

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Echahid Hamma Lakhdar – El Oued



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique
et de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme du Master en Hydraulique

Option : *Conception et diagnostic des systèmes d'AEP et d'assainissement*

THEME :

**Etude numérique de pression de terre
passive et active et l'effet du milieu sur la
stabilité d'un écran de soutènement**

Dirigé par :

Dr KHATER Ibtissem

Présenté par :

✍ KHELLOUT Abdelkarim

✍ DOUIS Mohamed Nadjib

✍ ASKRI Abdelhak

Promotion:2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord nous rendrons grâce à Dieu, lui qui nous a permis d'être bien

Portant afin d'effectuer Ce travail du début jusqu'à la fin.

Nous souhaitons à remercier notre directeur de mémoire, **Dr. KHATER**

Ibtissem

Il qui a guidé nous avec ses orientations, ses conseils et ses

Critiques tout au long de ce travail de recherche, qui laisse-nous la liberté dont

Nous avons besoin. Nous ne pouvons que lui être reconnaissantes surtout pour
ses qualités

Intellectuelles et humaines.

Notre remerciements vont aussi au membre du jury, pour l'honneur qu'ils nous
ont

Fait en acceptant d'évaluer ce travail et de participer à la soutenance.

Et enfin, nous sommes reconnaissants envers tous les enseignants de

DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE ET DE GENIE CIVIL pour leur

Contribution à nos formations, et également à nos camarades, amis pour leurs

Aides précieuses.

الملخص:

إن الهدف من هذه المذكرة هو التحليل العددي لتأثير الخصائص الميكانيكية للتربة و للحد المشترك بين التربة و الهيكل على توزيع ضغوط التربة و التقييم العددي لمعاملات ضغوط التربة السلبية و الفعالة باستعمال البرنامج $Flac^{2D}$ في تواجد السيلان.

التجارب على نماذج في المخبر بينت بوضوح أن عدم استقرار قعر الحفر بوجود جريان للماء يمكن أن يحدث ليس فقط بسبب ظاهرة الارتفاع لكتلة من التربة أو عدم التوازن بل أيضا من تناقص قوة الدفع العكسي.

تشير النتائج المتحصل عليها ان وجود المياه يؤثر سلبيا على استقرار الحاجز وذلك بزيادة قوة الدفع و انقاص القوة الساندة للحاجز كما بينت النتائج أيضا تأثر هذه القوى بخصائص التربة و الحاجز كما أثبت النتائج أن زيادة عمق الحاجز في التربة ليس له تأثير على قوى الدفع وله تأثير صغير على القوى الساندة .

الكلمات المفتاحية: نمذجة رقمية، الحفريات العميقة، الاستقرار، حاجز، ترشح.

Abstract :

The objective of this thesis is the numerical analysis of the effect of the mechanical properties of the soil and the common boundary between the soil and the structure on the distribution of soil stresses and the numerical evaluation of the coefficients of passive and effective soil pressures using the program Flac2D in the presence of gonorrhea.

Experiments on models in the laboratory clearly indicated that the instability of the bottom of the pits in the presence of water flow can occur not only due to the phenomenon of the rise of a mass of soil or the imbalance, but also from the decrease in the reverse thrust.

The results indicate that the presence of seepage flow has an unfavorable effect on the stability of the retaining wall by increasing the active earth pressure and decreasing passive earth pressure. It is also shown that the properties of the earth friction angle, the dilation angle and the roughness of the wall have an influence on the pressures of the earths. The penetration depth increases the passive earth coefficient and has virtually no effect on active earth coefficient.

.

Keywords: numerical modeling, deep fossils, stability, barrier, infiltration.

RESUME

Ce travail s'intéresse à la modélisation numérique de l'influence des caractéristiques mécaniques du sol et de l'interface sol-structure sur la distribution des pressions des terres et l'évaluation numérique des coefficients des pressions des terres active et passive à l'aide du logiciel FLAC^{2d} en présence d'écoulement.

Des observations faites sur des essais au laboratoire mettent en évidence que l'instabilité du fond de fouille en présence d'écoulement peut être causée non seulement par le phénomène de soulèvement ou de boulangement aussi par la réduction de la butée.

Les résultats obtenus indiquent que la présence d'écoulement a un effet défavorable sur la stabilité des écrans de soutènement en augmentant la pression des terres active et diminuant la pression des terres passive. Il est également montré que les propriétés de terres l'angle de frottement interne du sol, la dilatance et la rugosité de l'écran ont une influence sur les pressions des terres. L'enfoncement de la fiche de l'écran augmente progressivement le coefficient de butée des terres et n'a pratiquement aucun effet sur le coefficient de poussée des terres.

MOTS CLES : Modélisation numérique, excavation profonde, stabilité, écran, infiltration.

Liste des tableaux

Tableau I.1	Avantages et les Inconvénients de la paroi moulée	11
Tableau II.1	Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface de la parementure	24
Tableau IV.1	Comparaison du présent coefficient de butée K_p avec les solutions existantes quand $\delta/\varphi=1$	56
Tableau IV.2	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=0$	57
Tableau IV.3	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=1/3$	58
Tableau IV.4	Coefficients K_a et K_p pour différentes valeurs de f/e et H/f pour $\varphi=\psi$ quand $\delta=2/3$	58

Liste des Photo

Photo I.1	Mur de soutènement (Adrien Lafond 2012)	5
Photo I.2	Exemple de mur poids en béton (Al Kashi 2011)	6
Photo I.3	Murs poids en maçonnerie de pierres sèches (chris2009)	7
Photo I.4	Murs poids en maçonnerie jointoyée(Jérôme Saliba 2017)	7
Photo I.5	Mur poids en béton(Jérôme Saliba 2017)	8
Photo I.6	Mur poids en gabions (Adrien Lafond 2012)	8
Photo I.7	Murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés (chris2009)	9
Photo I.8	Mur en béton armé(chris2009)	9
Photo I.9	Mur en terre armée(chris2009)	10
Photo I.10	Rideaux de palplanches(AlKashi2011)	10
Photo I.11	La paroi moulée(Khemoum2017)	11
Photo I.12	Parois préfabriquées (Al Kashi 2011)	12
Photo I.13	Procédé Terrestre (AlKashi 2011)	13
Photo I.14	Parement d'un remblai renforcé du procédé Terre Armée(AlKashi 2011)	13
Photo I.15	Procédé Frey si sol : lit d'armatures en bandes géo synthétiques (AlKashi2011)	14
Photo I.16	Procédé Ebal-Géotextiles : parement préfabriqué devant le massif en géotextile(AlKashi2011)	14
Photo I.17	Parois clouées (AlKashi2011)	15
Photo I.18	Voile ancrés(Al Kashi 2011)	16
Photo I.19	Poutres ancrées en phase de construction(AlKashi 2011)	16
Photo IV.1	Machine foreuse (ramasser des étudiants)	75
Photo IV.2	Ferraillage de pieux(ramasser des étudiants)	75
Photo IV.3	Collage de pieux(ramasser des étudiants)	76
Photo IV.4	Pieux après collage(ramasser des étudiants)	76
Photo IV.5	Ferraillage de mur soutènement(ramasser des étudiants)	76
Photo IV.6	Collage de mur soutènement(ramasser des étudiants)	77
Photo IV.7	Raccordement le puisard avec le réseaux public d'assainissement (ramasser des étudiants)	77
Photo IV.8	Canaux d'assainissement(ramasser des étudiants)	78
Photo IV.9	Photo Centrale à béton (ramasser des étudiants)	78

Liste des figures

Figure I.01	Les différents éléments d'un mur de soutènement	3
Figure I.02	Exemples des ouvrages de soutènement	4
Figure I.03	Parois composites(M. chazallonm 2016)	12
Figure I.04	Description d'un butons	17
Figure I.05	Description d'un tirant d'ancrage	18
Figure I.06	Actions sur un mur de soutènement pour $\beta = 0$, $\delta = 0$ Etat limite de poussée du sol	19
Figure I.07	Actions sur un mur de soutènement pour $\beta = 0$, $\delta = 0$ Etat limite de butée du sol	20
Figure II -1	Equilibre du coin de Coulomb	25
Figure II -2	Hypo these de Rankin	27
Figure II -3	Equilibres de Boussinesq et de Rankine	27
Figure II -4	Coefficient de poussée latérale des terres contre un mur vertical et position du point d'application de la résultante (selon Terzaghi 1936a). Distinction du mode de déplacement du mur	29
Figure II -5	Diagramme des pressions' exerçantsur un rideau encastré non encre	31
Figure II -6	Diagramme de pression d'exerçantsur un rideau an cré simplement butée.	32
Figure II -7	Réduction du moment fléchissent maximal avec la flexibilité du Rideau d'après Rowe	33
Figure II -8	Schéma de calcul proposé par Rowe.	34
Figure II -9	Schema trapezoidal de Terzaghi.	34
Figure II -10	δp en fonction du déplacement de l'écran	35
Figure II -11	Rideau ancré et encastré.	35
Figure II -12	Method de Blum.	36
Figure III.1	Méthodologie de modélisation numérique par les codes de calcul FLAC/FLAC2/D d'après les manuels Itasca (2005).	43

Figure III.2	Critère de rupture de Mohr-Coulomb.	46
Figure III.3	Détail des composants d'un élément d'interface (Itasca Manuel (1994)).	48
Figure IV.1	Cas étudié	52
Figure IV.2	Maillage utilisé pour la simulation de la poussée et de la butée cas d'un batardeau de largeur $B = 50$ m	53
Figure IV.3	Conditions aux limites hydrauliques	54
Figure IV.4	Interface sol – écran.	55
Figure IV.5	Distribution de la pression effective passive des terres pour un batardeau de largeur $B=50$ m, $\delta/\phi=2/3$, $H/T = 1$, $\psi/\phi = 1$ et pour $\phi = 20^\circ$ et 30°	59
Figure IV.6	Distribution de la pression effective passive des terres pour $B = 50$ m, $H/f = 1$ $\phi 30^\circ$ et pour trois valeurs de δ/ϕ	60
Figure IV.7	Distribution de la pression effective passive des terres pour un batardeau de largeur $B = 57$ m, $\delta/\phi = 2/3$, $\phi = 35^\circ$, $\psi = 10.5^\circ$ et pour $H / f = 1, 2, 2.5$	60
Figure IV.8	Distribution de la pression effective passive des terres pour un batardeau de largeur $B = 50$ m, $\delta/\phi = 1/3$, $\phi = 30^\circ$, $\psi = 30^\circ$ et pour $f/ e = 0.2, 0.33$ et 0.5	61
Figure IV.9	buton de la pression effective active des terres pour un batardeau de largeur $B=50$ m, $\delta/\phi=2/3$, $H/f = 1$, $\psi/\phi = 1$ et pour $\phi = 20^\circ$ et 40°	61
Figure IV.10	Distribution de la pression effective active des terres pour, $B = 40$ m, $H/f = 1$ $\phi 30^\circ$ et pour trois valeurs de δ/ϕ	62
Figure IV.11	Distribution de la pression effective active des terres pour un batardeau de largeur $B = 50$ m, $\delta/\phi = 2/3$, $\phi = 35^\circ$, $\psi = 35^\circ$ et pour $H / f = 1, 2, 2.5$	63
Figure IV.12	Distribution des déformations maximales de cisaillement pour un batardeau de largeur $B = 50$ m et trois valeurs de f/e .	64

Sommaire

Remerciement	
Résumé	
Liste des Photo	
Liste des figures	
Liste des tableaux.	
Introduction générale	

CHAPITRE 1

Généralités sur les murs de soutènements

1- Introduction	3
2- Définition des ouvrages de soutènement	3
3- Principe de soutènement	4
4 Les murs de soutènement-	5
5- les écrans plan de soutènement	6
6- Classification des murs de soutènement	6
6-1Murs poids	6
6-2-Mur poids en maçonnerie de pierres sèches	7
6-3 Mur poids en maçonnerie jointoyée	7
6-4 Mur poids en béton	8
6-5 Mur poids en gabions	8
6-6 Mur poids en éléments préfabriqués en béton empilés	8
6-7 Murs en béton armé en castré sur semelle	9
6-8 Mur en remblai renforcé par des éléments métalliques	9
6-9 Rideaux de pal planches métalliques	10
6-10Parois moulée sou préfabriquées	10
6-11-La Parois moulée	11

6-11-2 Parois préfabriquées	11
6-11-3 parois composites:	12
6-12 Le mur en terre armée	13
6-12-1 murs en remblai renforcé par des éléments géo synthétiques	13
6-13 Parois clouées	14
6-14 Voiles et poutres ancrés	15
7- Le système d'appui des soutènements	16
8- Notion de poussée et de butée	19
9- Facteur s'intervenant dans la distribution de la pression des terres:	21
8 – Conclusion	21

CHAPITRE 2

LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ECRANS DE SOUTÈNEMENT

II.1 INTRODUCTION	23
II.2.Choix de l'angle de frottement sol-écran	23
II.3. Méthodes de calcul de la poussée et de la butée sur un écran	24
2.3.1. Méthode de Coulomb	24
2.3.2. Méthode de Rankine	26
2.3.3. Méthode de Boussinesq	27
2.3.4. Terzaghi (1936)	28
II.4. Dimensionnement d'écran de soutènement	30
2.4.1. Méthodes de calcul classique	31
2.4.1.1 Rideau de palplanche non ancré, encastré en pied	31
2.4.1.2. Rideau ancré simplement buté en pied	32
2.4.1.3. Rideau ancré et encastré	35
II.5 Calcul par les méthodes en continuum	37
II.6 Conclusion	38

CHAPITRE 3

PRESENTATION DE L'OUTIL NUMERIQUE UTILISÉ

III.1 Introduction	40
III.2 Généralité	40
III.3 Méthode des différences finies (MDF)	41
III.4 Présentation du code bidimensionnel (FLAC^{2D})	41
III.5 Méthodologie de simulation avec FLAC	42
III.6 Modélisation de l'écoulement en FLAC	44
III.7 Modèles de comportement	45
3.7.1 Loi de comportement élasto-plastique	45
3.7.2 Modèle l'astique linéaire parfaitement plastique suivant Mohr-Coulomb	46
3.7.2.1 Paramètres du modèle	47
3.7.3 Modèle de comportement de l'interface	47
3.7.3.1 Paramètres du modèle	48
3.7.4 Modèle de comportement des structures	48
3.7.4.1 Paramètres du modèle	49
III.8 Conclusion	49

CHAPITRE 4

MODELISATION NUMERIQUE DES PRESSIONS DES TERRES PASSIVES ET ACTIVES EN PRESENCE D'ECOULEMENT

IV.1. Introduction	52
IV.2 Simulation des pressions de poussée et butée	52
4.2.1 Presentation du case etude	52
4.2.2 Maillage et conditions aux limites	53
4.2.3 Modèle de comportement	54
4.2.4 Procedure de simulation	55
IV.3. Validation de la procédure de simulation	56
IV.4. Resultants de l'expérimentation numérique	57

4.3.4.1 Distribution de la pression passive sur l'écran	59
4.3.4.2 Distribution de la pression active sur l'écran	61
IV .5- REALISATION D'UN PASSAGE SOUTERRAIN TREMIE	65
-Presentation du project	65
-Descriptive du project	65
-Caractéristique techniques	65
IV.6. Conclusion	71
Conclusion general	
References bibliographies	

Introduction générale :

La réalisation des infrastructures des différents ouvrages nécessite souvent l'exécution des excavations profondes dans des sols aquifères soutenues par des rideaux en palplanches ou par des parois moulées. Et exige le drainage et le rabattement provisoire ou définitif du niveau de la nappe phréatique qui sont souvent indispensables pour la stabilité des ouvrages. La conception de ces excavations (ou batardeaux) est généralement dominée par l'écoulement de l'eau contournant les écrans étanches de soutènement du côté amont vers le côté aval. Le dit écoulement est généré par le rabattement du niveau d'eau à l'intérieur de l'enceinte du batardeau (mise à sec de l'excavation), et influe sur la stabilité globale de la paroi et la stabilité de la base et/ou du fond de l'excavation. Où un soulèvement d'un bloc de sol devant la longueur d'encastrement (fiche) de l'écran.

