 Méthode de calculs de poussé et de butée :

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de la poussée et de la butée sur un mur. Les hypothèses communes à toutes ces méthodes sont :

- Géométrie bidimensionnelle.
- Sol en état de rupture.

Elles diffèrent par le fait qu'elles considèrent soit une rupture le long d'une surface de rupture (méthode de Coulomb) soit une rupture généralisée du sol (méthodes de Rankine, Boussinesq..., ect). Nous allons examiner successivement les particularités de chacune des méthodes.

1.12.1 Méthode d'équilibre limite :

1.12.1.1 Théorie Coulomb :

La théorie classique de la pression des terres a été développée par Coulomb en 1776, a été le premier qui a étudié le problème des poussées latérales des terres sur les structures de soutènement. Il se concentre sur l'équilibre de l'angle au sol entre l'écran et une surface de glissement critique. Les forces agissant sur le sol sont évaluées à l'état de l'équilibre limite. Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de contact entre le sol et l'écran est δ .

Pour les écrans soutenant des massifs de sols à surfaces horizontales, et pour $\delta = 0$, les théories de Rankine et de Coulomb donnent les mêmes coefficients de poussée et de butée. (A. Rouabeh).

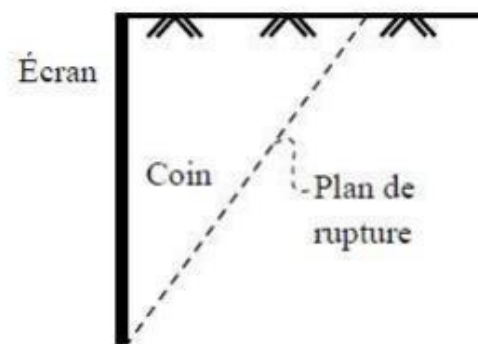


Figure 1- 27 : Coin de Coulomb

a) La théorie de Coulomb repose sur deux hypothèses :

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

Compte tenu de la structure de rétention illustrée sur **Figure 1.28**, le coin de sol était sous l'équilibre des forces suivantes : La réaction totale de la terre sur laquelle glisse le coin de Coulomb d'un angle ψ dans le plan normal au plan de la rupture :

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

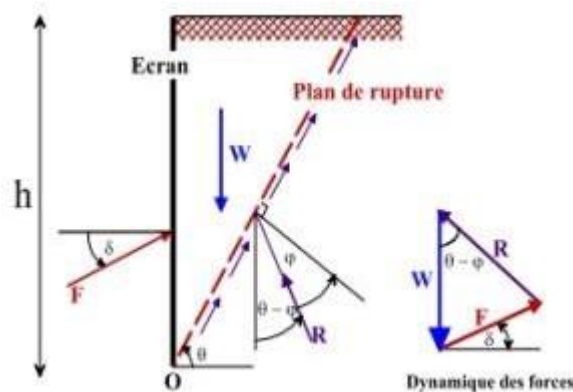


Figure 1- 28: Équilibre du coin coulomb

b) Principe de la méthode :

Le principe consiste à écrire l'équilibre statique du coin de sol ABC entraîné vers la rupture sous l'action des forces qui lui sont appliquées.

1.12.1.2 Cas d'une surface horizontale :

a) Les forces appliquées :

- Le poids W .
- La force de poussée et butée de Coulomb F_{cp} .
- La force de réaction R exercée par le sol sur la surface de rupture R est inclinée de $-\phi$ (poussée) et $+\phi$ (arrêt), et l'angle de frottement ϕ . En supposant que l'angle de frottement entre le mur et le sol est δ (la force résultante F sur l'écran est inclinée de δ par rapport à la normale de l'écran).

Coulomb traite le cas de $\delta=0$), équilibrer la pesanteur et le frottement sur la surface de glissement inclinée dans le sens horizontal. La relation conduit à l'expression suivante pour F :

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

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad \text{avec : } K_p = \left[\frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin 2\alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha - \beta)}} \right]^2} \right] \quad (1.5)$$

1.12.1.3 Cas d'une surface inclinée :

La méthode de Coulomb (1773) est certainement l'une des méthodes les plus outils utilisées pour le calcul des poussées actives sur les murs de soutènement, tel que rapporté par l'article de V.R. Greco (2006).

La solution générale dans le cas d'un écran incliné d'un angle α par rapport à l'horizontale, avec une surface du sol inclinée de β a été établie sous la forme suivante pour le cas de la poussée.

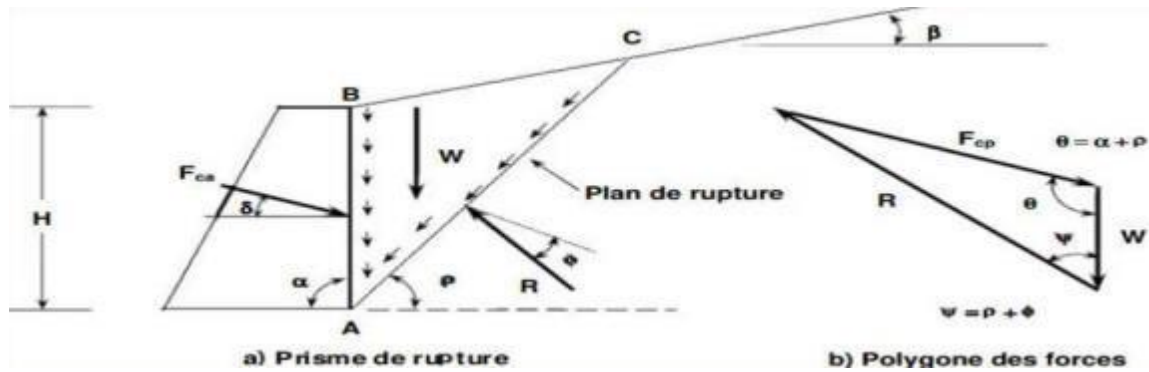


Figure 1- 29: Hypothèses de Coulomb

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

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad \text{Avec : } K_p = \left[\frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin 2\alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \right] \quad (1.6)$$

$$\text{Donc : } F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \times \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sin 2\alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (1.7)$$

1.12.1.4 Cas d'une surcharge uniforme :

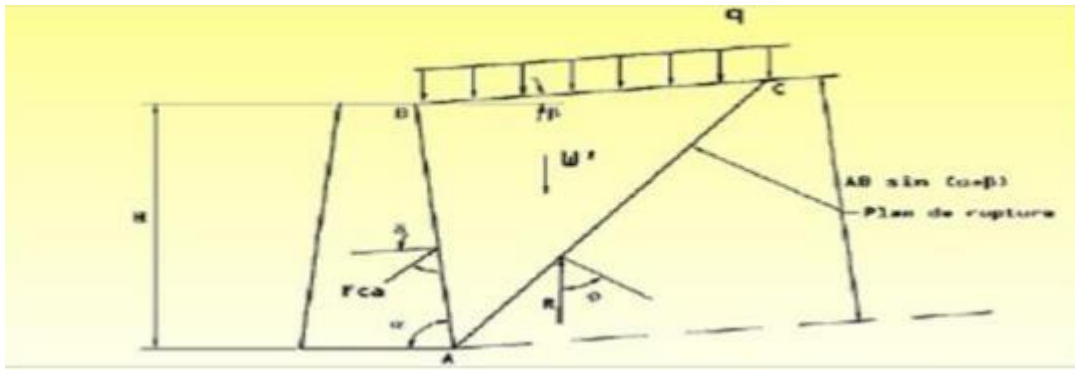


Figure 1- 30: Murs de soutènement avec une surcharge uniforme

- La force de poussée de coulomb F_{ca} .
- La réaction R exercé par le sol sur le plan de rupture AC .

Le poids des terres (W') et la surcharge ($q \cdot BC$) :

$$W = W' + q \cdot BC$$

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

Avec :

$$\gamma_1 = \gamma + \frac{2q}{AB \sin(\alpha + \beta)} \quad (1.8)$$

Pour la force de poussée de Coulomb :

$$F_{ca} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{ca}$$

$$F_{ca} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{ca} + q \cdot H \cdot K_{ca} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \quad (1.9)$$

Pour la force de butée de Coulomb :

$$F_{cp} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{cp}$$

$$F_{cp} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{cp} + q \cdot H \cdot K_{cp} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \quad (1.10)$$

1.12.2 Théorie des lignes de glissement :

1.12.2.1 Méthode de Rankine :

La théorie de Rankine est basée sur la détermination de l'état de contrainte dans le sol derrière la structure de soutènement. Contrairement à la théorie de Coulomb (1776), Rankine (1860) a étudié l'équilibre de rupture de chaque volume élémentaire du coin glissant, plutôt que l'équilibre de rupture global ; de plus, il croyait que le coin glissant était complètement dans l'état limite d'équilibre. Rankine (1857) a ajouté l'hypothèse que la présence d'écrans ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif.

La figure 1.31 montre trois types de remblai ; frottant ($c = 0, \varphi > 0$), cohérent ($c > 0, \varphi = 0$), ou une combinaison des deux ($c > 0, \varphi > 0$). Des méthodes de contraintes effectives et totales, sont employées dans l'analyse de stabilité des écrans de soutènement. Dans une analyse des contraintes effectives, la relation de la résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb, définit la résistance au cisaillement finale τ_f , du remblai est comme suit :

$$\tau_f = c + \sigma'_n \tan \varphi \quad (1.11)$$

Où C : est la cohésion effective, σ'_n est la contrainte normale effective sur le plan de rupture, et φ est l'angle de frottement interne effectif. La contrainte effective σ' est donnée par :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1.12)$$

Dans la méthode de Rankine la rupture est une rupture zonale, signifie que tout le volume délimité par l'écran et la ligne limite de rupture est en rupture.

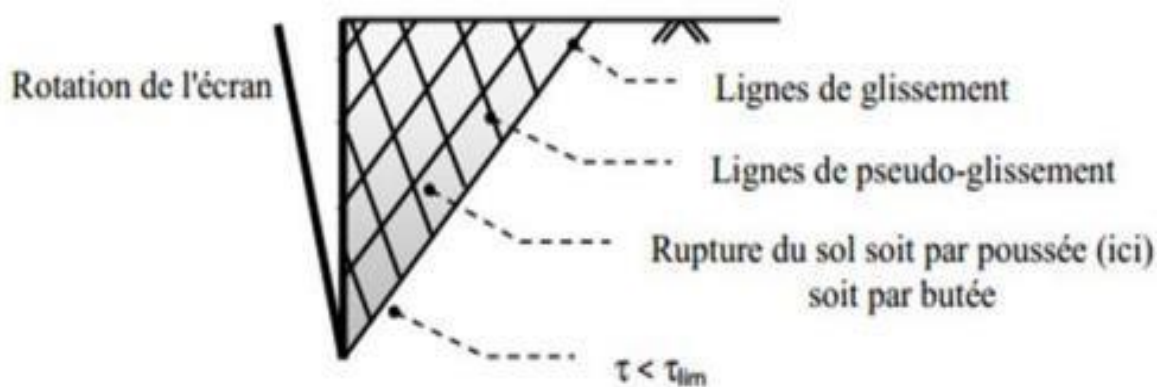


Figure 1- 31 : Rupture zonale de Rankine

1.12.2.2 Méthode de Boussinesq :

L'interaction réelle entre le sol et l'écran a été prise en considération pour la première fois par Boussinesq en donnant une valeur à l'angle de frottement δ sol-écran. Cette théorie vient d'améliorer la théorie de Rankine basée sur l'hypothèse simplificatrice de l'écran lisse ($\delta = 0$). Dans cette théorie, Boussinesq considère une première zone à une certaine distance du mur où on est dans un état d'équilibre limite de Rankine, se raccordant à une seconde zone directement derrière le mur où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran, cette zone en état d'équilibre limite de Boussinesq est commandée par l'écran.