Les ouvrages de soutènements sont des constructions qui permettent de retenir le massif de sol en place ou de sol rapporté, deux types de forces agissent sur les écrans, la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cette force de poussée est généralement reprise soit par le poids de l'ouvrage de soutènement, soit par l'encastrement de l'ouvrage de soutènement soit par des ancrages et la force de butée exercée par l'écran sur le sol.

Des observations faites sur des essais au laboratoire mettent en évidence que l'instabilité du fond de fouille en présence d'écoulement peut être causée non seulement par le phénomène de soulèvement ou de boulangerie mais aussi par la réduction de la butée.

Donc la détermination des forces agissantes entre le sol et les structures de soutènement est une étape importante dans l'ingénierie géotechnique. Une conception sécuritaire et économique d'un écran de soutènement nécessite une connaissance profonde de pressions des terres passive et active.

Face à cette problématique générale, notre travail s'intéresse à la modélisation numérique des pressions de terre pour une fouille large en présence d'écoulement.

CHAPITRE 01

Généralités sur les murs de soutènements

Chapitre 1 généralités sur les murs de soutènements

1- Introduction :

Le comportement de mur de soutènement face aux sollicitations se fait l'objet de plusieurs études. La stabilisation des massifs des olé fait généralement, soit par la construction d'un ouvrage de soutènement, soit par l'ajout d'éléments de renforcement au sol. Les murs de soutènement peuvent être aussi projetés sur pieux selon le sol et l'environnement. Les pieux permettent d'avoir un ajout coté résistance aux sollicitations et ainsi une meilleure stabilité.

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

Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles (figure 1) : un fut, paroi résistante destinée à retenir les terres situées derrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage.

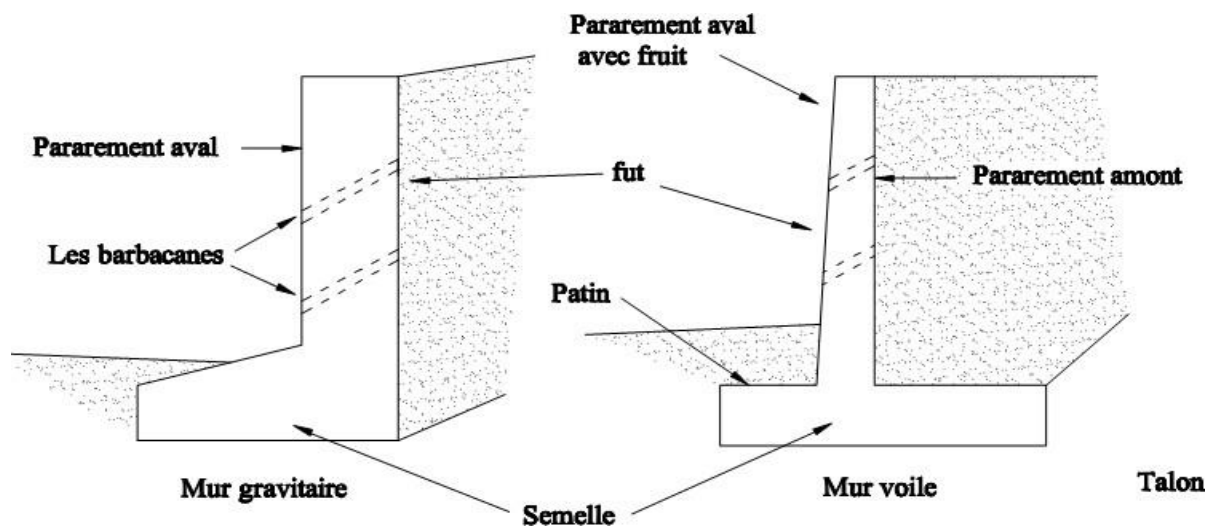


Figure I.01 : Les différents éléments d'un mur de soutènement

2- Définition de ouvrages de soutènement :

- Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé la retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain.
- Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement (nuisance, traitement architectural).

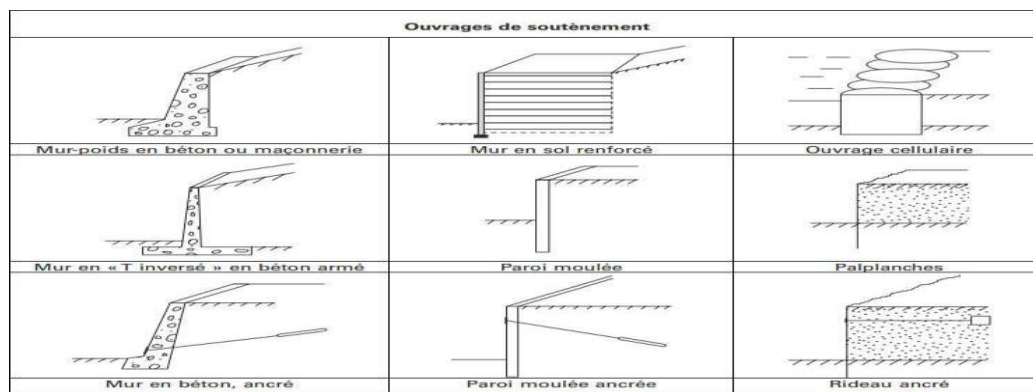


Figure I.02 Exemples des ouvrages de soutènement.

3- Principe de soutènement :

La principale considération dans le dimensionnement des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte estimation de la poussée des terres ou du matériau retenu par cette paroi. Dans leur état naturel, les terres tendent à se conformer en un tas pyramidal conique à la façon d'un tas de sable présentant une pente de talus naturel. L'interposition d'un écran de soutènement dans un massif de terre se substitue à la partie manquante à la base et reçoit une partie du poids des terres restantes en une composante biaise de poussée qui tend à faire basculer et en même temps glisser le mur de soutènement disposé. Pour combattre cette poussée des terres, le mur peut être constitué de différentes façons :

- Opposer un poids supérieur à la partie remplacée en contre balancement de la poussée telle est les murs-poids
- Être ancré dans un corps mort fournissant une inertie ou ancré plus loin dans le sol à

proximité qui ne fait pas partie de l'ensemble susceptible de glissement ou à une meilleure composition afin que la poussée soit contenue, éviter le glissement et annuler le moment de basculement : ce sont les parois ancrées ;

- Résister au basculement par une semelle insérée sous les terres, semelle de surface de base en rapport avec la hauteur fournissant le moment de renversement ;
- Réduire la poussée par un épaulement des terres retenues entre deux contreforts murs à redans Les murs de soutènement, quel que soit leur type, doivent en principe être drainés, car la pression de l'eau retenue derrière un mur sans interstices d'évacuation augmente d'autant la poussée sur l'ouvrage et modifie la "consistance" du matériau en le fluidifiant ce qui apporte une transmission de poussée d'une partie plus importante, la friction (phénomène de s'agripper) en résistance au glissement ayant partiellement disparu, la pente naturelle du tas diminue.

4- Les murs de soutènement :

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.



photo I.01:mur de soutènement(Adrien Lafond 2012)

5- Les écrans plans de soutènement :

Peuvent être considéré comme soutènement flexible. Pour lesquels la surface de contact sol-mur est déformable. les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de son déformations propres. L'ouvrage représentatif est le rideau de palplanches, parois en béton moulé dans le sol, parois préfabriquées, parois de type berlinois, blindages de fouilles.

Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

6- Classification des murs de soutènement :

Il existe plusieurs classifications des ouvrages de soutènement, la plus courante est basée sur la morphologie de l'ouvrage. D'où ils peuvent classer en murs de soutènement et écrans plans de soutènement.

6-1 Murs poids :

C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien .Ils peuvent être réalisés en béton non armé, en maçonnerie. Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou boîtes remplis de terre,). Ces murs, relativement étanches, sont la plupart du temps pourvus d'un dispositif de drainage.



Photo I.02 : Exemple de mur poids en béton.(Al Kashi 2011)

6-2 Murs poids en maçonnerie de pierres sèches:

La maçonnerie à pierres sèches (dite aussi maçonnerie à sec, maçonnerie sèche ou encore plus familièrement la pierre sèche) est une technique de construction consistant à assembler, sans aucun mortier à liant, des moellons, des plaquettes, des blocs, des dalles, bruts ou ébauchés, pour monter un mur, un voûtement



Photo I.03 : Murs poids en maçonnerie de pierres sèches(chris2009)

6-3 Murs poids en maçonnerie jointoyée:

Les murs en maçonnerie jointoyée sont un assemblage régulier de blocs de pierres ou de roches de grandes dimensions et de différents calibres jointoyés entre eux avec de mortier. Pour ce type d'ouvrage, le drainage s'avère nécessaire, car l'eau ne peut plus passer entre les pierres, pour éviter l'augmentation de la poussée sur l'ouvrage due à l'accumulation de l'eau. Ces ouvrages peuvent être réalisés en roches de forme naturelle ou des moellons calibrés de grande taille plus simple à empiler.



Photo I.04 : Murs poids en maçonnerie jointoyée(Jérôme Saliba 2017)

6-4 Murs poids en béton :

Ce sont des ouvrages en béton non armé ou en béton cyclopéen (moellons noyés dans du béton) coulés en place. Pour le drainage des eaux accumulés derrière le mur de soutènement il est équipé de barbacanes.

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



Photo I. 05 : Murs poids en béton (Jérôme Saliba 2017)

6-5 Murs poids en gabions :

Mur formé de gabions c'est-à-dire de cubes grillagés remplis de blocs de carrière ou de blocs d'alluvions. Ils réalisent un massif de butée auto drainante, en pied de glissement (de même que les massifs de butée en richement). A l'origine, le gabion est un cylindre en tressage de branches que l'on remplissait de terre et utilisait dans les fortifications.

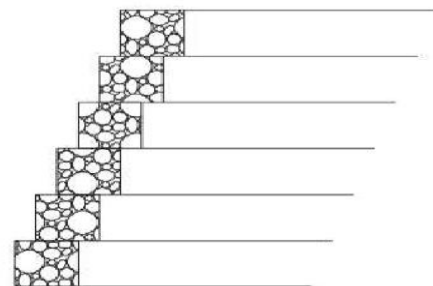


Photo I.06: Murs poids en gabions (Adrien Lafond 2012)

6-6 Murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés:

Ce sont les murs constitués d'un empilement ou d'un assemblage d'éléments préfabriqués en béton (armé ou non). Ces éléments peuvent se présenter sous différentes formes (caissons , poutres , etc.),peu vent être remplis de terre et permettre une végétalisation partielle du parement.



Photo I.07: Murs poids en éléments préfabriqués en béton empilés (chris2009)

6-7 Murs en béton armé encastré sur semelle:

Les murs en béton armé sont probablement le type d'ouvrage de soutènement le plus couramment employé.

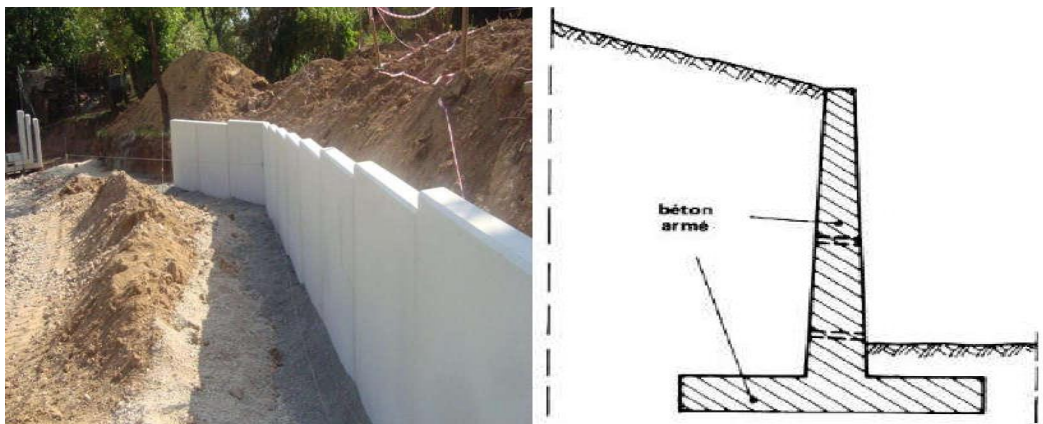


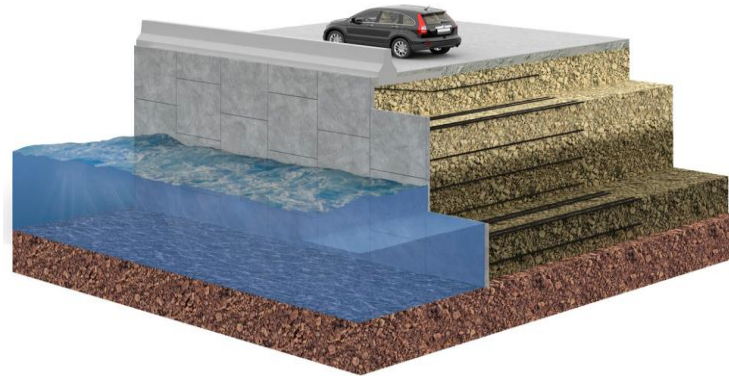
Photo I.08 : Mur en béton armé. (chris2009)

6-8 Mur en remblai enforcé par des éléments métalliques :

Ouvrages constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives

compactées entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement métalliques (bandes, panneaux de treillis soudé, nappes de treillis soudé, etc.) reliés à un parement qui peut être constitué de panneaux ou d'éléments préfabriqués en béton armé ou non, d'éléments métalliques, etc.

Cette technique est adaptable aux murs de soutènement de toute hauteur. Elle est également capable de supporter d'importantes charges de poids propre et de service, imposées par les structures associées, véhicules ou autres équipements.