L'intérêt de cette méthode est apparu progressivement, à mesure que le problème de la butée des terres se posait avec plus d'acuité et que les insuffisances de la méthode de Coulomb se confirmaient.

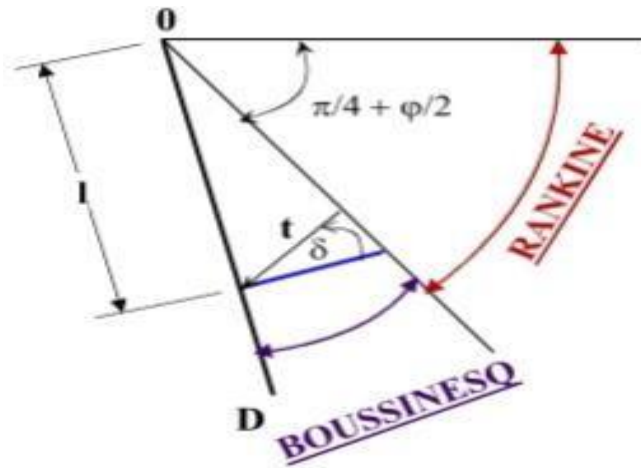


Figure 1- 32 : équilibre Rankine et Boussinesq

La répartition des contraintes sur l'écran est la même trouvée par Rankine :

- L'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran OD, elle est choisie et fixée à δ .
- La répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire :

$$\tau_a = K_a \times \gamma \times l \quad (1.13)$$

La résolution du problème faite par Boussinesq conduit à un système d'équations différentielles non intégrables explicitement, qui n'a été résolu qu'en 1948 par Caquot et Kérisel qui en ont donné la démonstration suivante : En exprimant les équations d'équilibre $\text{div } t + F = 0$ en coordonnées polaires :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \quad (1.14)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_r}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \quad (1.15)$$

Avec :

σ_r : contrainte normale radiale

σ_θ : contrainte normale orthoradiale

τ : contrainte de cisaillement

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial r} + 3\tau = -\gamma r \sin \theta \quad (1.16)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = -\gamma r \cos \theta \quad (1.17)$$

Avec : $\sigma_\theta = k_{\sigma_r}$

Le système des deux équations différentielles a été intégré par Caquot et Kérisel (1948), les calculs étant améliorés par Absi (1990) pour donner des tables complètes de poussée et de butée fournissant les coefficients K_a et K_p .

Le problème est déterminé par les conditions aux frontières :

- surface libre : contraintes nulles.
- sur l'écran : obliquité imposée de la contrainte.

La zone entre la surface libre et le plan de glissement passant par O, présente un équilibre de Rankine.

La zone entre l'écran et le plan de glissement passant par O, présente un équilibre de Boussinesq.

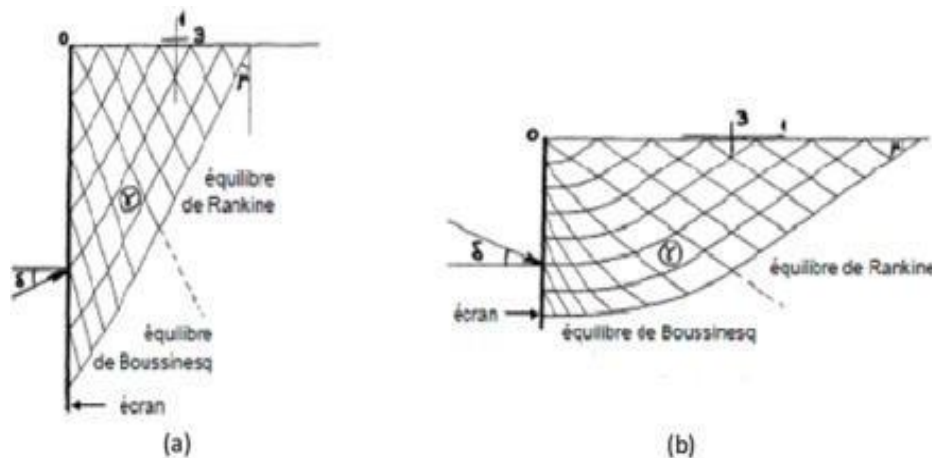


Figure 1- 33 : Lignes de glissement, (a) Etat de poussée, (b) Etat de butée

1.12.2.3 Méthode de Sokolovski (1960) :

Sokolovski a développé une méthode générale pour le calcul des zones plastiques dans les milieux pulvérulents ou cohérents. Cette méthode permet de traiter les problèmes dont la solution peut être exprimée sous forme d'une zone plastique. Elle repose sur les équations générales de l'équilibre, qui se prêtent bien à une intégration numérique par la méthode des caractéristiques (ou des lignes de glissement). Cependant, chaque cas étudié nécessite des calculs numériques relativement longs. De plus, la non-linéarité de la répartition des contraintes sur le front rend l'exploitation des résultats plus complexe.

Les principales caractéristiques de la méthode de Sokolovski sont les suivantes :

- Elle est applicable aux milieux pulvérulents comme cohérents.
- Elle repose sur les équations générales de l'équilibre.
- L'intégration numérique est réalisée par la méthode des caractéristiques.
- Les résultats sont disponibles sous forme d'abaques pour différents cas types.
- La solution se présente sous la forme d'une zone plastique.

- Elle permet d'évaluer la marge d'erreur introduite par les méthodes approximatives antérieures.
- Les calculs numériques sont relativement lourds pour chaque cas étudié.
- La méthode a une utilité limitée. (S.Djoudi, 2020).

a) Cas d'une surcharge uniforme :

La pression ultime P_q sur le mur provenant d'une surcharge uniforme q , agissant à la surface d'un sol non cohérent ($C=0$) et non pesant ($\gamma = 0$) qui représentés sur **la Figure 1.34** a été déterminée par Sokolovsky (1961) par le biais de la méthode des caractéristique **Figure 1.34** de contraintes comme suit : $P_q = K_{qp}$

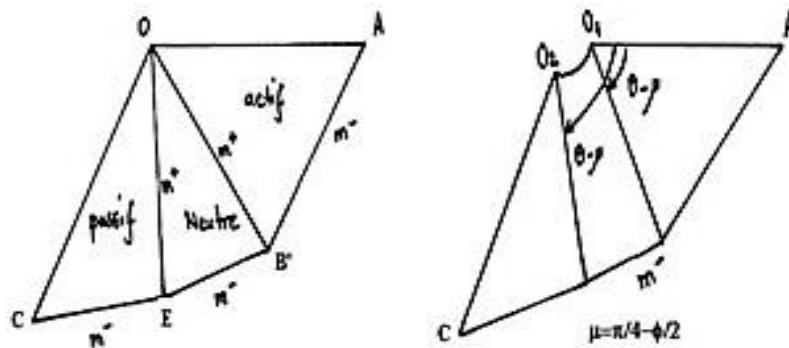


Figure 1- 34: Lignes caractéristiques des zones de rupture

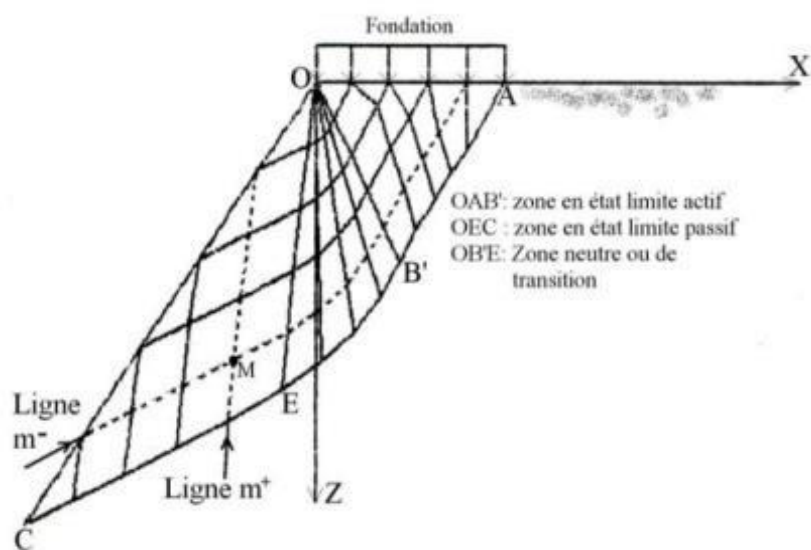


Figure 1- 35: Schéma du mécanisme de rupture en cas d'une surface horizontale ($\beta=0$)

K_q est un coefficient de butée, fonction de l'inclinaison λ du mur, de l'angle de frottement φ , de l'inclinaison β de la surface de remblai, et de l'angle de frottement δ entre le mur et le sol. Il est calculé analytiquement par :

$$K_p = \frac{\cos \delta \pm \sin \varphi \cos \Delta_2}{\cos \delta \pm \sin \varphi \cos \Delta_1} \exp(\pm 2\psi \tan \varphi) \quad (1.18)$$

$$\psi = w - \frac{\pi}{2} + \frac{\Delta_1 + \Delta_2 \pm \alpha \pm \beta}{2} \quad (1.19)$$

$$\sin \Delta_1 = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} \quad \text{et} \quad \Delta_2 = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$$

On considère le signe supérieur pour la poussée (K_{aq}), et le signe inférieur pour la butée (K_{pq}). Notons qu'en cas de poussée, on convient que tout angle est positif si son sens est contraire à celui des aiguilles d'une montre. En cas de butée, tout angle est considéré positif si son sens est celui des aiguilles d'une montre.

1.12.2 Méthode numériques :

Avec une technique de modélisation numérique, le domaine est subdivisé en plusieurs éléments, permettant une analyse tenant compte de leurs interactions ainsi que des conditions aux limites. Harris, par exemple, décrit en détail les méthodes numériques utilisées pour l'étude des structures de sol renforcées.

Ces méthodes numériques offrent des capacités plus étendues que les trois autres approches d'analyse. Bien que toutes ces méthodes puissent être employées pour évaluer les états limites d'effondrement d'une structure, l'analyse numérique permet également d'estimer les déformations probables de la structure, tant au cours de sa construction qu'en réponse aux charges d'exploitation.

1.12.2.1 Analyse des éléments finis :

La méthode des éléments finis est une technique de calcul approchée qui permet de convertir les équations différentielles de la mécanique du continuum en un système d'équations algébriques linéaires finies, résolu à l'aide de méthodes numériques classiques.

Dans cette approche, le milieu est remplacé par un modèle équivalent, qui est ensuite subdivisé en sous-domaines réguliers appelés éléments finis. L'ensemble de ces éléments forme ce que l'on appelle un maillage.

Pour appliquer cette méthode, plusieurs paramètres doivent être connus, notamment : la géométrie du milieu à modéliser, les contraintes entre les différents matériaux, les charges appliquées, les conditions aux limites, l'état initial du système, ainsi que les lois de comportement des matériaux.

1.12.2.2 Analyse des différences finies :

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes techniques numériques utilisées pour résoudre les équations différentielles.

Des études ont analysé son application dans l'évaluation des pressions passives et actives des terres sur des murs de soutènement. Shiau et Smith (2006) ont étudié l'effet de la règle d'écoulement et de la rugosité du mur sur les pressions passives à l'aide de FLAC. Benmeddour et al. (2012) ont utilisé FLAC 2D pour examiner l'influence de paramètres géométriques et géotechniques (inclinaison du sol, interface mur-sol, proximité d'une pente) sur les pressions exercées par le sol.

Wörden et Achmus (2013) ont mené une analyse 3D par éléments finis, mettant en évidence que la déformation par rotation du mur génère les plus grandes forces de pression active.

1.13 Conclusion :

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour prévenir l'éboulement et le glissement des talus. Leur mise en place peut être temporaire ou définitive, selon les besoins. Ils sont essentiels pour protéger les infrastructures routières en zones montagneuses et pour optimiser l'espace urbain lors de la construction de routes, bâtiments ou ouvrages d'art.

L'étude de la pression des terres est primordiale pour garantir la stabilité de ces structures. Ce chapitre présente les méthodes de calcul des pressions passives et actives. Il met en évidence l'importance de maîtriser le calcul des forces agissant sur les murs de soutènement afin d'optimiser leur dimensionnement et d'explorer de nouvelles approches numériques, notamment la modélisation par la méthode des éléments finis.

Chapitre 02 :
Présentation de programme
FLAC

2.1 Introduction :

Le comportement mécanique des sols est très complexe, il n'est pas linéaire et irréversible ; il est donc clair que les lois mathématiques complexes sont capables de reproduire tous les aspects du comportement mécanique du sol. La distribution de la pression du sol sur l'ouvrage de soutènement et modélisation numérique sont des principales étapes pour la conception et le dimensionnements de telles structures. Ces méthodes numériques fournissent les champs de déformations et des contraintes ainsi que les mécanismes de rupture.

Les calculs élasto-plastiques utilisant les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies sont de plus en plus utilisées dans l'analyse de la stabilité des sols. Le premier avantage de ces méthodes par rapport aux calculs à la rupture est que les hypothèses avancées sur la forme et l'emplacement de la surface de rupture, et sur les directions et la magnitude des forces ne sont pas nécessaires ; ainsi, le recours aux outils numériques devient indispensable.

Ce chapitre présente les modèles de comportement élasto-plastiques, ainsi que les notions de base des calculs élasto-plastiques. Egalement, ce chapitre est consacré à la présentation des codes FLAC 2D utilisés dans ce mémoire, pour étudier les pressions passives et actives.

2.2 Méthode des différences finies (MDF) :

Billaux et Cundall (1993) ont indiqué que la méthode des différences finies est la plus ancienne technique numérique utilisée pour résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites données. Dans cette méthode, toute dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définies au niveau de points discrets dans l'espace. Par ailleurs, dans la méthode des éléments finis Mestat (1997,1998), les contraintes et déplacements varient pour chaque élément suivant des fonctions spécifiques contrôlées par des paramètres.

La méthode des différences finies, ainsi que la méthode des éléments finis, produisent un système d'équations algébriques à résoudre, avec quelques différences. Par exemple, la méthode des éléments finis combine les matrices de chaque élément dans une grande matrice globale, tandis que la méthode des différences finies actualise des équations à chaque pas de calcul. Il est généralement reconnu que la méthode des différences finies adopte une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires. La méthode Wilkins (1964) permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques ; cette méthode a été retenue par la société Itasca. En utilisant la méthode de Wilkins, on peut donner n'importe quelle forme aux limites et faire varier les propriétés d'un élément à l'autre, de ce point de vue, la méthode des différences finies est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

2.3 Aperçu sur les techniques de modélisation des ouvrages en géotechnique :

Les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies sont de plus en plus utilisées dans l'analyse de la stabilité de sol. Le premier avantage de ces méthodes par rapport aux méthodes d'équilibre limite est que les hypothèses avancées sur la forme et l'emplacement de la surface de rupture, ainsi que sur les directions et la magnitude des forces ne sont pas nécessaires. Aujourd'hui la majorité des codes numériques, conçu pour faire des analyses bidimensionnelles (déformation plane ou axisymétrie) et tridimensionnelles. Les calculs tridimensionnels sont plus lourds que les calculs bidimensionnels, l'art de l'ingénieur réside essentiellement dans son aptitude à choisir judicieusement des modèles aussi simples que possibles. À côté de ces avantages et de ces inconvénients, il convient de signaler que les calculs bidimensionnels sont généralement du côté de la sécurité en exagérant les déformations et en surestimant les contraintes. L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend possible surtout le raffinement géométrique des systèmes étudiés.

En effet, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser, car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non-linéaires complexes.

2.4 Présentation des codes FLAC :

FLAC 2D (**F**ast **L**agrangian **A**nalysis of **C**ontinua en **2** **D**imensions) est un code en différences finies développé par la société américaine ITASCA Consulting Group. Il permet de simuler le comportement des géo matériaux (sol, roche ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte). Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser.

Chaque élément se comporte selon sa description, par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées.

Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

Une des spécificités de FLAC2D (et de tous les logiciels ITASCA) est le macro-langage FISH, qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, et même d'écrire sa propre loi de comportement. La formulation FLAC2D est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géo mécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation – construction – chargement.

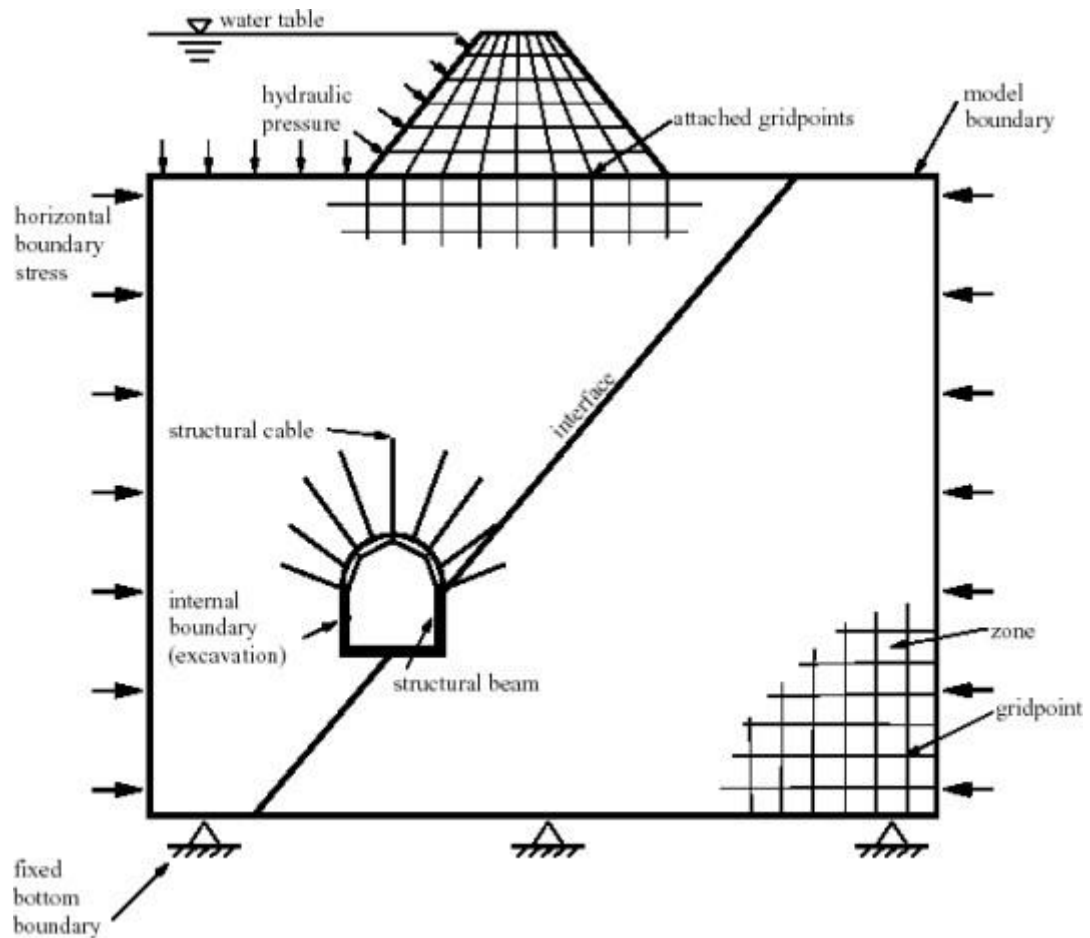


Figure2- 1: exemple des modèles étudiés par de FLAC

2.4.1 Méthodologie de simulation avec FLAC :

Afin de modéliser une simulation à l'aide de trois composants de base du problème doivent être indiqués :

1. Génération de réseau.
2. Déterminez les paramètres du composant.
3. Appliquer les conditions initiales et les limites.

2.4.2 Principe de calcul :

La méthode de résolution explicite s'inspire du principe de propagation et de dissipation de l'énergie cinétique au sein d'un corps déformable en mouvement. En effet, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène physique en considérant les équations de la dynamique du mouvement.

FLAC applique le schéma de résolution explicite. Billaux et Cundall (1993) ont expliqué la séquence de calcul générale de la méthode, qui est illustrée sur la Figure 3.15. Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces appliquées. Ensuite, les taux de déformation sont déduits des vitesses et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déduire de nouvelles contraintes et forces nodales. Chaque parcours de cette boucle représente un pas de temps, Δt .

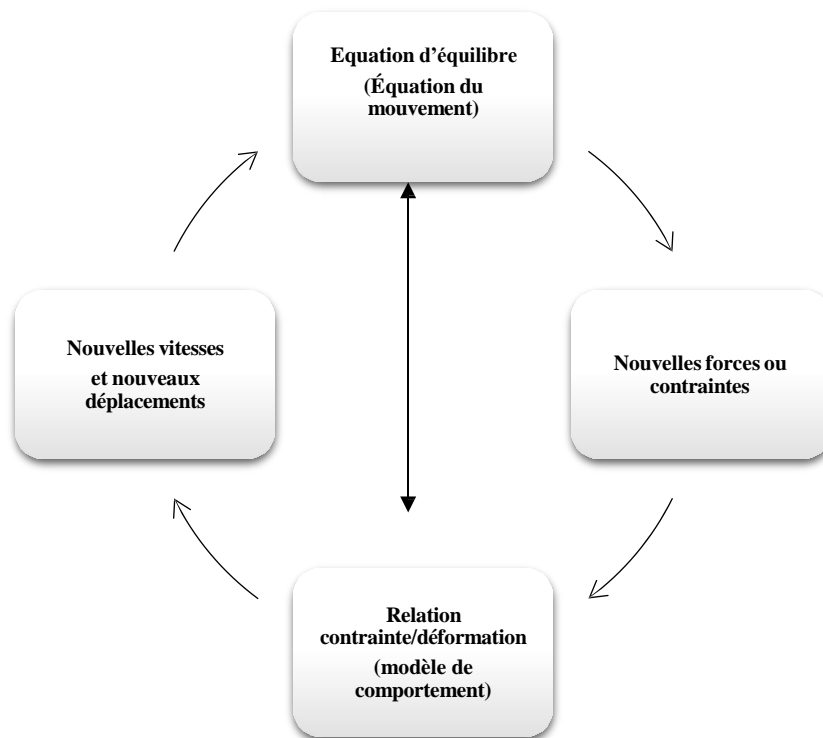


Figure2- 2 : Séquence de calcul explicite par différences finies, pour un pas de temps Δt , d'après Billaux et Cundall (1993)

2.4.3 Modèles de comportement de l'interface :

Les éléments d'interface permettent de représenter de manière simplifiée le comportement des nœuds ou nappes, et les interactions sol-structure. Les interfaces sont des objets géométriques et mécaniques qui se produisent dans un maillage et ont des propriétés de frottement (représentant le critère de rupture de Mohr-Coulomb) qui déterminent leur comportement non linéaire.