PhotoI.09:Mur en terre armée(chris2009)

6-9 Rideaux de palplanches métalliques :

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

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

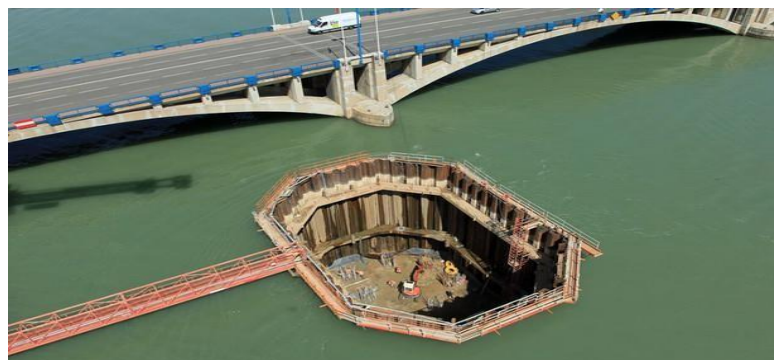


Photo I. 10: Rideaux de palplanches(Adrien Lafond 2012)

6-10 Parois moulées ou préfabriquées:

Les parois moulées sont des parois en béton armé moulées dans le sol. Elles fonctionnent généralement comme de barrière d'étanchéité à l'eau ou de soutènement des terres pour des fouilles assez profondes (6 m), voire très profondes (20 m)

6-11-1 La paroi moulée:

La technique de la paroi moulée est largement utilisée dans les milieux urbains, elle permet d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 100 mètres. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation ou les déformations. Liées aux interactions sol-structure doivent être soigneusement analysées, afin de s'assurer que les déplacements



Photo I.11 : La paroi moulée(Khemoum2017)

Tableau01 : Avantages et les Inconvénients de la paroi moulée

Les avantages	-pas de compression de terrains, pas' de limitation en profondeur. -possibilités d'intégrer le soutènement dans la structure définitive. -permet de réaliser la couverture avant les gros travaux.
Les Inconvénients	-Nécessaire une plateforme de travail horizontale -Matériel lourd. -Raccordement des radiers. -Ne permet pas une étanchéité extérieure.

6-11-1 Parois préfabriquées:

La paroi moulée est un soutènement utilisé uniquement dans le cas d'ouvrages définitifs et pour des conditions de sol précises (dans les terrains à faible cohésion qui ne pourraient donc pas être simplement maintenus par des pieux distants sous des profilés métalliques, il y aurait un risque d'éboulement entre les éléments verticaux). La paroi moulée est également utilisée dans des conditions hydrologiques particulières, notamment si la nappe phréatique se trouve à une faible profondeur et qu'un bon niveau d'étanchéité est recherché.



Photo I.12: Parois préfabriquées (AlKashi 2011)

6-11-2 parois composites:

Les parois composites sont des ouvrages constitués de poteaux (en métal ou en béton armé), espacés, enfoncés dans le sol et d'un parement (béton projeté sur nappes de treillis soudé, béton armé coulé en place ou préfabriqué, bastinges, etc.) réalisé entre poteaux. Ces ouvrages peuvent être ancrés par un ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints.

1. Paroi composite berlinoise
2. Paroi composite parisienne

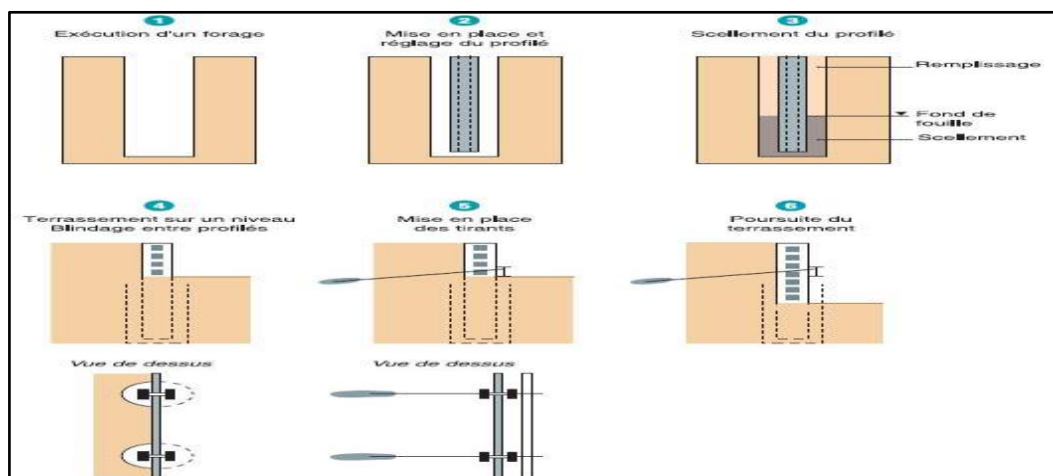


Figure I.03: parois composites (M. Chazallon 2016)

6-12 Le mur en terre armée:

Un massif en terre armée est constitué de trois composants:

Un remblai granulaire compacté en couche peu épaisses.

Les armatures disposées en lit dans le remblai qui peuvent être de deux natures:

Les métalliques

Géo synthétique qui ne présentent pas de problème de corrosion et qui tendent à remplacer les premières

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



Photo I.13: Procédé Terrestre (AlKashi 2011)



Photo I.14: Parement d'un remblai renforcé du procédé Terre Armée (AlKashi 2011)

6-12-1 Murs en remblai renforcé par des éléments géo synthétiques:

Renforcement de sol par géo synthétiques est un des dérivés de la « terre armée ». Le Géo synthétiques apparaissent de manière générale sous la forme de longues bandes ou nappes et sont des matériaux fabriqués à partir de granules de polymères (polyéthylène, polypropylène, polyester, fibres de verre, fibres végétales...). Parmi les géo synthétiques voués au renforcement des sols, on distingue les géotextiles : tissés, non-tissés, tricotés composés de fibres, des géo grilles réalisées à partir de plaques de polymère. Le mode d'assemblage des fils entre eux permettra d'obtenir différents types de nappes géotextiles..



Photo I.15:Procédé Freyssin pour le sol : lit d'armatures en bandes géosynthétiques(AlKashi2011)



Photo I.16:Procédé Ebal-Géotextiles : parement préfabriqué devant le massif en géotextile (AlKashi2011)

6-13 Parois clouées:

Les parois clouées répondent à la plupart des problématiques de stabilisation et de confortement de terrain, notamment pour des soutènements de grande hauteur ou devant supporter de fortes poussées. Elles sont réalisées par passes successives de hauteur modérée, alternant la mise en place de clous autoforants et le blindage (grillages, nappes de treillis soudées revêtues de béton projeté...). Le béton projeté est quant à lui utilisé dans de nombreux domaines, comme les travaux souterrains, les protections de talus et blindages de fouilles, les réfections de parois endommagées par les incendies.



Photo I.17:Parois clouées(AlKashi2011)

6-14 Voiles et poutres ancrés :

Le système de stabilisation des murs en parois ancrées est similaire à celui des murs en parois clouées ; sauf que pour celle-ci, les clous sont des qualifiés d'armatures inactives. Aussi, des similitudes sont à noter pour les terres armées sauf que les murs en terre armée sont édifiés en remblai.

Le choix d'un mur en paroi ancrée est très avantageux, car il n'exige pas beaucoup de matériaux ; en revanche sa mise en œuvre demande l'utilisation de nombreuses machines

Il existe 2 types de paroi ancrée :

- **Voile ancrés**
- **Poutres ancrés**

La différence entre les voiles ancrées et les poutres ancrées est leurs dispositions et leurs formes, en effet les poutres sont plus épaisses avec une faible hauteur qui peut être disposée sans inclinaison. Tandis que pour les voiles ancrées, elles sont généralement inclinées.



Photo I.18: Voile ancrés (AlKashi 2011)



Photo I.19: Poutres ancrées en phase de construction (AlKashi 2011)

7- Le système d'appui des soutènements :

Le sol enfiche et les ancrages, tirants ou les boutons disposé dans la partie libre de l'écran, constitue les appuis des écrans de soutènement.

La fiche :

L'appui en fiche provient de la capacité du sol à se mobiliser contre les déplacements de l'écran : mobilisation d'une butée, dans le cas d'un mouvement de translation de l'écran, mobilisation d'une butée et d'un contre buté, et donc un encastrement, dans le cas d'une rotation en fiche de l'écran. Les caractéristiques du sol de fondation, ainsi que la rigidité de l'écran et la dimension des a fiche ,déterminent le fonctionnement de cet appui en fiche

Description d'un boutons

Un boutons ou étrésillon est un élément métallique externe permettant la reprise des forces

de poussées, prenant appui sur deux structures construites, qui fournit une réaction d'appui au rideau de palplanches, le plus souvent par l'intermédiaire de liernes horizontaux (Figure 1.15).

Le buton peut être soudé aux liernes ou simplement appuyé. Les liernes sont posés sur des goussets consoles fixés aux palplanches par des soudures ou maintenus par des suspentes et sont le plus souvent continus pour plusieurs butons, situés sur une même ligne.

Un buton est une structure qui fonctionne en compression. Il est soumis à un effort normal et, selon la nature de fixation aux liernes, à un moment.

Le mécanisme de rupture d'un buton est un mécanisme par flambement. La vérification du critère de flambement détermine la section à considérer. Il est à noter que les butons en aciers ont en sus les variations de température. Un buton est caractérisé par les données suivantes : module d'Young, coefficient de poisson, section, longueur totale et éventuellement, effort de compression initial pour réduire les mouvements du sol.

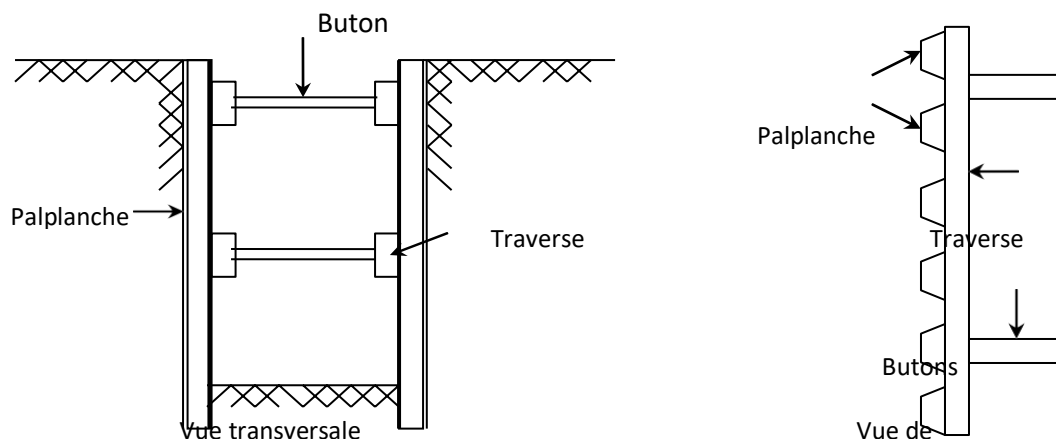


Figure I.04: Description d'un buton

Remarque:

Un lierne est une poutre horizontale le plus souvent un profilé métallique, une simple palplanche ou encore une poutre en béton armé, sert à assurer la rigidité longitudinale de l'écran qui est nécessaire pour des raisons de comportement mécanique. Il convient d'assurer que le rideau reste plan au fur et à mesure des différentes opérations de construction (avancement des remblais et déblais, mise en place des ancrages). Il est nécessaire d'assurer une bonne répartition des efforts appliqués au rideau, et en particulier des efforts d'ancrage (installés avec un certain espacement dans la direction du lierne).

Description d'un tirant d'ancrage:

Les tirants d'ancrage sont des éléments de structure permettant d'ancrer l'écran, au niveau de sa partie libre, dans le terrain situé en arrière du sol soutenu. C'est une armature métallique (câble ou barre), ancrée dans un massif à l'une de ses extrémités par l'intermédiaire d'un corps d'ancrage, ou par une injection de ciment, et attachée à son autre extrémité au rideau par une tête d'ancrage. Le coulis de ciment est injecté au moyen d'un tube d'injection mis en place dans le forage en même temps que l'armature. La partie supérieure de l'armature non scellée au terrain est protégée par une gaine plastique, dite gaine de protection de la longueur libre des armatures.

Il existe deux sortes de tirants (Figure 1.16): les tirants passifs et les tirants actifs.

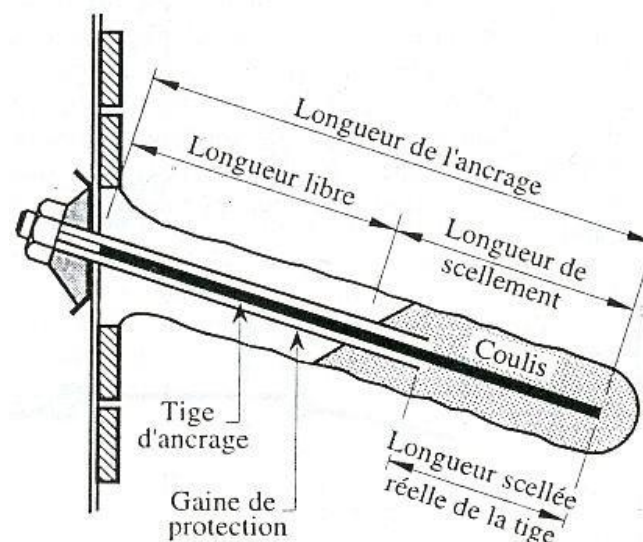


Figure 1.05: Description d'un tirant d'ancrage

Les tirants passifs :

Les tirants passifs sont simplement fixés sur le rideau au moment de leur installation et mis en traction par la force de poussée du massif de sol. Selon la technique d'installation dans le sol, trois types de tirants passifs sont distingués (d'après Houy 1986):

- Les tirants fixés sur un corps d'ancrage (autre rideau de palplanches, plaque en béton armé, bloc de béton, dalle drainant...etc.). ce sont généralement des barres rondes en acier;
- Les tirants enfoncés dans le sol par battage. La résistance est obtenue par le frottement latéral, ou par l'intermédiaire d'une gaine de mortier réalisée par injection ;
- Les tirants mis en place dans un trou réalisé au préalable par battage ou forage et

scellés dans le sol par un coulis de ciment.

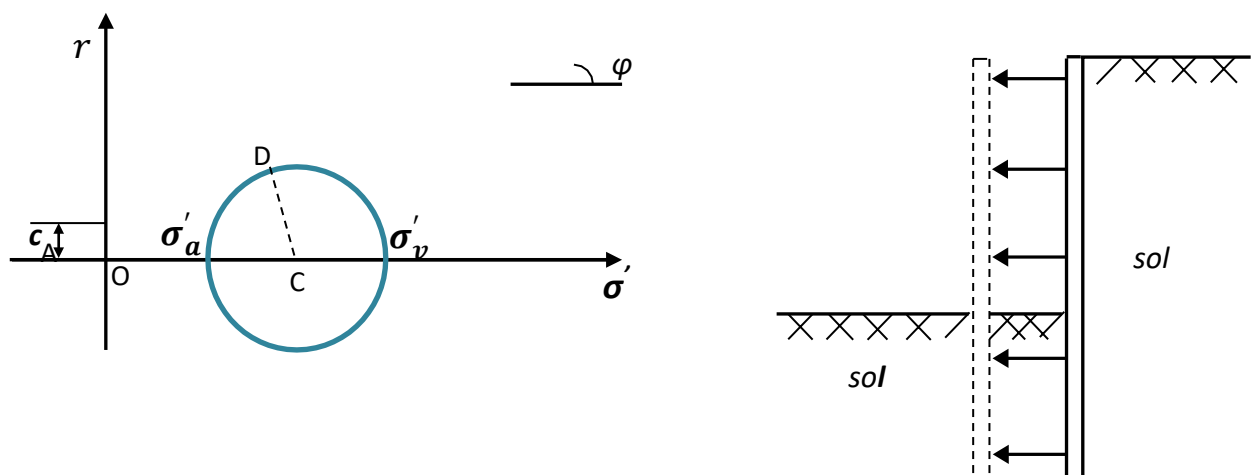
Les tirants actifs :

Les tirants actifs ou précontraints sont mis en traction au moment de leur installation par une force de précontrainte (barres, fils, torons, torons gainés graissée). Ils sont constitués de barres, ou de câble de précontrainte, mis en place dans un forage (horizontal ou incliné) et scellés, sur une certaine longueur, dans le sol par une injection de coulis de ciment sous pression. La longueur de scellement doit être suffisante pour donner la résistance à la traction prévue.