En FLAC, la création de l'interface passe par plusieurs étapes successives, permettant l'insertion de ce nouvel élément de part et d'autre du maillage. La figure 3.4 décrit le flux de ce processus,

les principales étapes sont :

1. la détermination, dans la grille initiale, du chemin suivi par la future interface.
2. la création d'une tranchée, parallèle à l'interface, et d'épaisseur au moins égale à une maille.
3. l'effacement des mailles devenues inutiles, à l'intérieur de la tranchée.
4. le rapprochement des deux côtés de l'interface, par translation de l'un ou des deux demi-espaces.
5. l'homogénéisation des mailles bordant l'interface, afin de limiter l'apparition de particularités géométriques dans la grille.

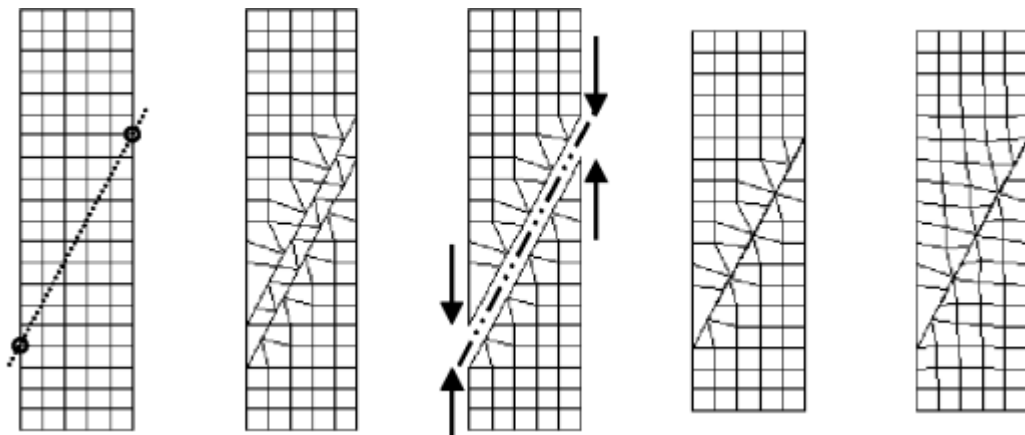


Figure2- 3: Etapes de la création d'une interface par FLAC

2.5 Lois de comportement :

2.5.1 Loi de comportement élastique linéaire isotrope ou loi de Hooke :

La loi de comportement exprime la relation qui existe entre les contraintes (contrainte effective dans le cas d'un sol saturé) et la déformation de petits éléments dans le volume macroscopique du matériau. Le cas élastique linéaire correspond au cas où il existe une relation linéaire entre le tenseur de contrainte σ_{ij} et le tenseur de déformation élastique ε_{ij} . Ce n'est généralement pas le cas pour les sols à comportement élastique non linéaire même avec de petites déformations. Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, le tenseur de déformation est lié au tenseur de contrainte, l'expression la plus courante étant la relation de Hooke, qui prend la forme établie dans l'équation (2.1) et l'équation (2.2), qui dépend d'autres constantes : Module d'Young E et coefficient de Poisson ν .

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1 + \nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (2.1)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (2.2)$$

Avec :

δ_{ij} : l'indice de Kronecker

Dans les codes FLAC l'écriture des relations de comportement utilise le module volumique et le module de cisaillement plutôt que le module d'Young et le coefficient de poisson, les relations entre ces divers paramètres sont résumées dans le **tableau 2.1**.

Tableau 2- 1: Relations entre les paramètres de l'élasticité linéaire isotrope (d'après Leipholz,1974)

Couple de paramètres utilisés	Expression des paramètres			
	Module de cisaillement G	Module d'Young E	Module volumique K	Coefficient de Poisson ν
G, E	G	E	$\frac{G \cdot E}{9G - 3E}$	$\frac{E - 2G}{2G}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K + G}$	K	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$
G, ν	G	$2G(1+\nu)$	$\frac{3G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	ν
E, K	$\frac{3KE}{9K - E}$	E	K	$\frac{3K - E}{6K}$
E, ν	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	E	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	ν
K, ν	$\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$3K(1-2\nu)$	K	ν

La valeur $\nu = 0,5$ correspond à $G = E/3$ et $1/K = 0$ c'est-à-dire à l'incompressibilité.

La détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson d'un matériau est effectuée en estimant les tangentes initiales aux courbes de comportement obtenues à l'essai triaxial axisymétrique. Le **tableau 2.2** donne les valeurs typiques du module d'Young et du coefficient de Poisson pour quelques types de sable.

Tableau 2- 2: Valeurs du module d'Young et du coefficient de Poisson pour quelques types de sables, d'après Mestat (1993)

Matériau	Module d'Young E (Mpa)	Coefficient de poisson ν
Sable limoneux	7 - 20	0.15 - 0.25
Sable lâche	7 - 20	0.30 - 0.35
Sable dense	7 - 20 - 50 - 80	0.30 - 0.35
Sable dense et gravier	100 - 200	0.30

2.5.2 Comportement élasto-plastique :

Le comportement élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'avec la première méthode car il ne peut pas tenir compte des déformations irréversibles. Cette hypothèse inclut la division de la déformation totale en parties élastiques et plastiques, ce qui simplifie grandement l'identification expérimentale du comportement des matériaux ainsi que la modélisation numérique ; elle conduit à l'équation (2.3)

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (2.3)$$

Avec ε : les déformations totales, ε^e : les déformations élastiques et ε^p : les déformations plastiques.

Le schéma élasto-plastique est caractérisé par les concepts fondamentaux suivants :

- la partition des déformations, qui décompose le tenseur des déformations totales (ε_{ij}) en la somme du tenseur des déformations élastiques (ε_{ij}^e) et du tenseur des déformations plastiques (ε_{ij}^p).
- la surface de charge ou critère de plasticité, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement d'un matériau est irréversible (plastique).
- le domaine d'élasticité, qui correspond à l'intérieur de la surface de charge et dans lequel les déformations sont réversibles.
- la règle d'écoulement plastique, qui décrit la manière dont évoluent les déformations plastiques.
- l'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations (et des déformations plastiques).
- le critère de rupture, qui caractérise la rupture du matériau, lorsque le seuil de contrainte n'évolue plus et que les déformations continuent de croître.

2.6 Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à la présentation de différents principes du code de calcul FLAC, Plusieurs groupes de recherche en mécanique des sols et des roches ont proposé des lois complexes de comportement élasto-plastique contenant de nombreux paramètres reflétant le véritable comportement des sols. Le critère de Mohr-Coulomb, largement utilisé pour modéliser les structures géotechniques, a été utilisé pour étudier les pressions passives et actives ; le critère fournit une description satisfaisante du comportement des sols, et il est simple dans son concept et sa transformation mathématique, et Seul un petit nombre de paramètres doivent être déterminés. Un outil de modélisation numérique ne doit pas être une boîte noire qui ne fournit que des solutions aux données d'entrée. Les codes de modélisation numérique doivent être capables de développer et d'examiner des modèles de comportement.

Les Code FLAC et FLAC 2D respecte cette particularité en offrant la possibilité à l'utilisateur de tester les idées, d'introduire ses propres modèles de comportement et de modéliser les séquences de construction.

Chapitre 03 :

*Présentation de problème
étude*

3.1 Introduction :

Dans ce chapitre, une étude numérique de la butée des terres a été établie par la méthode de différences finies, en utilisant le code de calcul FLAC2D.

Cette étude a pour but, de calculer les coefficients passifs des pressions des terres pour différentes configurations géomécaniques. L'influence des paramètres géotechniques (l'angle de frottement interne du sol et l'angle d'interface) sur les pressions passives des terres a été étudiée.

Les résultats numériques de la présente étude seront comparés avec ceux disponibles dans la littérature.

3.2 Présentation du problème :

3.2.1 Influence de la géométrie du modèle (dimensions du modèle) :

Dans cette étude, plusieurs configurations géométriques du modèle ont été testées afin d'évaluer l'influence des dimensions sur les résultats. Les essais ont montré qu'il faut éloigner les limites du domaine de modélisation de la zone de glissement tout en les rapprochant du mur, afin d'éviter de perturber la formation naturelle de la surface de rupture. Cela permet de préserver l'intégrité du champ de contraintes dans le massif de sol étudié.

Le problème concerne un mur rigide vertical de hauteur $h = 1$ m, soumis à une charge horizontale qui mobilise les pressions passives des terres. Le massif de sol soutenant le mur est supposé purement frottant, avec des angles de frottement interne compris entre 20° et 40° . La surface libre du sol est horizontale, ce qui correspond à un angle d'inclinaison $\beta=0$, et aucune surcharge n'est appliquée. Divers angles d'interface sol-paroi δ , ont également été pris en compte.

Les forces de butée sont générées progressivement lorsque le mur se déplace horizontalement vers le sol.

La figure 3.1 illustre la géométrie du massif étudié, et il est précisé que la largeur du modèle est supérieure à trois fois la hauteur du mur, ce qui garantit une modélisation fiable sans interférence des limites du modèle avec la zone de rupture.

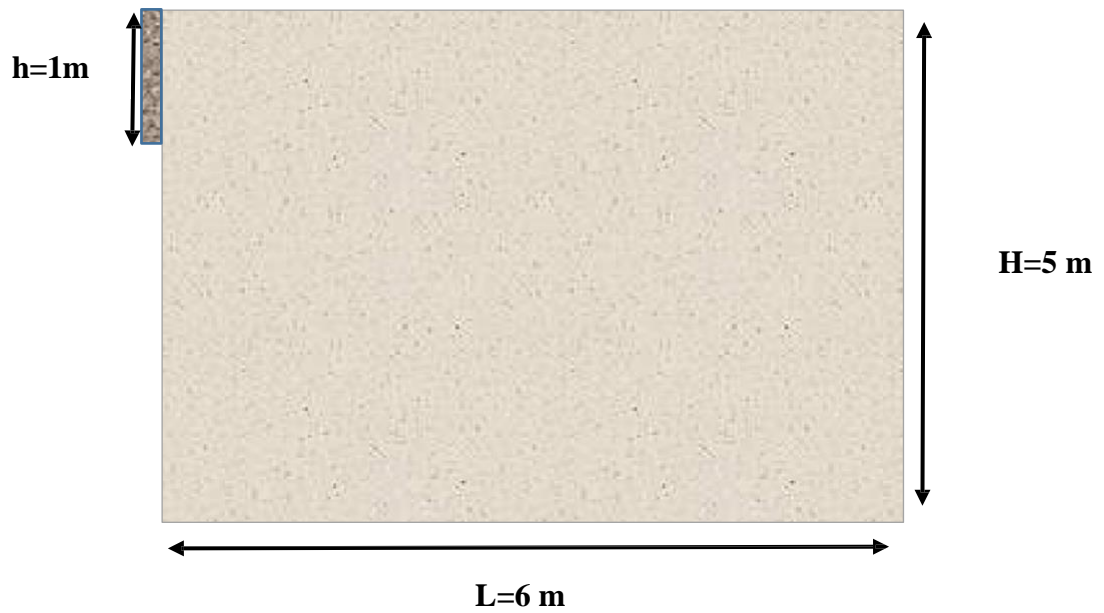


Figure 3- 1: Géométrie du modèle numérique

3.3 Influence du maillage :

Le maillage a été choisi après plusieurs tests sur différents modèles avec des maillages variés. Nous avons utilisé des maillages grossiers ainsi que des maillages raffinés. Il en ressort que le maillage raffiné, avec des éléments carrés ou proches du mur (c'est-à-dire dans la zone de concentration des contraintes), donne de meilleurs résultats. **La figure 3.2** ci-dessous présente le maillage utilisé dans cette étude.