8- Notion de poussée et de butée :

Un massif de sol retenu par un mur ou un écran exerce sur celui-ci une certaine action, qui dépend essentiellement des propriétés du sol et du mouvement du mur. Suivant ce déplacement, le sol se trouve en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif):

- Si le mur est écarté du sol d'une manière quelconque, celui-ci est décomprimé et la contrainte initiale σ'_{ho} du sol sur le mur décroît pour atteindre une valeur limite σ'_a (équilibre actif ou inférieur) inférieure à σ'_{ho} . Lorsque le déplacement augmente, les contraintes dans le sol finissent par atteindre le critère de rupture, le sol ne peut plus se décompresser d'avantage sans se rompre et l'état limite de poussée est atteint, une faible déformation horizontale suffit pour atteindre cet état limite (figure 1.06). Le sol est à l'état de poussée; la contrainte de poussée est reliée à la contrainte verticale σ'_v .



**Figure 1.06: Actions sur un mur de soutènement
pour $\beta = 0$, $\delta = 0$ et état limite de
poussée du sol**

- Si le mur est *repoussée* contre le sol, celui-ci est comprimé et la contrainte initiale σ'_{ho} augmente, pour atteindre une valeur limite σ'_p (équilibre **passif** ou supérieur) supérieure à σ'_{ho} . la contrainte augmente avec le déplacement de l'écran jusqu'à ce qu'un état d'équilibre limite soit atteint dans le massif (figure 1.07). Cet état est appelé état d'équilibre limite de butée. Une déformation plus importante est nécessaire pour atteindre l'état de butée. Le sol est à l'état de butée ; la contrainte de butée est reliée à la contrainte verticale σ'_v .

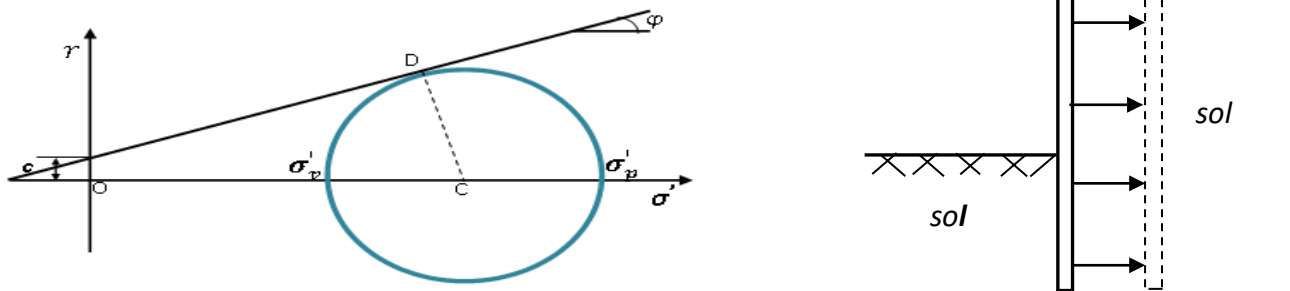


Figure 1.07: Actions sur un mur de soutènement pour $\theta = 0, \delta = 0$ Etat limite de butée du sol

9- Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres:

Les études de différents auteurs (Rowe (1952-55), Blum (1931), Terzaghi (1953)) montrent que Les facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres sur l'écran sont :

1. La densité du massif, nature du sol et stratification.
2. L'angle de frottement interne du sol.
3. La cohésion C .
4. Angle de frottement sol-écran δ .
5. La flexibilité de l'écran.
6. L'inclinaison de l'écran.
7. Le mode de son déplacement et de sa déformation possible.
8. La rigidité de système d'étais.
9. L'histoire des contraintes subies par le sol.
10. L'intensité de la surcharge.
11. Les conditions aux limites.
12. Les conditions cinématiques.

8-.Conclusion :

Comme nous avons pu le voir dans ce chapitre il existe plusieurs types de mur de soutènement chacun ayant ses propres avantages et ses inconvénients.

Le rôle de l'ingénieur est néanmoins très important car avec ses compétences en ces domaines acquises sur terrain ainsi que les théories étudiées au cours de son parcours il est sollicité à trouver le type de murs qui conviennent selon sa situation actuelle.

Chapitre2

LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES ECRANS DE SOUTENEMENT

Chapitre2 : Les Méthodes De Dimensionnement

Des Ecrans De Soutènement

II.1 INTRODUCTION :

Le domaine d'utilisation des écrans de soutènement est très large. Si les murs de soutènement de type poids sont bien adaptés au soutènement de remblais, le domaine d'emploi privilégié des écrans de soutènement est le soutènement des excavations, dont ils accompagnent le développement tout au long du vingtième siècle. Le développement et la diversification de la technique des écrans de soutènement, des rideaux de palplanches aux parois moulées, des parois berlinoises aux lutéciennes et parisiennes et aux rideaux de pieux, et celle de la technique associée des appuis, des butons aux ancrages précontraints, rendront possible la construction d'ouvrages enterrés toujours plus nombreux : infrastructures de transport, réseaux divers, soubassements d'immeubles, parkings souterrains, des tranches de métro ou autres infrastructures enterrées ou encore des murs de quai, etc. (Delattre, 2000).

La construction du soutènement lui-même, le creusement de la fouille, l'installation des éléments d'appui et la gestion d'une éventuelle nappe phréatique présente dans le sol ont une influence importante sur l'état des contraintes dans les terrains avoisinants. Les modifications de l'état de contraintes conduisent à des déformations de la structure et du terrain avoisinant, et donc à des déplacements, tant horizontaux que verticaux, de la surface du sol soutenu.

Ce développement des technologies et de leurs applications a suscité un développement important des méthodes de calcul. En effet, cette forme d'ouvrage nécessite une diversification des schémas de calcul de la poussée des terres car leur cinématique diffère de celle des murs-poids, ouvrages de soutènement les plus connus jusqu'alors.

II.2.Choix de l'angle de frottement sol-écran δ :

L'angle de frottement δ entre le sol et le parement arrière du mur dépend des facteurs suivants:

- La rugosité du parement.
- L'angle de frottement interne du sol φ .

- Le tassement relatif entre le mur et le sol.
- L'inclinaison de la surface.

En première approximation on peut déterminer l'angle de frottement en fonction de l'état de surface parement, comme il est indiqué dans le tableau II.1.

Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle δ est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important.

Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $\frac{2}{3}\varphi$ est celle à retenir.

Tableau II.1: Angle du frottement sol mur en fonction de l'état de surface de la parementure

Angle de l'interface en fonction de l'état de surface du parement	
Etat de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)	$\delta = \frac{1}{3}\varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier).	$\delta = \frac{2}{3}\varphi$
Murs caissons	$\delta \geq \frac{2}{3}\varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers	$\delta = \varphi$

II.3. Méthodes de calcul de la poussée et de la butée sur un écran:

II.3. 1. Méthode de Coulomb :

Coulomb (1776) qui, le premier, a mis au point une méthode de calcul des murs de soutènement. A l'heure actuelle, la méthode de Coulomb est universellement employée, principalement aux Etats-Unis, en raison de sa simplicité théorique et pratique.

La théorie de Coulomb repose sur deux hypothèses :

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane mais sou Ling bien (Figure II-2)
- La force agissant sur le mur a une direction connue. En d'autre terme cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran et le mur est connu ; Ces deux hypothèses faites, la force agissante sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre statiques à partir d'une règle d'extremum.

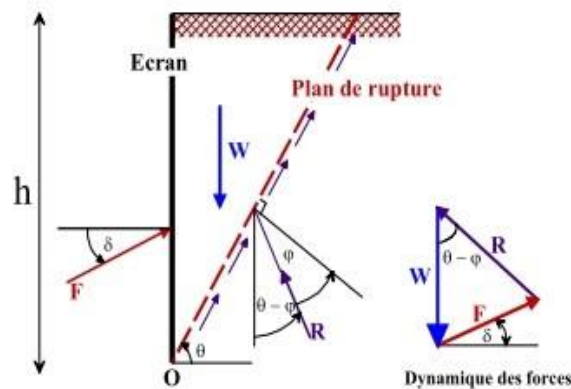


Figure II-1 : Equilibre du coin de Coulomb

On suppose que la **surface de rupture** est un **plan (coin de Coulomb)** passant par le pied de l'écran et faisant un angle θ avec l'horizontale.

La réaction totale du sol R sur lequel glisse le coin de Coulomb est donc inclinée de l'angle φ sur la normale au plan de rupture.

En application de la méthode de Coulomb, on calcule la poussée en supposant que $\delta = 0^\circ$ Coulomb a défini les coefficients de pression de terre actifs et passifs respectivement par les expressions :

$$K_a = \left[\frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha + \delta)]} - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]^2 \quad 2-1$$

$$K_p = \left[\frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)]} - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]^2 \quad 2-2$$

Où :

φ : Angle de frottement interne du sol.

δ : Angle de frottement sol – écran.

α : Inclinaison du mur avec l'horizontale. β : inclinaison de la surface du sol avec l'horizontale.

La théorie de *Coulomb* suppose des lignes de glissement droites. Dans le cas de poussée active, la courbure est faible, ce qui fait que l'erreur de l'approximation est négligeable. Ceci est aussi correct dans le cas d'une poussée passive lorsque $\delta < \varphi/3$, mais quand $\delta > \varphi/3$, l'erreur devient plus grande.

II.3.2. Méthode de Rankine:

La méthode de Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'une hypothèse sur l'état des contraintes dans le sol au contact de l'ouvrage de soutènement : la présence de discontinuités dans le massif de sol ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol. Sur un plan parallèle à la surface, la contrainte reste verticale et égale à γz ($\gamma z \cos \alpha$ dans le cas d'un sol à surface inclinée)(Figure 2.3).

L'inconvénient d'une pareille hypothèse est qu'on impose la direction de la contrainte qui s'exerce sur le mur en tout point du mur et qu'on ne tient compte de la valeur du frottement entre le mur et le sol. Ainsi, dans le cas d'un sol à surface horizontale et d'un mur à paroi verticale, la théorie de Rankine suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul, puisque la contrainte est horizontale.

Rankine définit les facteurs K_a et K_p pour le cas d'un terrain plat par les expressions :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.3)$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.4)$$

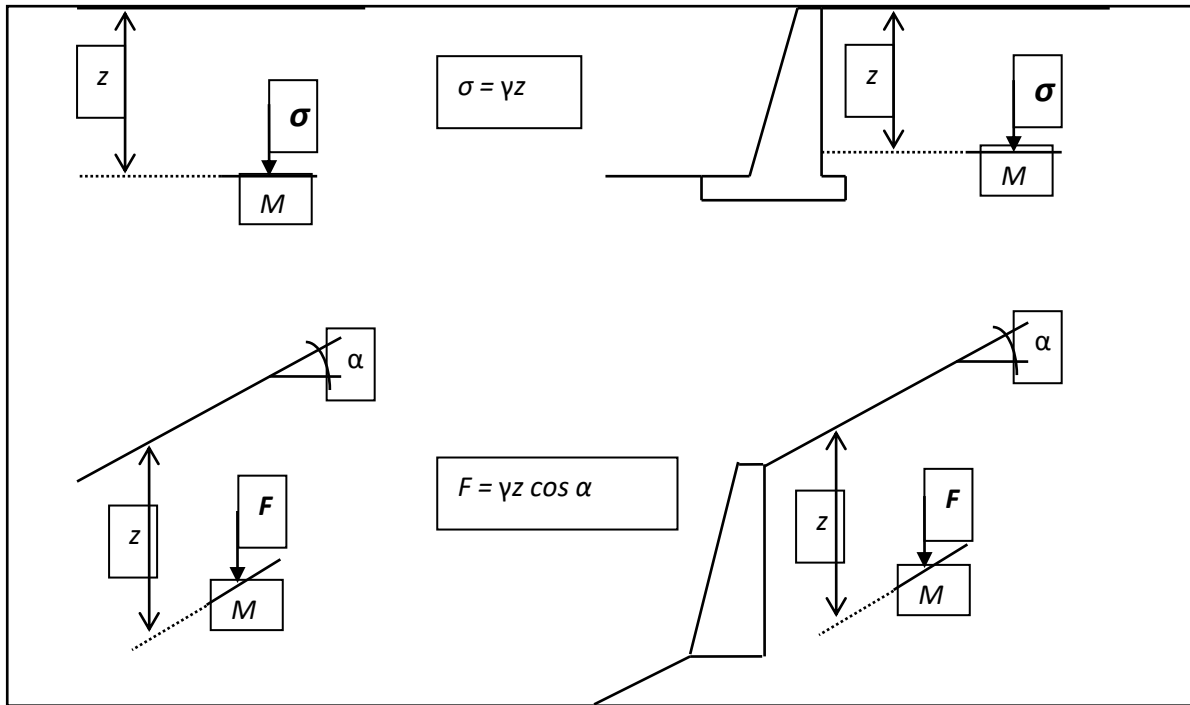


Figure II.2: Hypothèse de Rankine

II.3.3. Méthode de Boussinesq:

Boussinesq (1882) a amélioré la théorie de Rankine en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran figure 2-4

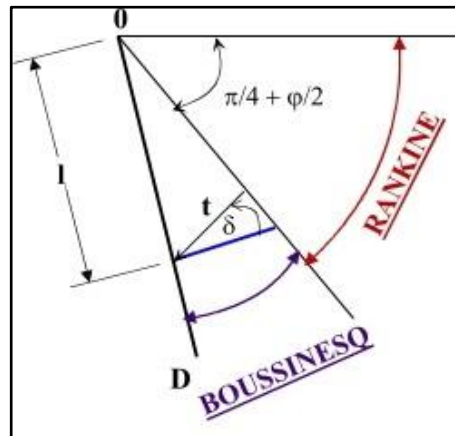


Figure II.3- Equilibres de Boussinesq et de Rankine

Boussinesq garde les résultats de Rankine concernant la répartition des contraintes sur l'écran, les contraintes croissant linéairement avec la profondeur.

- 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 :

$$P_a = K_a \cdot \gamma \cdot l(2.5)$$

Boussinesq avait bien posé le problème, mais la résolution de ces équations a retardé son application, il n'a été résolu dans le cas de la butée, qu'avec les travaux de Caquot (1934).

Le système des équations différentielles a été intégrée par Caquot et Kerisel, 1948 étant améliorées par Absiau cas des massifs surchargés (poussée et butée en milieu pulvérulent non pesant, L'Herminier et Absi, 1962a, 1962b, 1965, 1969) pour donner des tables complètes de poussée et butée donnant les coefficients K_a et K_p (Kerisel et Absi, 1990) [Delattre (2001)].

II.3.4. Terzaghi (1936) :

Terzaghi en 1936. Selon lui, le fait d'admettre qu'un déplacement négligeable suffise à atteindre un état de rupture actif ou passif (comportement rigide-plastique du sol) va contre toutes les observations in situ qui mettent en évidence la présence d'un état intermédiaire, appelé état au repos. D'après lui, des déformations qui dépendent des propriétés élastiques du sol sont nécessaires pour atteindre les états de rupture. En particulier, les déformations nécessaires pour atteindre un état passif ne sont pas envisageables dans les conditions réelles.