Par ailleurs, les déplacements verticaux et horizontaux sont empêchés à la base du modèle, tandis que les déplacements horizontaux sont bloqués le long des frontières verticales du domaine **la figure 3.3**

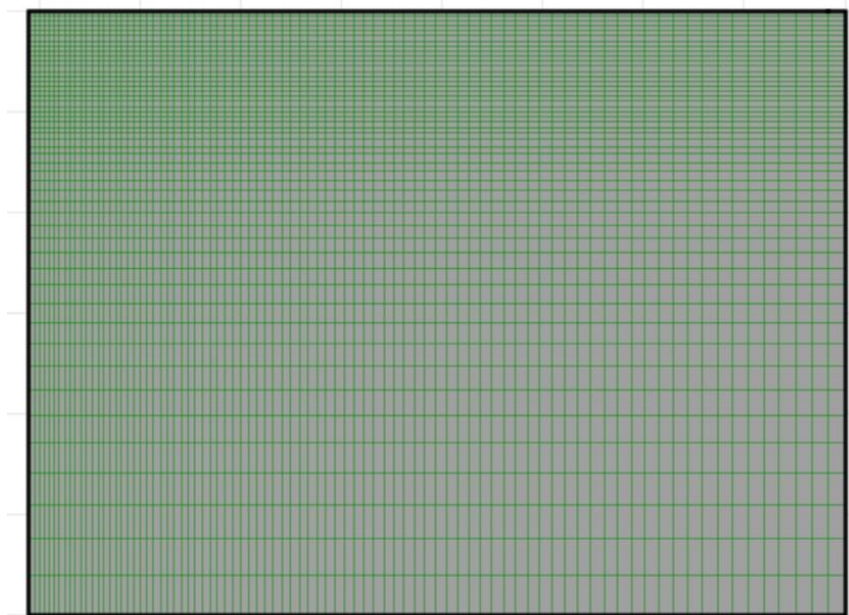


Figure 3- 2: le maillage

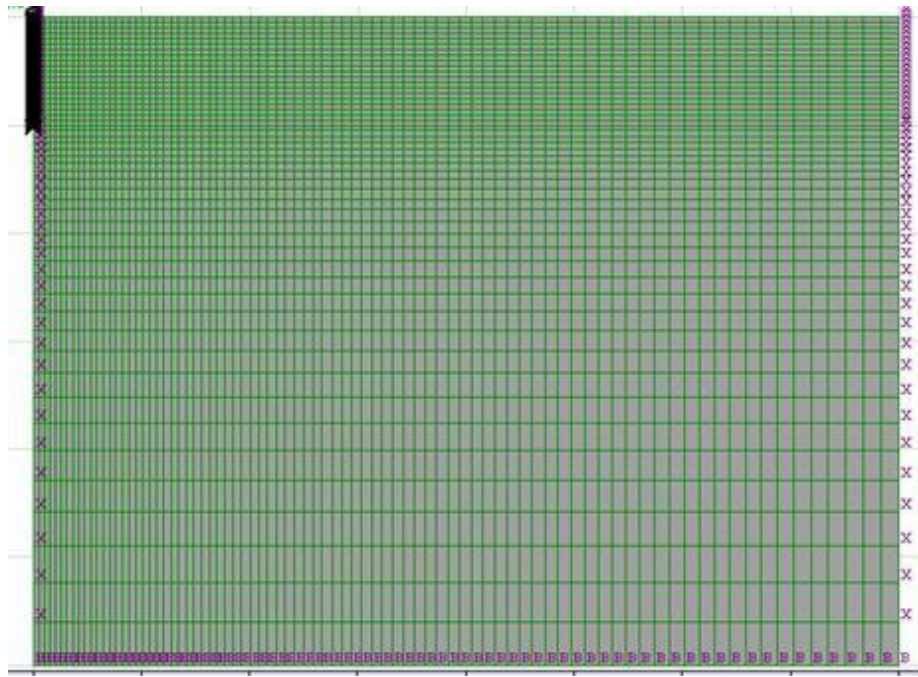


Figure 3- 3: Maillage et conditions aux limites

3.4 Procédure de modélisation :

Le logiciel FLAC, basé sur la méthode des différences finies, a été utilisé pour étudier l'influence d'un remblai à surface horizontale sur les pressions de terre passives et actives exercées contre un mur rigide.

Pour simuler la rupture dans le massif de sol, le mur de soutènement rigide est déplacé horizontalement, soit vers le sol pour générer une pression passive, soit loin du sol pour générer une pression active. Il est important de souligner que, conformément aux résultats attendus, le déplacement requis du mur pour mobiliser la pression passive est plus important que celui nécessaire pour atteindre la pression active.

Selon les études disponibles dans la littérature, le déplacement nécessaire pour atteindre la pression passive maximale est d'environ 1 % de la hauteur du mur, tandis que pour l'état actif, la rupture se produit dès un déplacement d'environ 0,1 % de la hauteur du mur.

Les dimensions du modèle, dans les directions x et y, sont choisies de manière à ce que les mécanismes de rupture ne soient pas influencés par les limites latérales ou inférieures du domaine modélisé.

Le mur de soutènement est représenté par des zones de matériau à comportement élastique linéaire, reliées au sol à l'aide d'éléments d'interface régis par le critère de Mohr-Coulomb.

Pour calculer le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad ; \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Tableau 3- 1 : Les caractéristiques géotechniques du sol

Paramètres	Désignations	Sable
Modèle et type de Comportement	/	Mohr-Coulomb
Module de cisaillement	G (KN/m ²)	10000
Module volumique	K (KN/m ²)	30000
Cohésion	C (KN/m ²)	0
Module d'Young	E (KN/m ²)	2700
Densité	γ (Kg/m ³)	2000
Angle de frottement interne	ϕ (°)	varie de 20 à 35
Angle de dilatance	ψ (°)	Variable ($\psi = \phi$ ou $\psi = 0$)
Coefficient de Poisson	ν	0.35

Les valeurs des paramètres élastiques ont eu un petit effet sur la limite pressions de terre passive. Les valeurs de K_p étaient calculée dans cette étude numérique pour un sol purement frottant par en considérant un sol sans cohésion sans surcharge ($\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$, $c = 0$, $q = 0$) ; la grandeur du poids γ n'affecte pas la valeur de coefficient de pression des terres K_p . L'angle de frottement interne varie de ϕ égale 20° et 40° ; pour chaque valeur de l'angle de frottement interne ϕ , Angle de dilatance $\psi = \phi$. Pour approcher l'effet d'une règle d'écoulement non associé sur les pressions de terre passives, certaines analyses numériques ont également été effectuées avec angle de frottement de dilatance fixé à $\psi = 0$.

3.5 Résultats et discussions :

3.5.1 Calcul et exploitation des résultats :

Au cours des calculs, les forces de réaction correspondant aux déplacements imposés dans les directions x et y sont déterminés et enregistrées comme résultats numériques (Force-X, ForceY). Dans notre cas, la force de réaction verticale (Force-Y) est toujours nulle, tandis que la force horizontale (Force-X) correspond à la force de butée F_{px}

Ainsi, les coefficients de pression passive des terres K_p sont calculés à partir de cette force selon les relations appropriées :

$$K_p = 2F/\gamma h^2 \cos\delta \quad (3.1)$$

Avec :

F_{px} : Résultante de la butée du terrain

γ : Poids volumiques du sol

h : L'hauteur du mur

δ : Angle de frottement de l'interface ($\delta = 0$ pour un écran lisse)

Afin de tirer pleinement profit des résultats numériques, ceux-ci sont présentés sous forme de graphes illustrant :

- L'évolution de la force de butée en fonction du déplacement du mur
- L'influence de certains paramètres tels que l'angle de frottement interne du sol et la règle d'écoulement sur les valeurs de K_p

Les résultats obtenus sont ensuite comparés avec ceux proposés par Kerisel, et Soubra, et de Benmeddour, qui a étudié par la méthode des lignes de glissement le même problème dans des conditions similaires et avec les mêmes caractéristiques de sol.

3.5.2 Cas de la butée :

a) Cas de $\varphi = 20^\circ$ et $\psi = 0$

La figure 3.4 illustre l'évolution progressive de la force de butée en fonction du déplacement horizontal du mur. On observe une augmentation de cette force jusqu'à un certain seuil, après quoi elle se stabilise. Cela signifie que le sol résiste initialement au cisaillement jusqu'à atteindre son état plastique, puis entre en rupture.

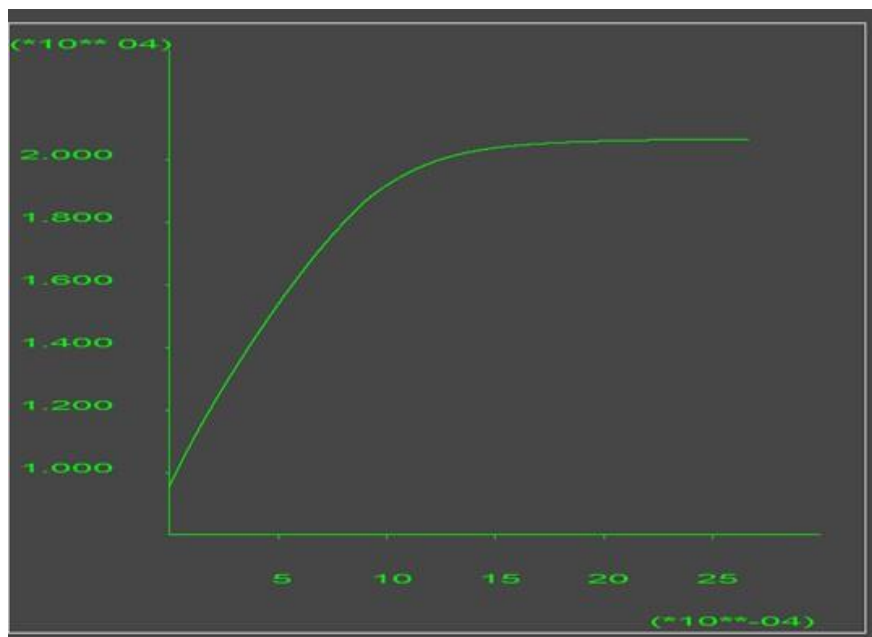


Figure 3- 4: Evolution de la force de butée

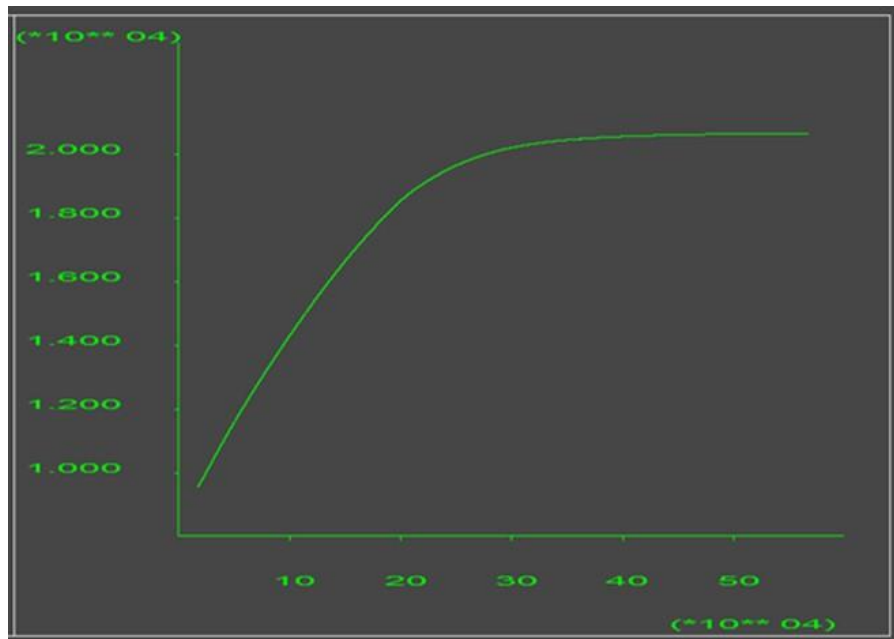


Figure 3- 5: Evolution de la force de butée en fonction du déplacement horizontal du mur

La figure 3.6 montre les zones de plastification du sol derrière un mur sans frottement ($\delta = 0$) avec un angle de frottement interne $\phi = 20^\circ$.

Les points rouges indiquent des zones en rupture par cisaillement, ce qui reflète un glissement du sol derrière le mur (Rupture active due au manque d'adhérence entre le mur et le sol).

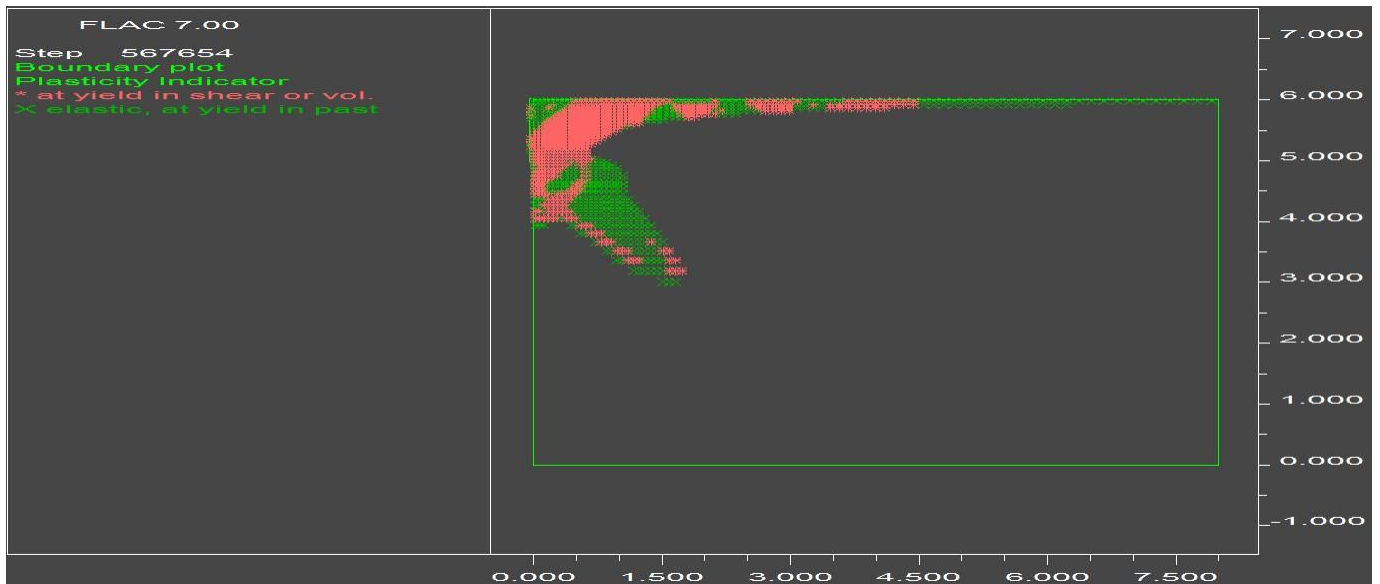


Figure 3- 6: Zones plastifiées dans le massif de sol

La figure 3.7 montre le mécanisme de rupture dans un sol derrière un mur vertical sans frottement entre le sol et le mur ($\delta = 0$) et avec un angle de frottement interne $\varphi = 20^\circ$.

Les couleurs représentent le déplacement vertical (Y), où le rouge indique le tassement le plus important. Ce tassement est concentré derrière le mur, ce qui indique une rupture par cisaillement et glissement du sol vers le haut en raison du manque d'adhérence.

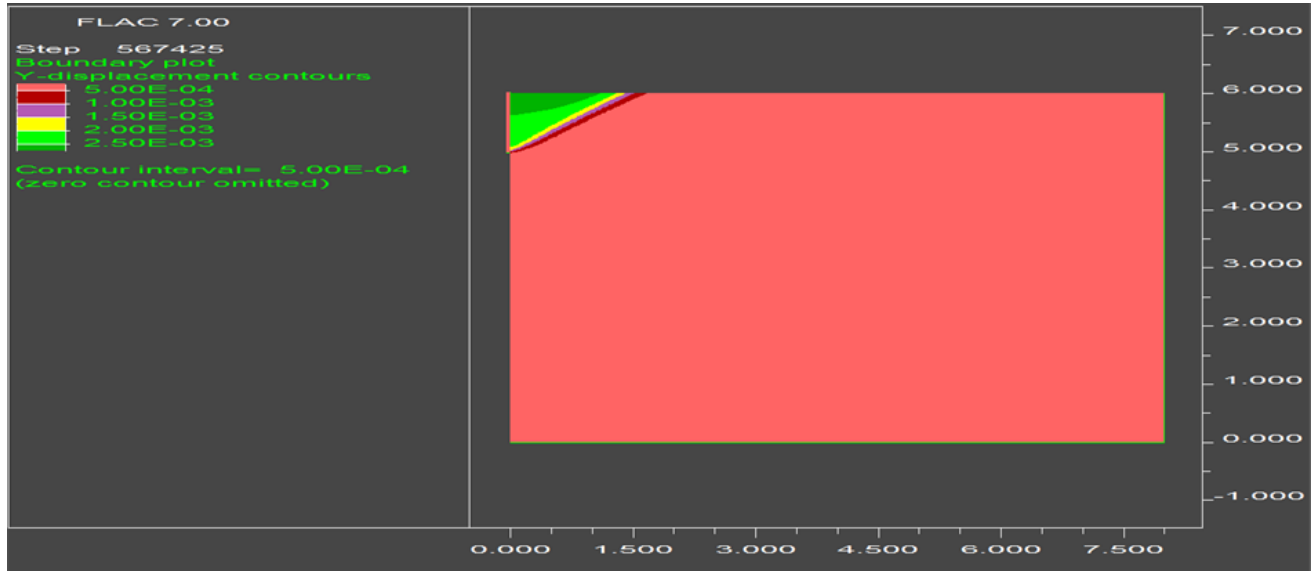


Figure 3- 7: Mécanisme de rupture dans le cas de $\varphi = 20^\circ$, $\beta = 0$, $\delta = 0$ (déformation au cisaillement)

b) Cas de $\varphi = 35^\circ$ et $\psi = \varphi$

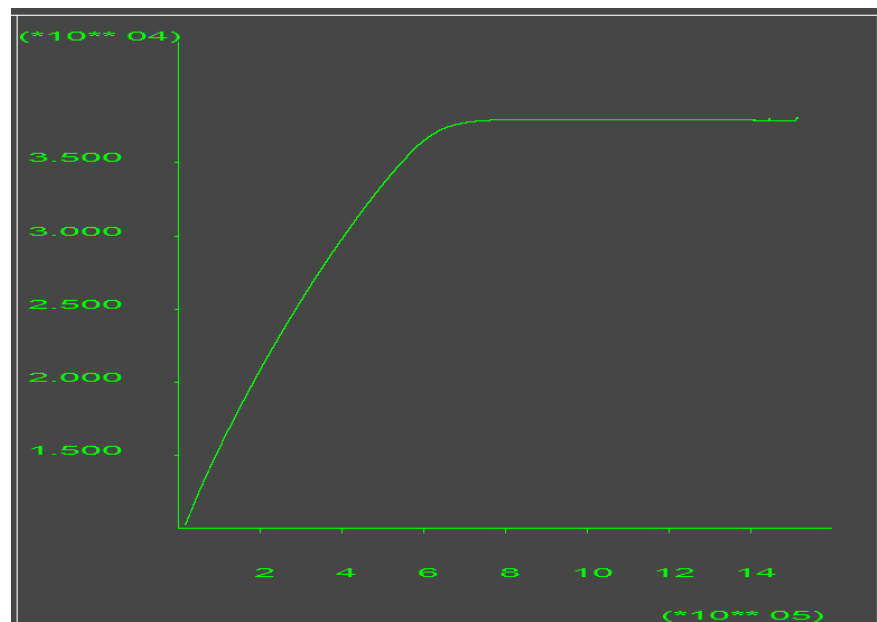


Figure 3- 8: Evolution de la force de butée

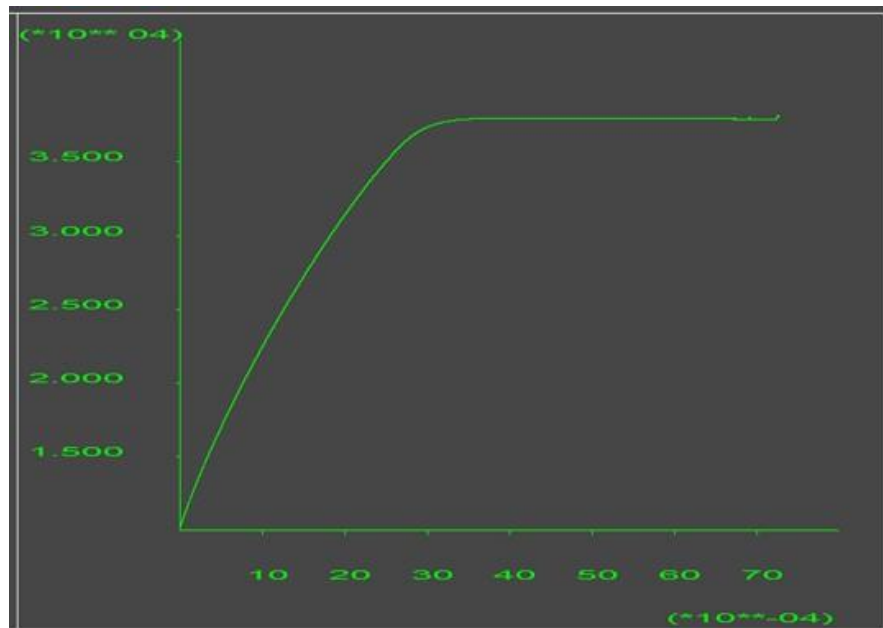


Figure 3- 9: Evolution de la force de butée en fonction du déplacement horizontal du mur

La figure 3.10 met en évidence les zones plastiques dans le sol derrière un mur sans frottement à l'interface ($\delta = 0$), avec un angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$ et ($\psi = \varphi$).

Les points rouges indiquent des zones de rupture en cisaillement ou en volume, localisées principalement à la base et à l'arrière du mur. Cette distribution limitée de la plastification traduit une rupture active localisée, favorisée par l'absence d'adhérence entre le mur et le sol.

Ce comportement suggère une mobilisation réduite des contraintes à l'interface, ce qui empêche le transfert efficace des efforts entre le mur et la masse de sol. Par conséquent, la rupture se développe plus rapidement et reste concentrée, même dans un sol de haute résistance.