Terzaghi critique également la théorie de Coulomb, la généralisation de son utilisation, l'hypothèse de surface de rupture plane

Terzaghi a pris en considération l'interaction sol-structure la figure 2.5, tiré de son article, présente l'évolution de l'intensité et de la position de la résultante de la poussée des terres agissant contre un mur de soutènement, s'il est en rotation par rapport à sa base, et translation [Plumey (2007)].

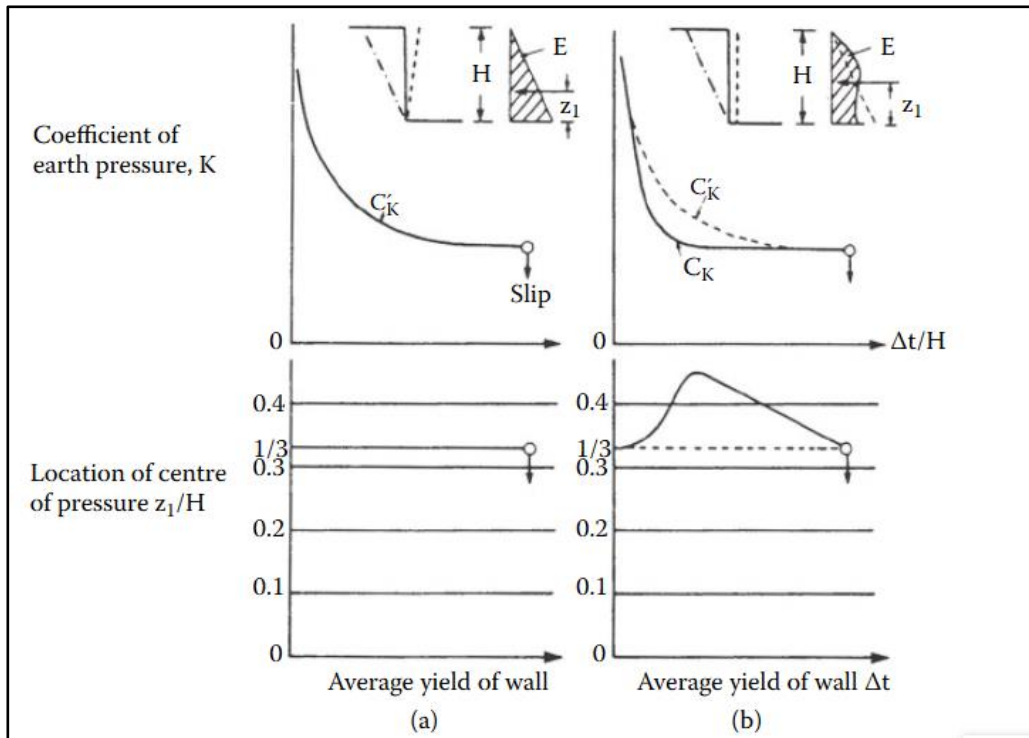


Figure II.4- Coefficient de poussée latérale des terres contre un mur vertical et position du point d'application de la résultante (selon Terzaghi 1936a). Distinction du mode de déplacement du mur

Selon lui, la poussée des terres dépend de l'intensité et du mode de déplacement du mur de soutènement. Lorsque le mur se déplace, la poussée diminue depuis la poussée au repos pour atteindre progressivement un plateau. La courbe exprimant l'intensité de la poussée en fonction du déplacement varie selon le mode de déplacement admis pour le mur mais la valeur finale est identique pour les deux modes et correspond à la poussée active de Rankine. La position de la résultante varie également en fonction du mode de déplacement [Plumey (2007)].

Terzaghi cité dans Plumey (2007) introduit donc deux notions nouvelles. La poussée des terres varie entre ces deux valeurs en fonction d'un déplacement du mur. Il mentionne aussi que l'état actif est obtenu pour des déplacements relativement faibles alors que l'état passif nécessite des déplacements importants. Deuxièmement, le mode de déplacement du mur a une influence sur l'intensité et la distribution des poussées. A ce sujet, il évoque aussi qu'il existe une différence entre un mur de soutènement en maçonnerie rigide et une paroi étayée souple. La rigidité du sol et la rigidité et les conditions d'appui de la structure ont une influence sur les poussées des terres contre la structure.

a- Soubra et Kastner (1999) ont développé une méthode cinématique en analyse limite en adoptant un mécanisme de rupture rotationnel permettant de calculer le coefficient de butée en présence d'écoulement. Ils ont montré que la butée disponible devant la fiche de l'écran de soutènement étanche diminue avec l'augmentation de la perte de charge relative. Le cas limite d'une butée nulle, insensiblement à l'angle de frottement de l'interface sol – rideau, représente la rupture par soulèvement généralisé d'un prisme de sol devant la fiche.

b- Ben mebarek N (2003) a étudiée le coefficient de la pression passive et active des terres à l'écoulement (perte de charge totale) pour différentes valeurs de l'angle de frottement ϕ , de l'angle de l'interface δ et de l'angle de dilataance ψ dans le cas d'un batardeau large. Elle a montré la réduction du coefficient de butée avec l'augmentation de la perte de charge totale, cette réduction qui est plus significative pour les faibles valeurs de l'angle de frottement interne. Pour la poussée active, les forces d'écoulement augmentant significativement ce coefficient qui augmente avec la diminution de l'angle de dilataance.

II.4. Dimensionnement d'écran de soutènement:

Le dimensionnement des écrans de soutènement pour résister à la poussée des terres qu'ils doivent retenir est un problème classique de l'ingénierie civile et militaire qui a intéressé de nombreux scientifiques dès le début du XVIII^e siècle. Une discussion des premiers travaux sur ce sujet (dont Bullet 1691, Gautier 1717, Couplet 1726 et 1727, Bélidor 1729, Gadroy 1746, Rondelet, 1767) est présentée par Heyman (Heyman 1972). Verdeyen donne également quelques repères historiques concernant le développement de la mécanique des sols, dans lequel les écrans de soutènement prennent une place importante (Verdeyen 1959). Les modèles de calcul cités par exemple par l'Eurocode 7-1 (2004) sont les modèles analytiques, semi-empiriques ou numériques. S'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, on peut aussi se servir d'essais de chargement ou de la méthode observationnelle. Le choix de la méthode reste alors assez libre.

Delattre (2001) distingue cinq familles de méthodes de calcul des écrans de soutènement

- 1- Les méthodes dites « classiques », faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres,
- 2- La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte une certaine interaction sol-structure,
- 3- La méthode des éléments finis, développée à partir des années 1970,
- 4- Les méthodes empiriques et semi-empiriques, s'appuyant sur un référentiel qui tient compte du comportement observé des ouvrages,

5- Les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité.

II.4.1 Méthodes de calcul classique :

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement a pour objectif d'obtenir l'équilibre des forces de poussée et de butée en fonction de la géométrie de l'ouvrage et de celle du massif retenu, des caractéristiques mécaniques du sol et des déplacements relatifs du mur par rapport au sol.

II.4.1.1 Rideau de palplanche non ancré, encastré en pied :

La poussée exercée par le sol sur la partie libre de la palplanche n'est pas équilibrée que par les réactions du terrain sur la fiche : le rideau est nécessairement « encastré ». Le diagramme des contraintes adopté pour le calcul est indiqué sur la Figure 2.5.

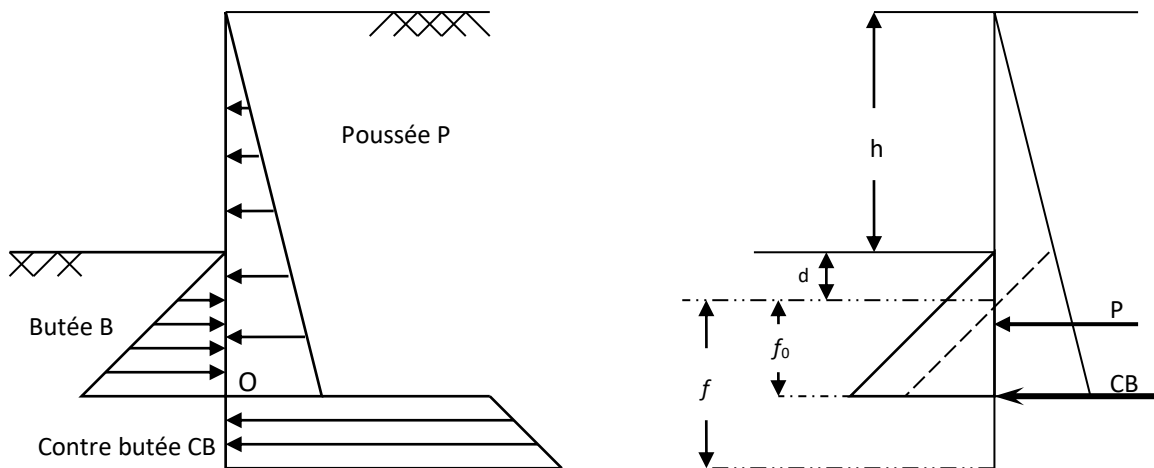


Figure II.5 : Diagramme des pressions s'exerçant sur un rideau encastré non encre

Pour simplifier le calcul on admet généralement que la contrainte est une force concentrée au point « O ». Le diagramme correspondant au déclenchement de la rupture par déversement. Pour dimensionner les ouvrages en service, on divise les contraintes de butée par un coefficient de sécurité égal à deux.

Le dimensionnement consiste à déterminer la fiche et le moment fléchissant maximum dans le rideau. Pour déterminer les inconnues du problème f et f_0 , on utilisera deux équations de la statique :

- Somme des moments de ces forces par rapport à un point quelconque (généralement la base) égale à zéro.

- Somme des forces horizontales égale à zéro.

II.4.1.2 Rideau ancré simplement buté en pied:

La fiche des rideaux ancrés simplement butée en pied est en principe juste suffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Dans ces conditions, l'ensemble du rideau est susceptible de pivoter autour du point d'attache des tirants et chaque face ne supporte que des contraintes de butée ou des contraintes de poussée, il n'y a pas de contrebutée car la fiche est assez courte (Figure II.7). La poussée s'exerce sur toute la face amont du rideau, la butée est mobilisée devant la fiche coté fouille.

Le problème est isostatique et comporte deux inconnues ; la fiche f est l'effort d'ancrage A .

On ne considère que la composante horizontale des forces :

- $\sum M = 0$ permet de déterminer la fiche f .
- $\sum F_H = 0$ permet de déterminer la traction A .

La fiche calculée correspond à l'équilibre limite (rupture du rideau).

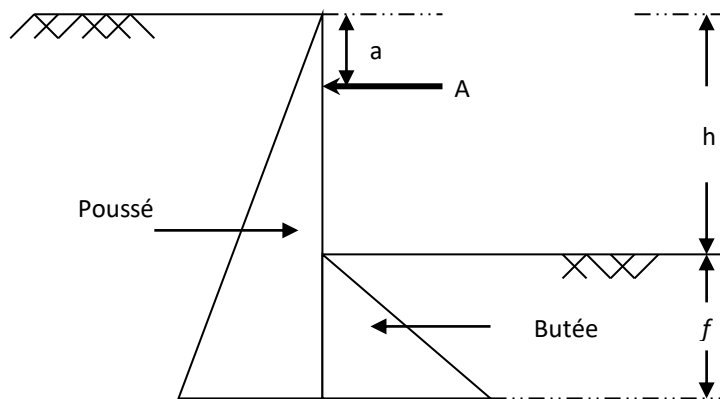


Figure II.6 : Diagramme de pression d'exerçant sur un rideau ancré simplement butée

Josseum (1974) résume les procédures couramment utilisées, pour arriver au dimensionnement de l'ouvrage en service :

- Soit, on adopte une longueur de fiche égale à $f' = 1.4 f$ pour un sol pulvérulent et à $2 f$ pour un sol purement cohérent, et l'on utilise les valeurs de M et de A à l'équilibre limite pour le choix du module de palplanches et le dimensionnement du système d'ancrage.
- Soit, les valeurs de f et de A sont déterminées en tenant compte d'une valeur minorée du coefficient de butée limites. Les calculs sont alors souvent effectués :

- 1- Soit, en divisant par 2 les contraintes de butée limite ;
- 2- Soit, en considérant la butée correspond à $\delta = 0$ (le coefficient miniateur de la butée limite est alors fonction de l'angle φ).

Rowe (1952) propose une méthode de calcul tenant compte des résultats de son expérimentation sur l'influence de la flexibilité de la palplanche. Sa méthode comprend deux phases :

- a- calcul en simplement buté (Figure II.8) avec les hypothèses suivantes ; la poussée P_a calculée par la théorie de Coulomb avec un angle de frottement sol rideau égale à $\delta = 2/3\varphi$.

La butée pression passive P_p calculée par la méthode de Coulomb avec $\delta = 0$ et affectée du coefficient de sécurité $F = 1.5$.

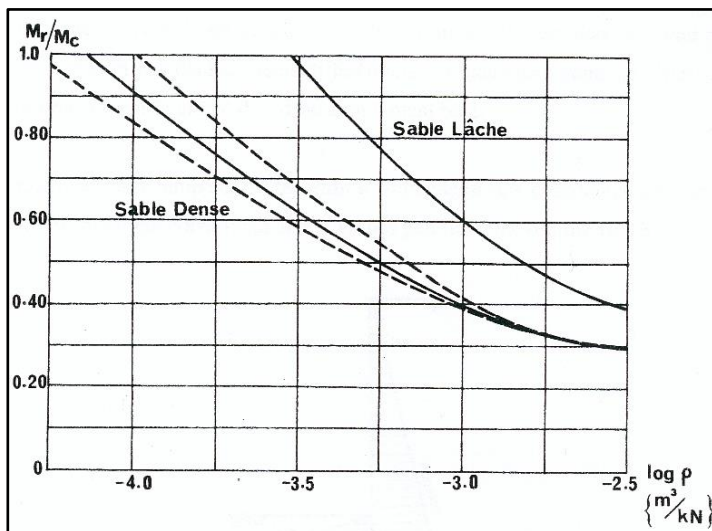
Une force de cisaillement horizontal T_s appliquée en pied de rideau et ayant pour intensité :

$$T_s = \tan \delta [(P_a - P_p) \tan g\delta + W_s H] / 1.5 \quad (\text{II.1})$$

Où :

W_s : poids propre du rideau et $\delta = 2/3\varphi$.

La résultante des forces P_p et T_s est supposée appliquée au tiers inférieur de la partie en fiche.



**Figure II.7 : Réduction du moment fléchissant maximal avec la flexibilité
du rideau d'après Rowe**

M_r : moment réel ;

M_c : moment calculé suivant le schéma de calcul proposé par Rowe.

- b-** Le moment fléchissant ainsi obtenu est multiplié par un coefficient minorateur qui dépend de la flexibilité du rideau et l'état de densité du sol, dont la valeur est donnée par la Figure 2.8.

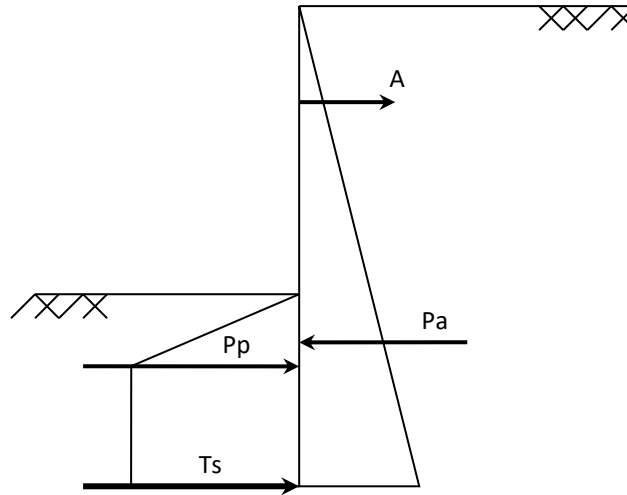


Figure II.8 : Schéma de calcul proposé par Rowe.

L'influence favorable de la flexibilité du rideau sur l'effort dans le tirant peut être compensée par l'effet des déplacements différentiels des ancrages : donc cet effort est voisin de la valeur obtenue par le calcul du rideau simplement butée.

Terzaghi (1953) remplace la répartition triangulaire des contraintes de butée par un diagramme trapézoïdal qui correspond aux ouvrages peu flexible (Figure 2.10).

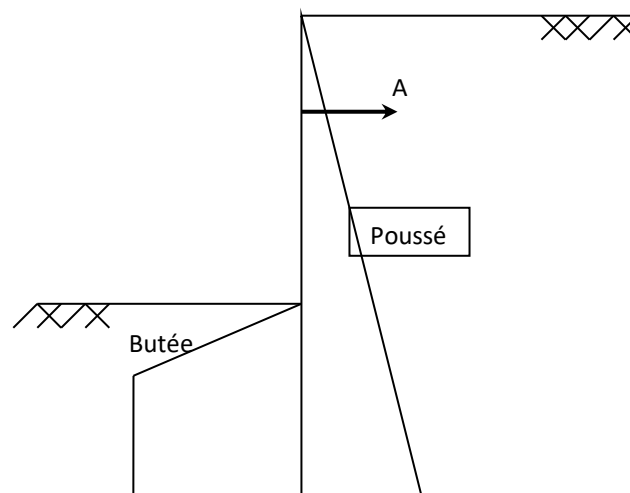


Figure II.9 : Schéma trapézoïdal de Terzaghi.

Houy (1980) démontre que l'utilisation des théories basées sur l'état plastique ou sur l'état de rupture laisse libre le choix de δa ou δp . Il propose d'adopter en poussée ($0 < \delta a < 2/3\varphi$) et en butée comme indiqué sur la Figure 2.10.

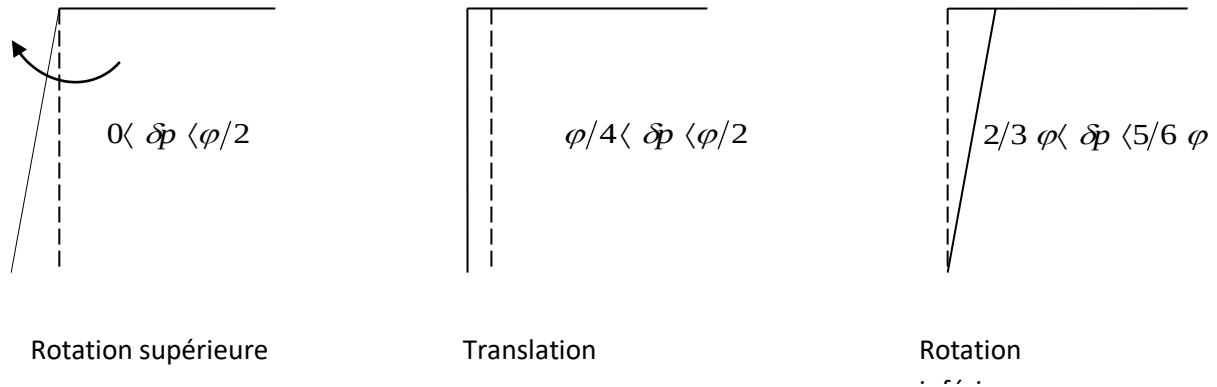


Figure II.10: δp en fonction du déplacement de l'écran

II.4.1.3. Rideau ancré et encastré:

Le calcul des rideaux encastrés en pied a quelque analogie avec celui des rideaux sans ancrages. On utilise pour le calcul des rideaux ancrés la même distribution des contraintes que les rideaux sans ancrages avec les mêmes simplifications.

a. Méthode de la ligne élastique:

On se trouve maintenant en face d'un problème hyperstatique puisqu'il y a trois inconnues : la profondeur f_0 , l'effort d'ancrage A et la contre-butée C (Figure 2.11).

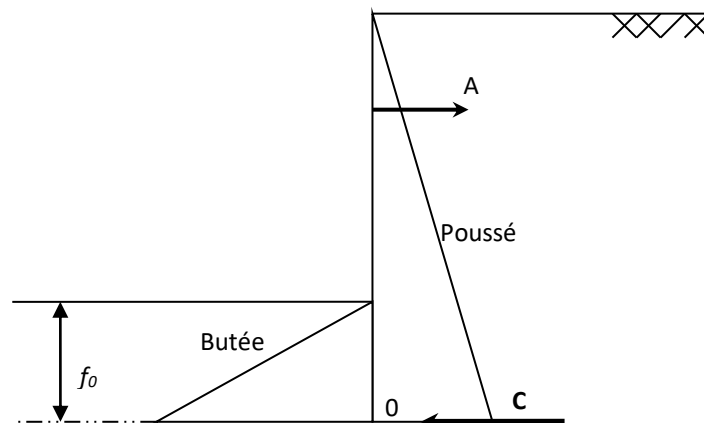


Figure II.11 : Rideau ancré et encastré.

L'étude de la déformation de la palplanche permet de lever l'indétermination. On s'impose en effet que la déformée de la palplanche ou « ligne élastique » satisfasse à certaines conditions : le pied de la palplanche au niveau de la contrebutée est immobile la ligne élastique passe par l'extrémité du tirant d'ancrage. Cette méthode est extrêmement longue.

b. Méthode de Blum:

Blum (1951) établit une relation pour les sols pulvérulents et homogènes entre la position du point de moment fléchissant nul (a), et l'angle de frottement interne du sol. Le niveau peut être alors considéré comme la juxtaposition de deux poutres isostatiques (Figure 2.12).

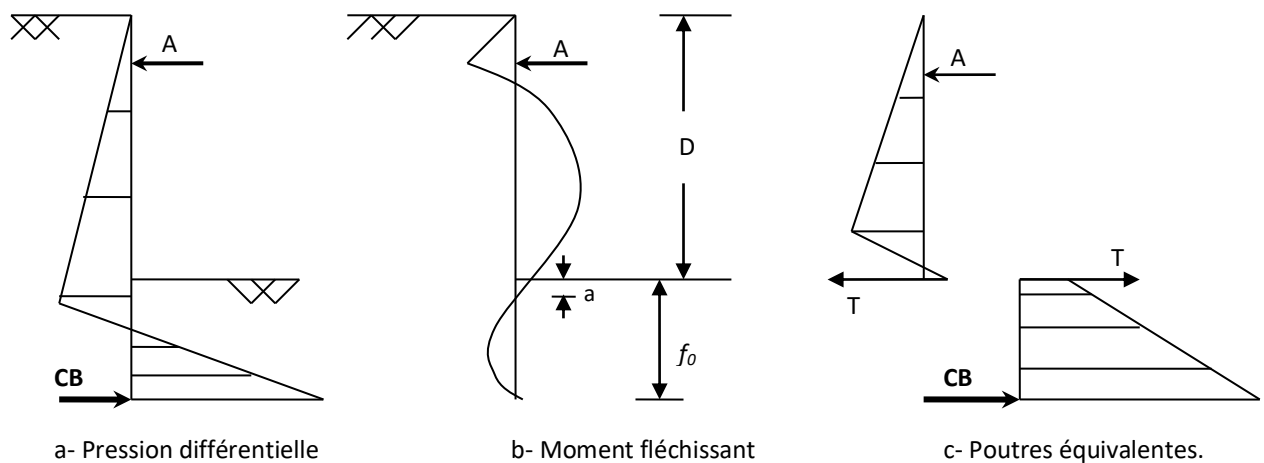


Figure II.12 : Méthode de Blum.

c. Méthode de Blum modifiée:

Cette méthode consiste à confondre le point de pression nul et le point de moment nul. Dans les calculs en rideau encastré, les contraintes de butée qui s'exercent au-dessus du point O ne sont pas affectées d'un coefficient de sécurité. La fiche déterminée à partir d'un calcul en rideau encastré est en effet largement supérieure à la fiche limite.

d. Méthodes élasto-plastiques utilisant le module de réaction:

En 1867, Winkler a introduit l'hypothèse du coefficient de réaction sur le comportement du sol. Il considère le sol équivalent en une infinité de ressorts non linéaires (limites plastiques) et non couplés. La variation de la pression de contact, en un point de l'interface sol structure, selon lui, ne dépend que du déplacement de ce point suivant la direction normal de l'interface ($K=\Delta P/y$).

C'est la difficulté de l'intégration nécessitant l'emploi de méthodes numériques qui a longtemps retardé l'utilisation pratique de ces méthodes de calcul. Dans un premier temps, elles n'ont d'ailleurs servi que comme outil de recherche destiné à l'élaboration d'abaques. Ce n'est que récemment que sont apparus des programmes de calcul sur ordinateur basés sur cette hypothèse et utilisables pratiquement par les bureaux d'études

II.5 Calcul par les méthodes en continuum:

Le comportement des ouvrages de soutènement flexibles est le résultat d'une succession de plusieurs étapes depuis la mise en place dans le sol jusqu'à la mise en service (fonçage ou battage de palplanches, mise en place des parois, excavation par étape, installation des butons ou des tirants,

rabattement de nappe). Avec les méthodes en continuum représentées par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies, l'évolution des contraintes et des déformations dans l'ensemble du modèle (massif et structures) peuvent être analysées au cours des différentes phases de construction à la différence des méthodes précédentes en tenant compte des particularités de ce type d'ouvrage notamment :

- Un comportement plus réaliste du sol en utilisant des modèles de comportement généralement élastoplastiques avec ou sans écrouissage,
- Prise en compte des différentes étapes d'excavation et de construction par désactivation et activation des éléments de massif et de structures,
- Description par des éléments d'interface les interactions multiples entre le sol et l'écran, et le sol et les tirants,
- L'interaction hydraulique et numérique en particulier pour les gradients importants causés par le rabattement de nappe au fond de fouille.

Des analyses complexes des rideaux, particulièrement lorsque les déplacements et les déformations au voisinage de l'excavation sont critiques, sont devenues possibles sur micro-ordinateur grâce à l'apparition des codes en éléments finis (ABAQUS, PLAXIS, CESAR, ...) ou en différences finies (FLAC^{2D} et FLAC^{3D}) spécialisés et commercialisés à l'échelle internationale.

II.6 Conclusion:

L'expérience a montré que le dimensionnement de ces rideaux par les méthodes classiques est sûr, voir surabondant, par contre, elles ne permettent pas de prévoir le déplacement du rideau, facteur important pour les fouilles exécutées à proximité d'ouvrages existants.

Le développement de l'outil informatique et des méthodes de calcul numérique permet de résoudre ces problèmes en faisant appel aux codes numériques. Notre choix s'est porté sur le code aux différences finies Flac2D dont la description et la présentation feront l'objet du chapitre qui suit.

CHAPITRE 3

PRESENTATION DE L'OUTIL NUMERIQUE UTILISÉ

Chapitre 3 :Présentation De L'outil Numérique Utilisé

III.1 Introduction :

les travaux de modélisation numériques ont des éléments finis la méthode des différences finies (MDF). Parmi les nombreuses études fondées sur MEF Et les exemples de la MDF appliqués La modélisation numérique des géo matériaux est une étape indispensable pour le dimensionnement des ouvrages. Ces méthodes numériques fournissent les champs de déformations et des contraintes ainsi que les mécanismes de rupture, qui ont utilisé le programme (FLAC) des résultats expérimentaux. Puis, l'évolution des outils numériques au fil des années a permis de réaliser des analyses plus fines par l'étude du comportement de ces structures et de l'influence de chaque élément et de leurs paramètres sur la stabilité et la sécurité.

III.2 Généralité:

FLAC (Fast Lagrangien Analyses of Continua) est un des codes en différences finies explicites, développés par la société américaine (Itasca 2005) Consulting Group. Ils permettent de simuler le comportement de structures faites de matériaux continus, ils disposent de plusieurs modules de simulation, en fonction du problème à traiter. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu. Le programme est basé sur la méthode des différences finies qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec des conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en termes des variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées ailleurs. Des éléments de structure sont incorporés dans les deux codes et rendent ainsi possible l'analyse de nombreux problèmes d'interaction sol-structure. FLAC intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à simuler le comportement d'un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chaque modèle constitutif nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la géométrie 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 subir des grandes déformations. Grâce à leurs nombreuses fonctionnalités, FLAC et FLAC2D résolvent de multiples problèmes :

- Dimensionnement de pentes, murs de soutènement ou fouilles et analyse de leur stabilité.
- Dimensionnement de fondations superficielles et profondes.
- Étude de barrages en terre ou en béton.
- Excavations souterraines avec phasages complexes.
- Interaction sol-structure.

Matériaux à loi de comportement spécifique développée par l'utilisateur

Avant de discuter les particularités du code FLAC il est nécessaire de donner un aperçu rapide sur la méthode de différences finies adoptée dans le code FLAC.

III.3 Méthode des différences finies (MDF):

Billiaux (1993) rappelle que la méthode de différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équation différentielles avec conditions initiales et, conditions aux limites (Desai et Christian (1977), la solution est unique.

La plupart des méthodes utilisant cette technique adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement.

L'approche en différences finies utilisée dans FLAC est basée sur la méthode de Wilkins (1964), qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Dans cette méthode, chaque dérivée présente dans le système d'équation est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définis au niveau de points dans l'espace.

De plus, le code Flac se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne combiner les matrices élémentaires, ainsi un gain substantiel de place mémoire. En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode des éléments finis.

III.4 Présentation du code bidimensionnel (FLAC2D):

FLAC2D a été conçu pour opérer dans un espace bidimensionnel. Bien souvent, il est possible de tirer parti des symétries du système étudié, afin de réduire la complexité du modèle, et

donc les temps de calcul. Ainsi, un maillage d'éléments finis de massif n'est pas systématiquement à trois dimensions. En effet, si l'une des dimensions de l'ouvrage est prépondérante (remblai de grande largeur, section courante d'un tunnel, etc.) et toutes les autres caractéristiques du modèle (chargement, conditions aux limites, interfaces) le permettent, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un plan. Cette analyse, dite en déformations planes, suppose que la composante du déplacement perpendiculaire au plan considéré est uniformément nulle.

L'utilisateur construit alors son maillage dans un plan, mais admet implicitement qu'il bénéficie d'une profondeur égale à l'unité. Les forces appliquées sur ce type de modèle ne s'expriment pas en Newton, mais en Newton par mètre (force par unité de longueur).

L'utilisation de modèles *bidimensionnels* permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible 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. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas *tridimensionnel* que dans le cas *bidimensionnel* et la modélisation est plus approximative.

Le code Flac2D intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau.

Les modèles disponibles dans Flac2D sont : modèle nul (pour les sols retirés ou excavés), élasticité isotrope ou anisotrope, élasto-plasticité (Cam-Clay modifié, Druker-Prager, Mohr-coulomb standard ou avec écrouissage positif (ou négatif) et écrouissage et changement de volume, élasto-plasticité (Mohr-Coulomb) avec plan de discontinuité localisé (faille, etc.))