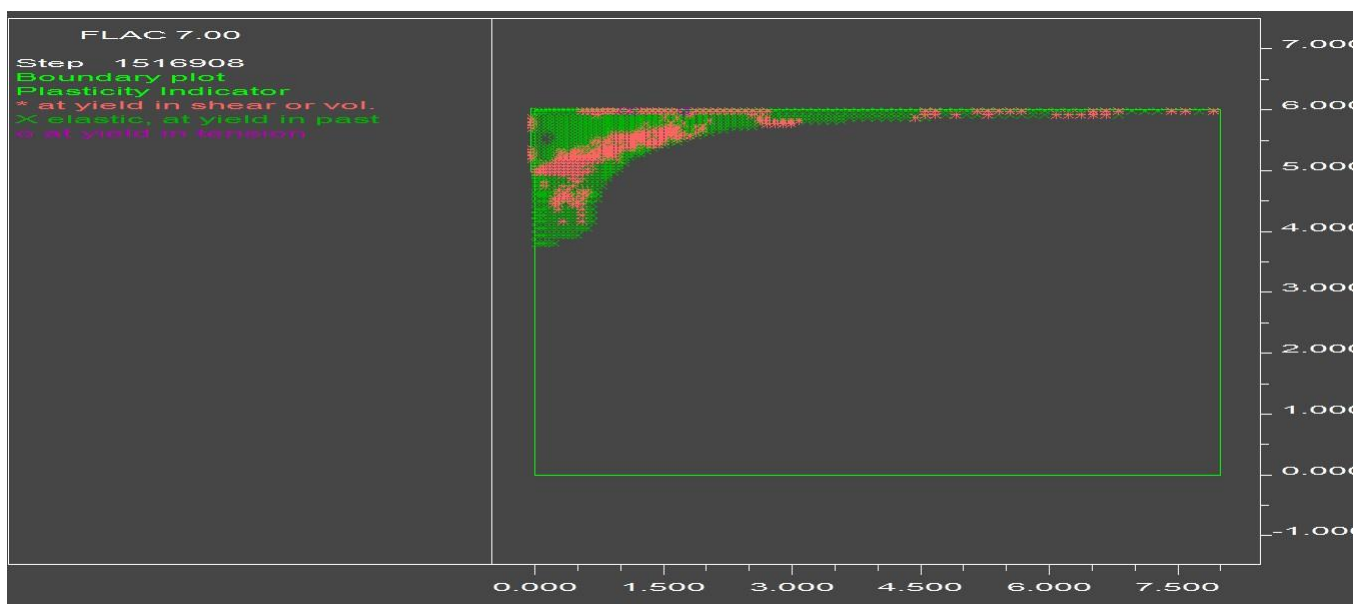


Figure 3- 10: Zones plastifiées dans le massif de sol

La figure 3.11 illustre le mécanisme de rupture dans un sol derrière un mur vertical en absence de frottement à l'interface ($\delta = 0$) et avec une dilatance élevée ($\psi = \varphi$).

L'absence de frottement entre le mur et le sol favorise un glissement direct plus important et réduit la capacité de la paroi à résister aux efforts horizontaux, diminuant ainsi sa stabilité par rapport au cas avec frottement. Bien que la dilatance égale à l'angle de frottement interne contribue à augmenter la résistance au cisaillement, elle ne parvient pas à compenser totalement le manque d'adhérence. Le glissement continue donc à se développer de manière plus rapide et localisée sous l'effet des charges et de la répartition interne des contraintes, menant à une rupture active marquée et concentrée.

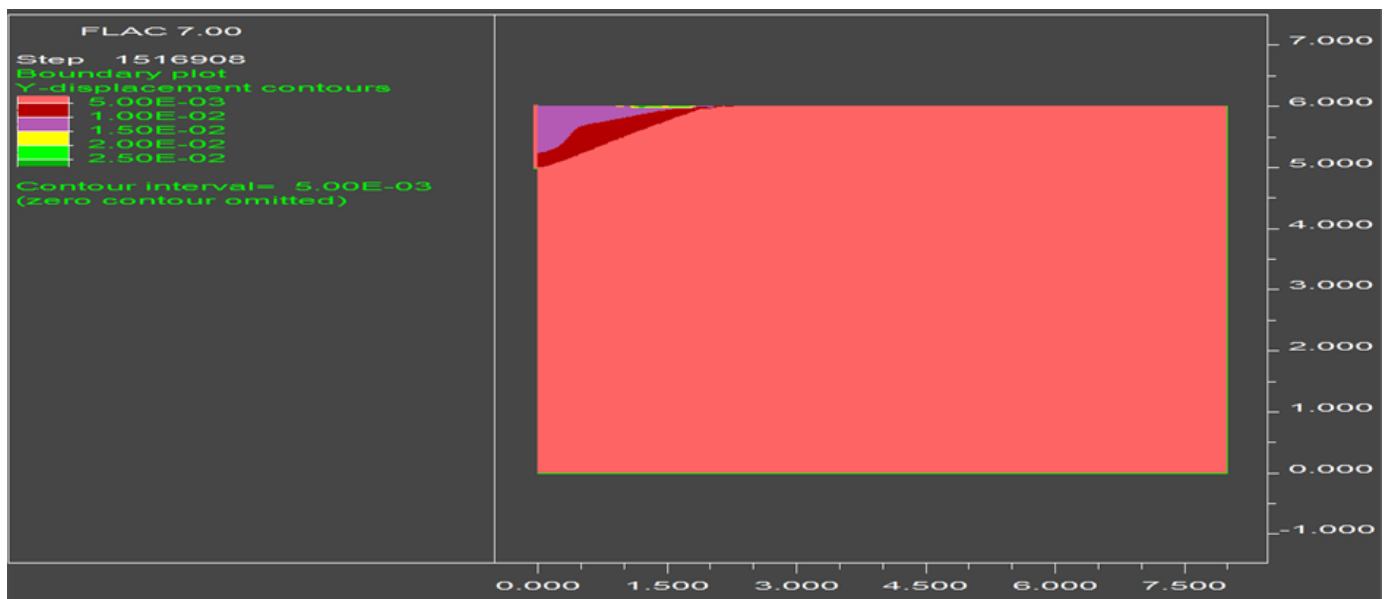


Figure 3- 11: Mécanisme de rupture dans le cas de $\varphi=35^\circ$, $\beta=0$, $\delta=0$

3.6 Présentation et discussions problème de butée :

Le tableau suivant présente les résultats obtenus dans le cadre du programme FLAC 2D

Tableau 3- 2 : les résultats obtenus dans le cadre du programme FLAC 2D

Sol associée			Sol non associée		
φ	ψ	Kp_1	φ	ψ	Kp_2
20	20	2,078	20	0	2,066
25	25	2,518	25	0	2,474
30	30	3,073	30	0	2,910
35	35	3,818	35	0	3,577
40	40	4,758	40	0	4,426

3.6.1 Cas d'un sol associé :

Les résultats des coefficients de butée des terres pour le cas d'un sol associé obtenus pour les angles de $\varphi = 20^\circ$ à $\varphi = 40^\circ$ sont présentés sur la **figure 3.12**. La courbe de cette figure montre bien le coefficient K_p augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement.

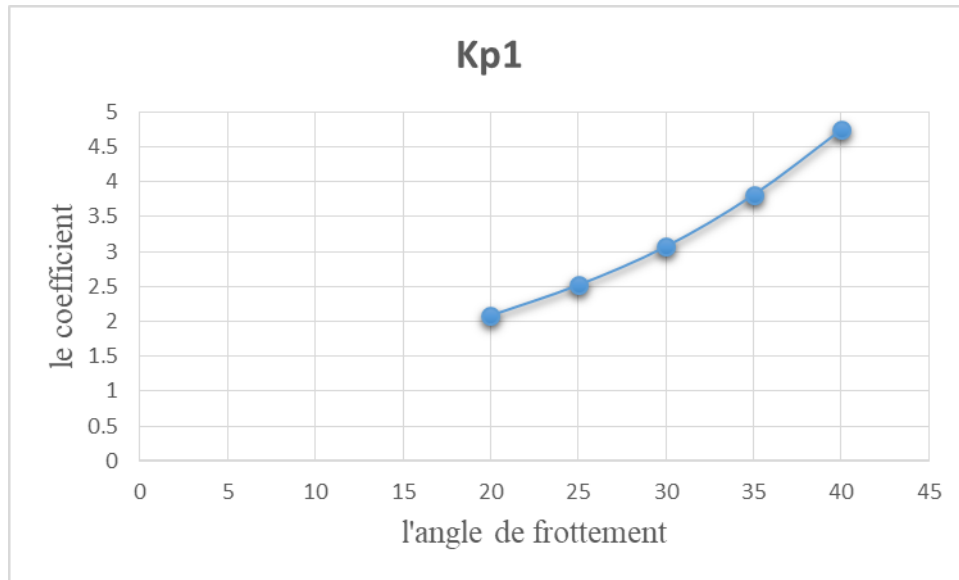


Figure 3- 12 : La courbe représente le changement de K_p en termes de φ dans le cas d'un sol associé

La même remarque a été constatée pour le cas d'un sol non associé et les résultats sont présentés sous forme de courbe sur la **figure 3.13**.

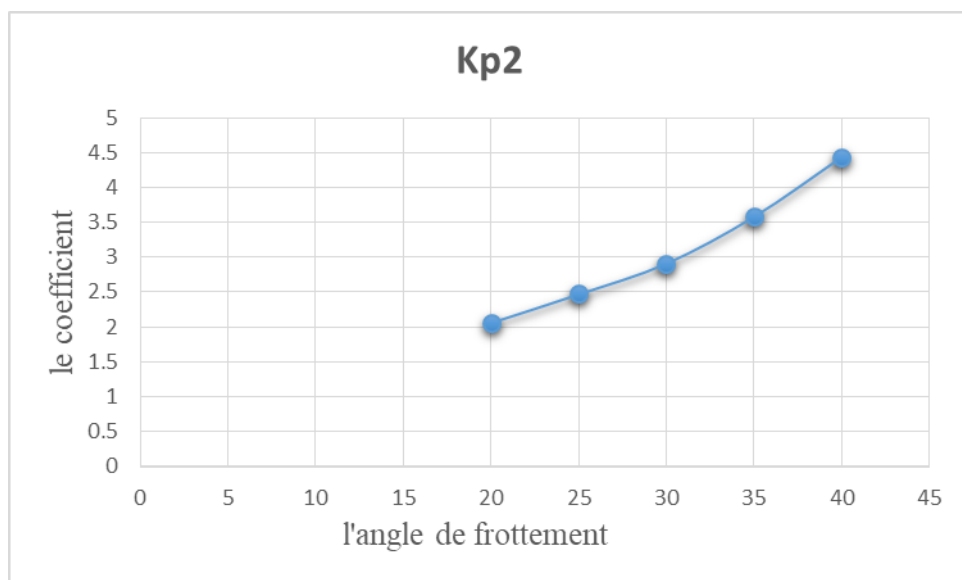


Figure 3- 13 : La courbe représente le changement de K_p en termes de φ dans le cas d'un sol non associé

3.6.2 Influence de l'angle de frottement d'interface δ :

La figura 3.14 présenté la comparaison des résultats de coefficient de butée pour le cas d'un sol associé et non associé.

On constate que les coefficients pour $\delta=0$ sont légèrement inférieur à ceux obtenus pour le cas associée.