III.5 Méthodologie de simulation avec FLAC:

La formulation des codes FLAC est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géo mécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation – construction – chargement. La Figure III.1 (adoptée du manuel Flac) montre l'organigramme présenté dans le manuel de FLAC pour expliquer les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser l'excavation d'une tranchée.

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac, trois composants fondamentaux d'un problème doivent être indiqués :

1. Générer le maillage ;
2. Définir les paramètres constitutifs

3. Appliquer les conditions initiales et aux limites.

La simulation se fait par phases et la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

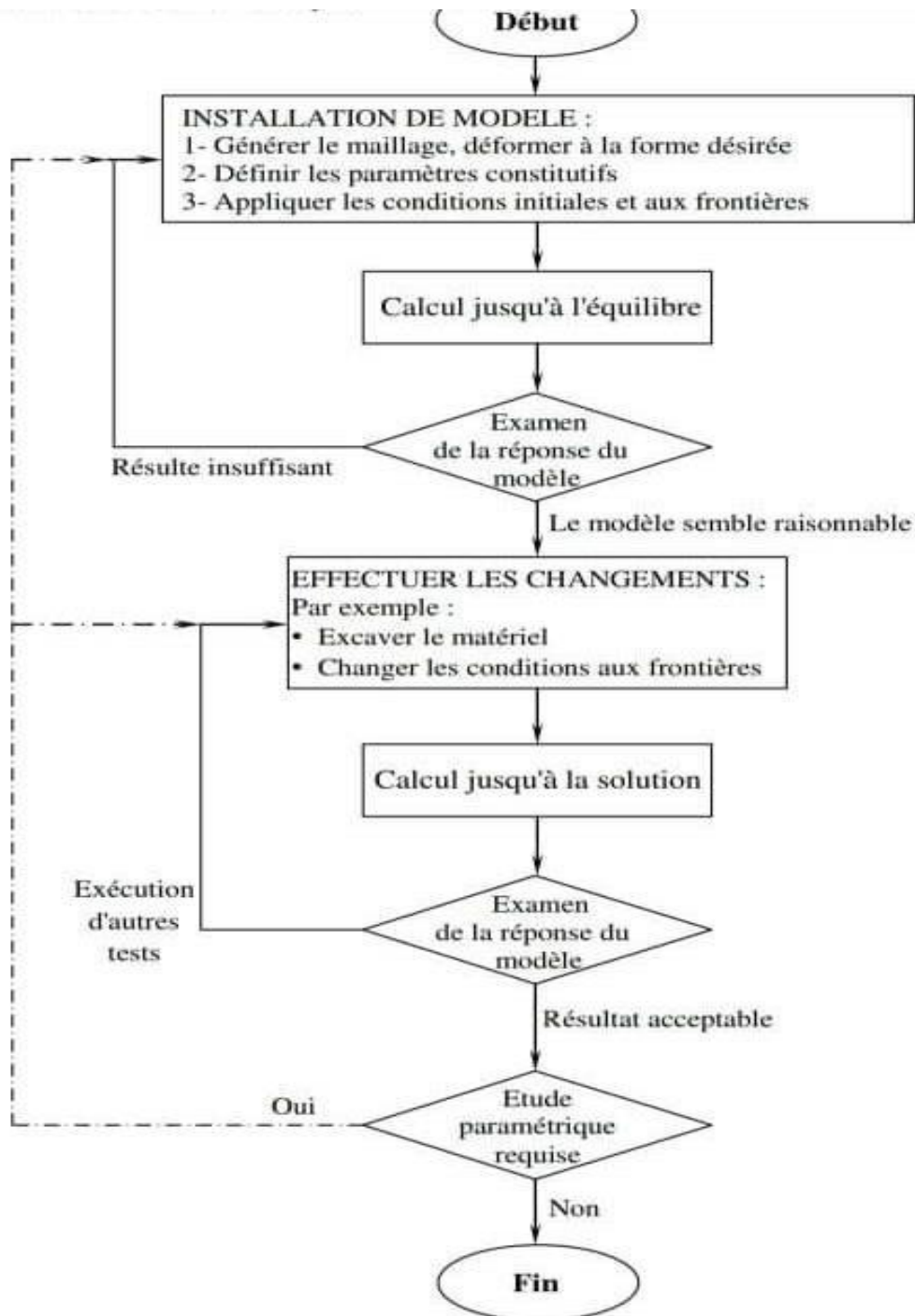


Figure III.1 : Méthodologie de modélisation numérique par les codes de calcul FLAC/FLAC2/D d'après les manuels Itasca (2005).

III.6 Modélisation de l'écoulement en FLAC :

Dans le cas général, les terrains sont en partie baignés par des nappes d'eau en équilibre hydrostatique ou en écoulement. La présence de cette eau dans les espaces interstitiels entre les grains induit des effets mécaniques sur le sol : forces d'écoulement appliquées aux grains, poids déjaugé et consolidation.

Si la perméabilité du sol est élevée, le mouvement de l'eau est instantané et la pression interstitielle n'est pas modifiée. Ainsi, dans le cas d'un remblai construit sur un sol perméable, la pression interstitielle est constamment égale à la pression interstitielle initiale.

En revanche, si la perméabilité du sol est faible par rapport à la vitesse de variation des contraintes, l'eau interstitielle ne peut s'écouler de manière instantanée et se met en surpression qui se dissipe dans le temps (*le sol se consolide*).

Le comportement d'un sol perméable est toujours un comportement à long terme (*condition drainée*). Alors que le comportement d'un sol peu perméable évolue entre deux comportements extrêmes :

- Un comportement à court terme lorsque le sol vient d'être chargé ou déchargé. Aucune variation de volume n'a encore pu se produire et les variations des contraintes normales sont reportées totalement ou en partie sur l'eau interstitielle (*condition non drainée*) ;
- Un comportement à long terme lorsque la surpression interstitielle due au chargement du sol s'est dissipée et que le régime d'écoulement de l'eau est devenu permanent (*condition drainée*).

Duncan (1996) a indiqué que, pour les problèmes faisant intervenir des chargements non exceptionnels, les sols dont le coefficient de perméabilité est supérieur à 10^{-6} m/s peuvent être analysés en conditions drainées et les sols de coefficient de perméabilité inférieur à 10^{-9} m/s en condition non drainée.

Flac modélise l'écoulement de l'eau dans le milieu poreux tel que le sol, soit indépendamment de l'effet mécanique (calcul hydromécanique découplé), soit en tenant compte de l'interaction sol-fluide (hydromécanique couplé). Ce dernier type de comportement induit deux effets mécaniques.

Dans le premier, le changement de la pression interstitielle génère un changement en contraintes effectives qui peuvent affecter la réponse du solide. A titre d'exemple, une réduction des contraintes effectives peut induire un écoulement plastique. Dans le deuxième, le fluide réagit par un changement de pressions interstitielles à la variation mécanique du volume.

La formulation de l'écoulement de Flac est basée sur des relations simples, en utilisant la loi de Darcy pour un milieu poreux anisotrope. L'effet de gravité est incorporé dans la formulation afin de permettre à l'eau de migrer en toute zone non totalement saturée.

Avec cette formulation, une surface libre apparaît naturellement dans un calcul d'écoulement.

Dans le cas des problèmes couplés drainés, la convergence au régime statique peut être très lente (plusieurs pas de calcul mécanique sont nécessaire pour garder l'équilibre quasi statique) quand le module volumique de l'eau est très grand par rapport au module de confinement du sol $K + (4/3) G$.

Plusieurs stratégies de modélisation sont disponibles en Flac pour approcher les différents processus couplés. L'une consiste à supposer que les pressions interstitielles nodales soient fixes. Cette approche ne nécessite pas de mémoire supplémentaire dans le calcul. Elle peut être représentative dans le cas des sols grossiers baignés par une nappe statique sans écoulement. Les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure, que le changement est appliqué et que l'on peut considérer que le champ de pressions d'eau est invariant. Ce champ de pression d'eau se traduit par des actions simples sur le sol et les éléments de structure. Ainsi, le sol se trouve simplement déjaugé tandis que les éléments de structure se trouvent soumis à des champs de pressions simples.

Les autres stratégies de Flac utilisent la configuration **Ground water** (Config GW) pour l'analyse de l'interaction sol - fluide. Les plus élaborées nécessitent plus de temps et de mémoire.

III.7 Modèles de comportement :

Après avoir présenté le code de calcul, nous allons maintenant décrire les modèles de comportement de sol, et les éléments d'interface permettant d'introduire des non-linéarités géométriques qui peuvent être rencontrées au cours de la résolution des problèmes.

3.7.1 Loi de comportement élasto-plastique:

Les déformations totales peuvent se décomposer en déformations élastiques réversibles et en déformations plastiques irréversibles. D'un point de vue microstructural, les déformations élastiques correspondent à une simple variation de distances inter – atomique alors que les déformations plastiques induisent une modification du milieu continu.

L'hypothèse, qui consiste à partager les déformations totales en une part élastique et une part plastique, simplifie considérablement l'identification expérimentale du comportement du matériau ainsi que la modélisation numérique qui s'en suit. Elle se traduit par l'équation suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \text{ (III.1)}$$

Avec

ε les déformations totales ;

ε^e les déformations élastiques ;

ε^p les déformations plastiques.

3.7.2 Modèle élastique linéaire parfaitement plastique suivant Mohr-Coulomb:

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres.

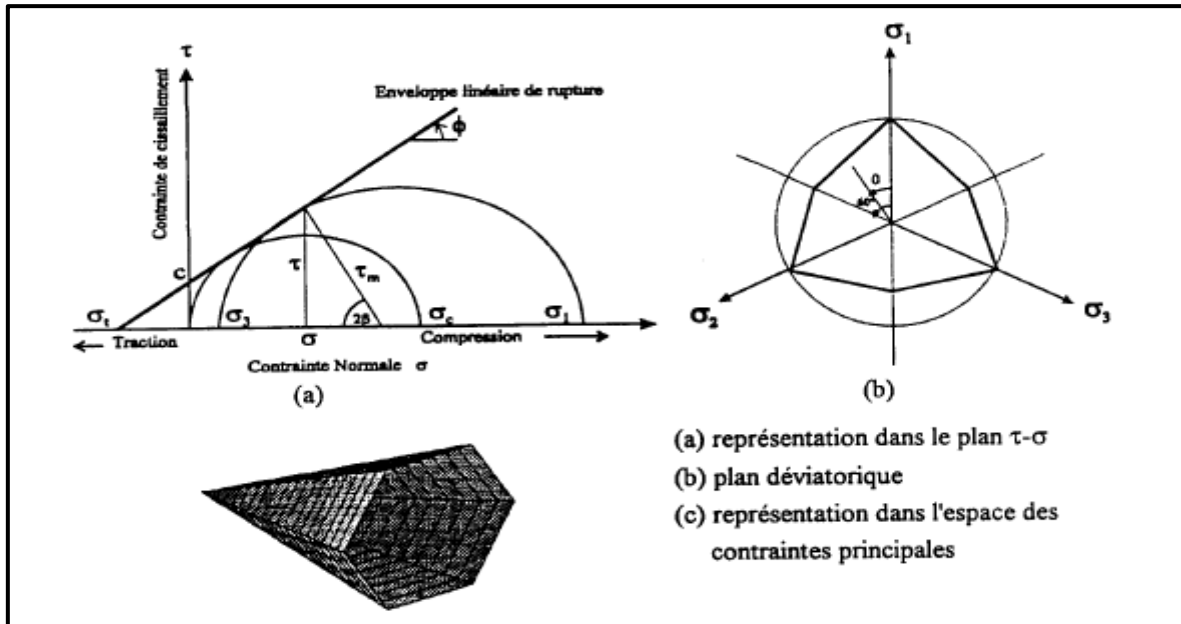


Figure III.2 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

La surface de charge pour ce modèle correspond à un critère Mohr-Coulomb (rupture en cisaillement) avec critère supplémentaire de rupture par traction.. Tout champs de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ et déformations principales $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ et ε_3 .

Le critère de rupture dans le modèle FLAC^{2D} est Mohr-Coulomb composée avec critère de rupture en traction. Les contraintes principales sont ordonnées de la manière suivante :

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \text{ (III.2)}$$

3.7.2.1 Paramètres du modèle :

Ce modèle est appelé par la commande **Mod M**, les paramètres sont donnés par la commande **prop** comme suit :

1. **density** : densité du sol ;
2. **bulk** : module du volume, K ;
3. **shear** : module de cisaillement, G ;
4. **cohesion** : cohésion du sol ;
5. **friction** : angle de frottement interne ;
6. **dilation** : angle de dilatance, ψ ;
7. **tension** : contrainte limite de traction.

3.7.3 Modèle de comportement de l'interface:

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée le comportement des zones de localisation des déformations soit en cisaillement (surface de glissement) soit en traction (fissures).

Pour les caractéristiques de frottement, cohésion, dilatance et traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant, éventuellement réduites encas d'interface « lisse » (frottement sol/acier par exemple). Les raideurs k_n et k_s sont plus difficiles à estimer.

La relation fondamentale de contact est définie entre le nœud d'interface et une face de surface de zone, également connus sous le nom de *face de cible*. La direction normale de la force d'interface est déterminée par l'orientation de la face de cible.

Le modèle constitutif est défini par un critère de résistance au cisaillement de Coulomb qui limite la force de cisaillement agissante à un nœud d'interface, des rigidités normales et de cisaillement, contraintes de traction et cisaillement, et un angle de dilatance qui cause une augmentation de la force normale effective sur la facette cible après que la limite de résistance de cisaillement soit atteinte. **La Figure III.3 illustre les composantes du modèle constitutif agissant au nœud d'interface (P).**

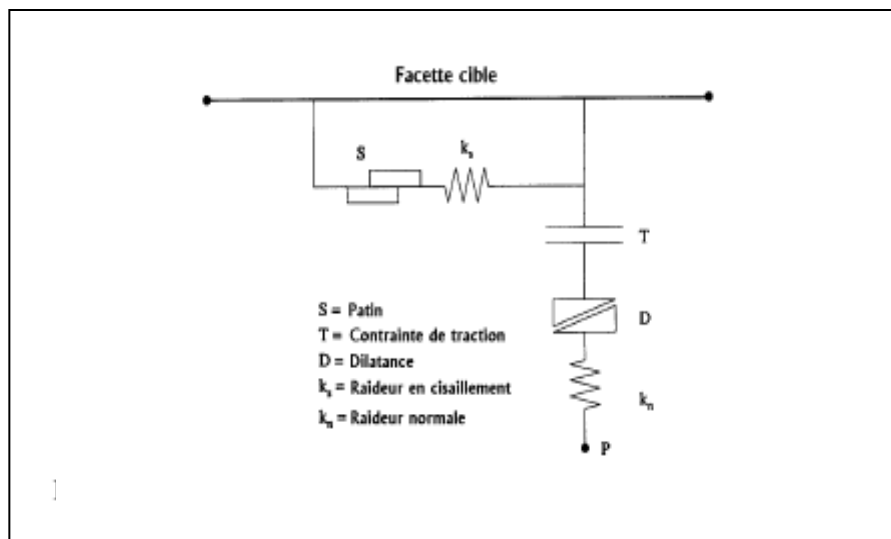


Figure III.3 : Détail des composants d'un élément d'interface (Itasca Manuel (1994)).