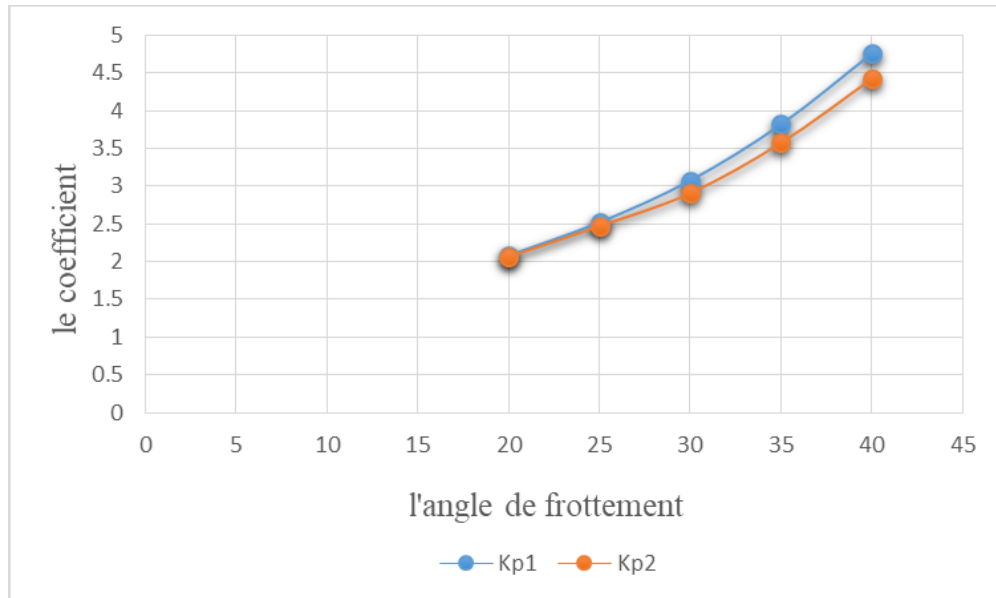


Figure 3- 14: la comparaison des résultats de coefficient de butée pour le cas d'un sol associé et non associé

Le tableau suivant représente les pourcentages entre Kp dans le cas (sol associe) et Kp dans le cas (sol non associe).

Tableau 3- 3: représente les pourcentages

φ	Kp_1	Kp_2	Pourcentage (%)
20	2,078	2,066	0,58
25	2,518	2,474	1,75
30	3,073	2,910	5,30
35	3,818	3,577	6,31
40	4,758	4,426	6,97

$$(\%) = \frac{K_{p1} - K_{p2}}{K_{p1}} \times 100$$

La différence en pourcentage varie de 0.58 % pour $\varphi = 20^\circ$ à 6,97 % pour $\varphi = 40^\circ$.

Tableau 3- 4: Comparaison de K_p obtenu avec les résultats de Soubra et Macuh, et de Benmeddour pour ϕ varie de 20° à 40°

Φ	Kp_1	Kp_2	K_{py}		
			Benmeddour Présente étude	Soubra et Macuh(2002)	Caquaut et Kérisel(1966)
20	2,078	2,066	2,075	2,04	2,04
25	2,518	2,474	2,502	2,46	2,46
30	3,073	2,910	3,061	3,00	3,00
35	3,818	3,577	3,799	3,69	3,7
40	4.785	4,426	4,765	4,60	4,6

Le **tableau 3.4** présente une comparaison des valeurs du coefficient de pression latérale passive K_p calculées à l'aide de FLAC2D (Kp_1 et Kp_2) dans cette étude, avec les résultats d'études antérieures menées par Benmeddour, Soubra et Macuh (2002), ainsi que Caquot et Kérisel (1966), pour des angles de frottement interne ϕ variant de 20° à 40° .

Les résultats montrent que les valeurs obtenues dans cette étude sont très proches de celles fournies par Benmeddour, indiquant une bonne concordance. Il existe également une certaine proximité avec les résultats de Soubra et Macuh, ainsi que de Caquot et Kérisel, bien que des écarts soient observés selon l'angle ϕ . De manière générale, les valeurs de K_p augmentent avec ϕ , ce qui reflète le comportement attendu du sol en mécanique des sols, et confirme la validité du modèle adopté dans cette étude.

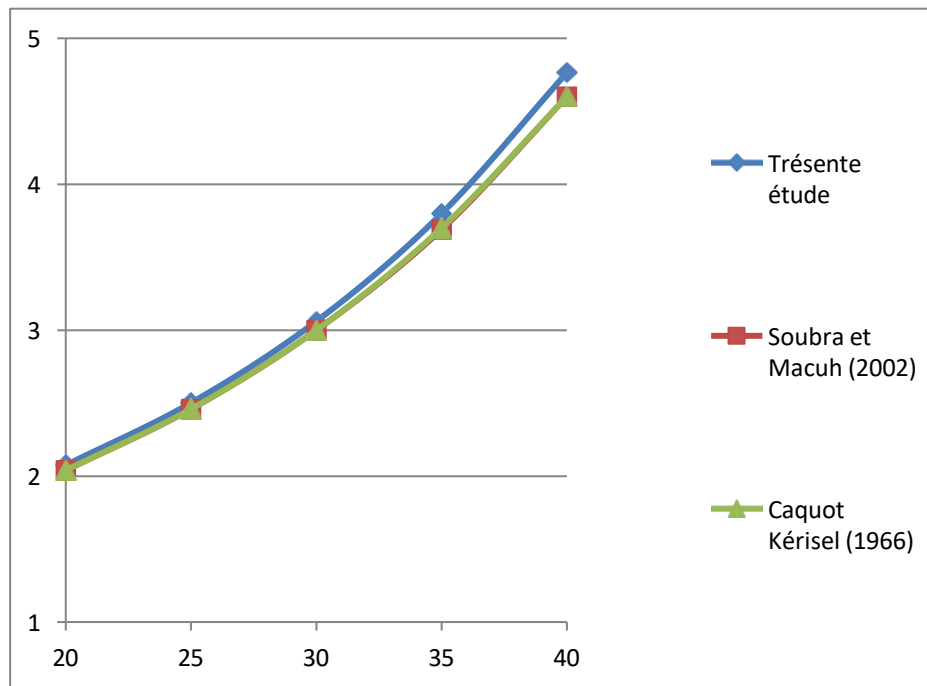


Figure 3- 15: l'évolution du coefficient de pression latérale passive k_p en fonction de l'angle de frottement interne ϕ

Le graphique montre l'évolution du coefficient de pression latérale passive k_p en fonction de l'angle de frottement interne ϕ . On constate que la valeur de k_p augmente lorsque ϕ augmente. En d'autres termes, plus l'angle de frottement est grand, plus la résistance latérale est importante.

Ceci valide les résultats obtenus dans cette étude, qui montrent une forte correspondance avec les résultats d'études validées précédemment, avec des différences mineures principalement observées pour des valeurs élevées de ϕ .

3.7 Conclusion :

Dans cette étude, une analyse numérique a été menée à l'aide du logiciel FLAC2D afin de mieux comprendre le comportement des pressions de terre passives sur un mur rigide soumis à un déplacement horizontal. Les résultats ont montré l'influence significative de plusieurs paramètres géotechniques, en particulier l'angle de frottement interne du sol et l'angle de frottement à l'interface sol-paroi, sur la valeur du coefficient de pression passive K_p .

Les simulations ont permis de constater que :

- Le coefficient K_p augmente avec l'angle de frottement interne ϕ du sol.
- La présence de l'angle de dilatance ($\psi = \phi$) conduit à une mobilisation plus importante des contraintes, ce qui améliore la stabilité du mur et augmente la valeur de K_p .
- L'effet de l'association ou non de la règle d'écoulement a une influence notable, particulièrement pour des valeurs élevées de ϕ .
- Les résultats numériques obtenus sont en bonne concordance avec ceux proposés dans la littérature, notamment ceux de Benmeddour, Soubra et Macuh, ainsi que Caquot et Kérisel.

Cette validation numérique confirme la pertinence du modèle utilisé ainsi que l'intérêt de l'approche par différences finies pour l'analyse des problèmes de stabilité liés aux butées passives des sols.

Conclusion générale

Ce travail a abordé un sujet de grande importance dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, à savoir l'étude du comportement des structures porteuses à travers une approche qui combine l'analyse théorique et l'application numérique en utilisant le logiciel **FLAC2D** basé sur la méthode des différences finies. Cette recherche nous a permis de mieux comprendre les mécanismes régissant la stabilité des murs de soutènement et les facteurs affectant leur performance sous l'influence des forces latérales du sol.

Nous avons pu mener une étude numérique rigoureuse du phénomène de pression passive du sol sur un mur solide, en analysant l'influence de certains paramètres géotechniques tels que l'angle de frottement interne et l'angle de contact entre le mur et le sol sur le coefficient de pression latérale K_p . Les résultats ont montré que :

- Le coefficient K_p augmente avec l'angle de frottement interne φ .
- La présence de l'angle de dilatance ($\psi = \varphi$) permet une meilleure mobilisation des contraintes et une plus grande stabilité.
- Les résultats numériques sont en très bon accord avec les références bibliographiques, notamment celles de Benmeddour, Soubra et Macuh, ainsi que Caquot et Kérisel, Ce qui démontre la validité du modèle numérique utilisé

Il en ressort que l'angle de frottement interne du sol a une influence considérable sur les valeurs des coefficients passifs des terres. Les paramètres géométriques ont également une grande influence sur les valeurs de K_p .

Références

- **Almi, Fatma Zohra.** *Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement par la méthode de l'analyse limite.* Université Mohamed Khider – Biskra, 2022.
- **Bouali, Meriem Fakhreddine.** *Étude numérique des pressions passive et active derrière un mur de soutènement rigide soumises à différents modes de mouvements.* Thèse de magistère, 2011.
- **Bouabdallah, M. L.** *Cours Fondations et ouvrages géotechniques.*
- **BOUGUERRA, Amar, MAGROUD, Brahim.** *Conception et calcul de mur de soutènement en zone sismique.* Université 08 Mai 1945 de Guelma.
- **Caquot, A., Kérisel, J.** *Traité de mécanique des sols.* 4^e éd., Gauthier-Villars, Paris, 1966.
- **CHEBIRA, Houcine, MEKKI, Abdelkrim.** *Étude d'un tronçon de mur de soutènement à hauteur variable.* Université Aboubekr Belkaid, Tlemcen.
- **Coulomb, C.A.** *Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture.* Mém. Math. Phys. Acad. Roy. Sci., 7, Paris, 1776.
- **Djoudi, Sarah.** *Étude de la butée des terres par la méthode d'analyse limite.* Université Mohamed Khider – Biskra, 2020.
- **FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua.** Version 5.0, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, 2005.
- **Gahmous, Souhaib.** *Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement renforcé par géosynthétique.*
- **Heumez, Samuel.** *Présentation des différents types d'ouvrages, causes de pathologies et des méthodes de réparation les plus courantes.* Cerema IdF.
- **Kérisel, J., Absi, E.** *Active and passive earth pressure tables.* Rotterdam: Balkema, 1990.
- **Rouabeh, Aicha.** *Comportement d'un mur de soutènement sous chargement sismique.*
- **Saoula, Hana.** *Modalisation numérique d'un mur de soutènement chargé en tête.* Université Mohamed Khider – Biskra.
- **Schlosser, F.** *Élément de mécanique des sols.* Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1988.
- **Schlosser, F.** *Murs de soutènement.* Technique de l'ingénieur, traité construction.
- **Soubra, A.H., Macuh, B.** "Active and passive earth pressure coefficients by a kinematical approach." *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering*, vol. 155, no. 2, Apr. 2002, pp. 119–131.