Les contacts d'interface sont détectés seulement aux nœuds d'interface et les forces de contact sont transférées seulement aux nœuds d'interface. L'état de contraintes associé à un nœud est assumé pour être uniformément distribué au secteur entier représentatif du nœud. Les

propriétés d'interface sont associées à chaque nœud ; les propriétés peuvent varier du nœud au nœud.

Par défaut, l'effet de pression interstitielle est inclus dans le calcul d'interface en employant la contrainte effective comme la base pour la condition de glissement.

3.7.3.1 Paramètres du modèle:

Les paramètres à définir sont :

1. **cohésion** : cohésion de l'interface ;
2. **dilation** : angle de dilatance de l'interface ;
3. **friction** : angle de frottement de l'interface ;
4. **Kn** : rigidité normale ;
5. **Ks** : rigidité de cisaillement;
6. **tension** : contrainte limite de traction.

3.7.4 Modèle de comportement des structures:

L'écran peut être discrétisé par des éléments massifs ou des éléments poutres. Le premier respecte bien la géométrie de l'ouvrage et offre uniquement les déplacements nœud aux et les contraintes au centre de l'élément. Les sollicitations de la structure ne sont pas explicites. Ils peuvent être déterminés par la programmation des relations contraintes – sollicitation. Alors que l'élément poutre viole la géométrie de la structure mais fournit les sollicitations de manière explicite.

Les boutons, éléments de structure conçus pour limiter la convergence des parois et de leurs transmettre uniquement l'effort de compression, peuvent être discrétisés par des éléments poutre avec des rotules aux points d'assemblage aux parois.

3.7.4.1 Paramètres du modèle :

Les paramètres à définir sont :

1. **e** : module d'élasticité ;
2. **a** : section transversale ;
3. **I** : moment d'inertie de la section ;
4. **d** : densité ;

5. **p** : moment plastique optionnel (par défaut, la capacité du moment est supposée infinie).

III.8 Conclusion :

La modélisation numérique de l'écoulement autour d'un écran étanche à l'aide d'un code de calcul par différences finies ou, par éléments finis nécessite une modélisation nécessairement approchée d'une réalité complexe. Cela conduit à faire un certain nombre de choix qui concernent aussi bien les paramètres de l'outil numérique que le modèle de comportement utilisé.

Pour simuler l'écoulement autour d'un écran étanche, nous avons retenu le code de calcul Flac. La discrétisation en différences finies suivant l'approche de Wilkins [1964] et, la résolution explicite en éléments lagrangiens lui permettent de simuler des problèmes fortement non linéaire (modules de sols, interfaces), de géométrie complexe (tunnels non circulaires, éléments de soutènement représentés par des coques) avec une bonne stabilité numérique.

E raison de la non linéarité, le modèle de sol élastique linéaire avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb a été retenu.

Les non linéarités géométriques quant à elles ont été simulées par l'intermédiaire d'interfaces dont le comportement mécanique est présenté.

Chapitre 4

MODELISATION NUMERIQUE DES PRESSIONS DES TERRES PASSIVES ET ACTIVES EN PRESENCE D'ECOULEMENT

Chapitre 4 : Modélisation Numérique Des Pressions Des Terres Passives Et Actives En Présence D'écoulement

IV.1. Introduction :

Le problème de la poussée et de la butée des terres est un sujet courant dans l'ingénierie géotechnique, il se manifeste dans la conception de plusieurs ouvrages géotechniques tels que les murs de soutènement, les palplanches et autres structure géotechnique qui nécessitent la détermination des pressions de terre passive et active. Aussi une conception sécuritaire et économique d'un écran de soutènement nécessite une connaissance profonde de ces pressions de terre passive et active.

Ce présent chapitre est consacré à l'estimation numérique des coefficients de pression de terre passive et active en présence d'écoulement derrière un écran de soutènement rigide à l'aide du logiciel FLAC. Et l'influence de l'enfoncement de la fiche sur les pressions des terres passive et active.

IV.2 Simulation des pressions de poussée et butée :

IV.2.1 Présentation du cas étudié:

Dans la présente étude, on considère un écran étanche en palplanche ayant une profondeur d'encastrement f où f est la fiche du l'écran dans un milieu de sol homogène isotrope sans cohésion. Cet écran est soumis à une charge hydraulique H comme indiqué sur la figure IV.1.

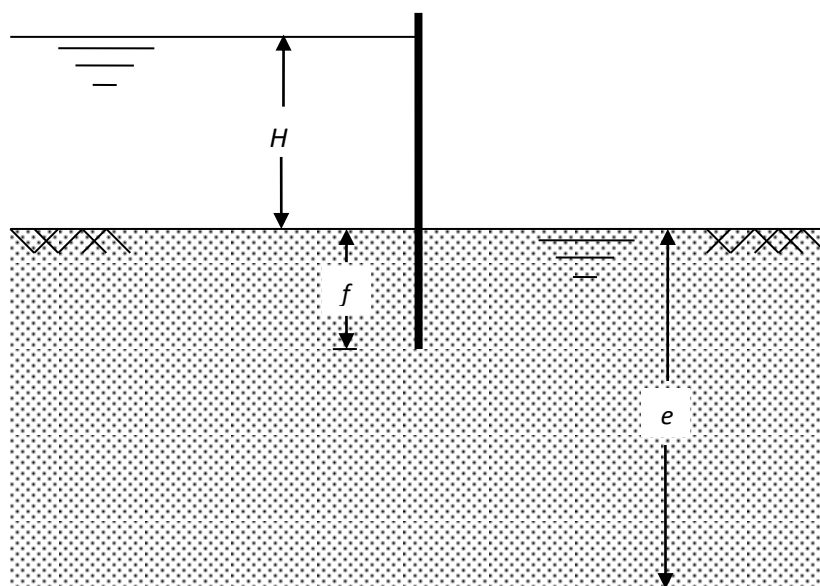


Figure IV.1 : Cas étudié

IV.2.2 Maillage et conditions aux limites:

La Figure IV.2 montre le maillage retenu pour la simulation dans le cas de la poussée et de la butée.

Puisque on a cinq largeurs du batardeau, on a adopté pour chaque largeur son propre maillage pour la simulation de la poussée et de la butée, afin d'obtenir des résultats plus précis.

Ce maillage est raffiné au voisinage de la paroi. A cause de la symétrie hydraulique et mécanique, uniquement la moitié du massif de sol est considérée dans le calcul.

Les conditions aux limites mécaniques sont la nullité des déplacements verticaux et horizontaux à la base du maillage et le blocage du déplacement horizontal sur les frontières verticales.

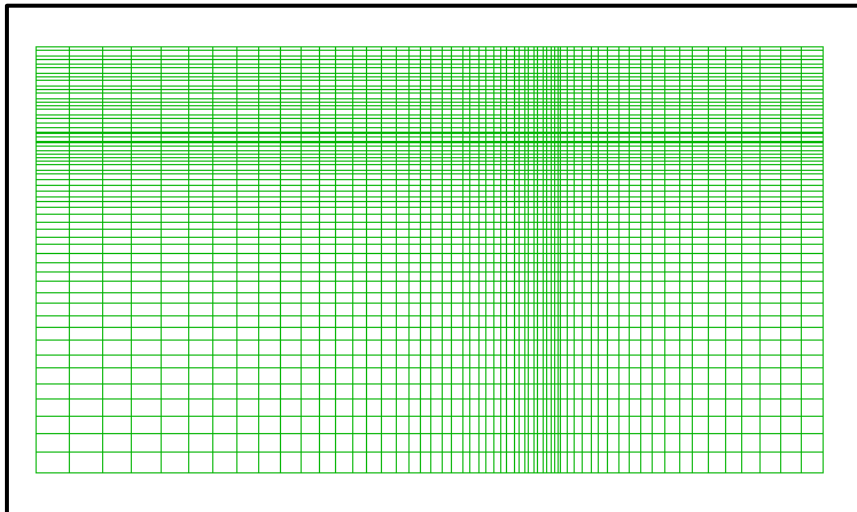


Figure IV.2 : Maillage utilisé pour la simulation de la poussée et de la butée cas d'un batardeau de largeur $B = 50$ m

La Figure IV.3, où ϕ est le potentiel, indique les conditions aux limites hydrauliques considérées dans le calcul où :

AD : ligne de courant (limite imperméable) ;

DE : ligne de courant (limite imperméable) ;

EC : ligne de courant (limite imperméable) ;

AB : ligne équipotentiel de charge H ;

BC : ligne équipotentiel de charge 0 ;

BF : ligne de courant (écran imperméable).

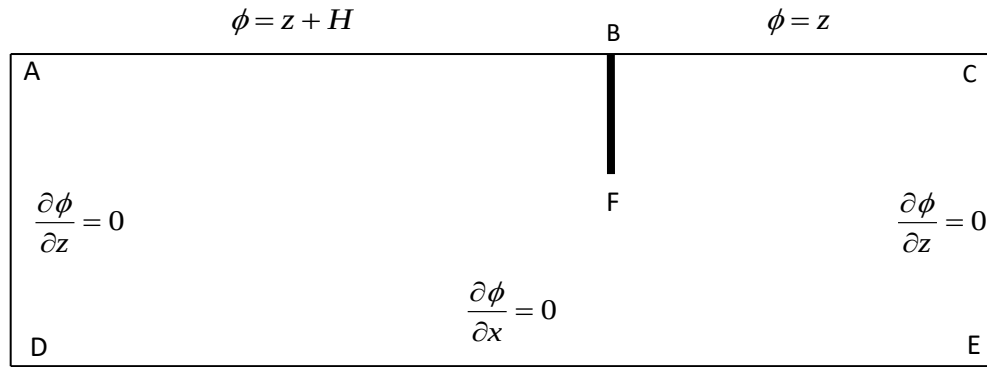


Figure IV.3 : Conditions aux limites hydrauliques

Dans le code Flac les limites non déclarées sont considérées comme des limites imperméables (lignes de courant). Par contre, on fixe la pression à l'amont à $P = \rho g H_1$, avec H_1 la charge appliquée en amont (Figure 4.1), et puis on fixe la pression à $P=0$ (où $H_2= 0$, avec H_2 la charge appliquée dans le coté aval).

IV.2.3 Modèle de comportement:

Les observations expérimentales montrent que les sols ont un comportement non associé quantifié par l'angle de dilatance ψ . En conséquence, le modèle élastique parfaitement plastique non associé de Mohr – Coulomb inclus dans le code FLAC est adopté.

Ce modèle est caractérisé par un poids volumique $\gamma_{sat} = 20 \text{ kK/m}^3$, un module volumique $K=60\text{MPa}$, un module de cisaillement $G = 25 \text{ MPa}$, une cohésion nulle, un angle de frottement ϕ et un angle de dilatance ψ . On note que le coefficient de butée et de poussée sont indépendants de γ , G et K .

L'écran rigide est modélisé par des éléments poutres. Il est connecté au sol via des éléments d'interface de type Mohr – Coulomb (Figure 4.4). L'interface est caractérisée par un angle de frottement δ , une cohésion nulle, une rigidité normale $K_n = 10^9 \text{ Pa/m}$ et une rigidité de cisaillement $K_s= 10^9 \text{ Pa/m}$. les valeurs de rigidité de l'interface sont choisies de manière à simuler un contact rigide entre le sol et le rideau.

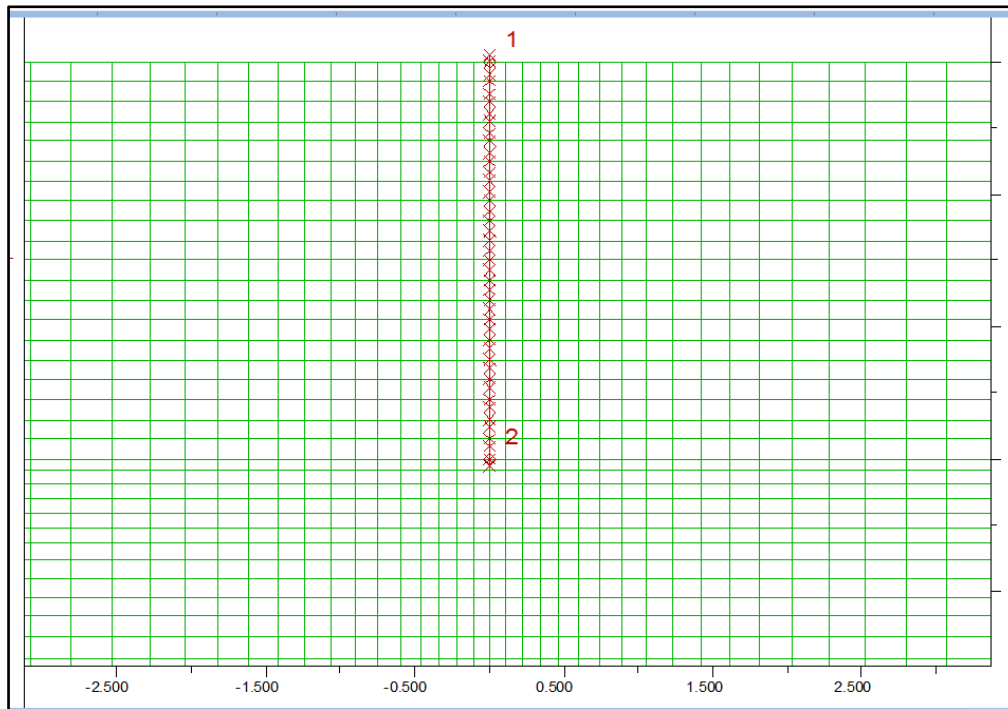


Figure IV.4 : Interface sol – écran.

Quatre valeurs de l'angle de frottement interne $\varphi = 20^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ et trois valeurs de l'angle de frottement de l'interface $\delta/\varphi = 0, 1/2, 2/3$ avec trois valeurs de dilataance $\psi/\varphi = 0, 1/2, 1$ sont considérées dans la présente analyse.

IV.2.4 Procédure de simulation :

La procédure de simulation de la butée ou de la poussée du terrain adoptée dans la présente analyse est basée sur les trois étapes suivantes :

- 1- Un calcul mécanique afin d'établir l'état de contrainte initiale. L'effet de l'installation de l'écran dans le sol sur les contraintes est négligé.
- 2- Un calcul d'écoulement afin d'établir la distribution des pressions interstitielles de l'écoulement permanent correspondant à la charge hydraulique H/f .
- 3- Un calcul mécanique de l'effet de la butée ou de la poussée du terrain sur l'écran avec les pressions interstitielles de l'équilibre hydraulique précédent. Dans cette étape, on impose à l'écran une vitesse de déplacement très faible vers le sol dans le cas de la butée et vers la fouille dans le cas de la poussée, la résistance maximale à la butée ou à la poussée du terrain est générée en imposant une vitesse de déplacement des nœuds des éléments qui discrétisent l'écran. Le déplacement des nœuds du sol en contact avec l'écran obéit à la loi de

comportement de l'interface sol – écran. Au cours du déplacement de l'écran, on enregistre la butée ou la poussée à travers la résultante des contraintes normales sur l'écran.

Les coefficients de butée et de poussée sont exprimés respectivement par :

$$K_p = 2P_p / \gamma' f^2 = 2P_x / \gamma' f^2 \cos \delta \quad (4.1)$$

$$K_a = 2P_a / \gamma' f^2 = 2P_x / \gamma' f^2 \cos \delta \quad (4.2)$$

Avec :

P_p : Résultante de la butée du terrain ;

P_a : Résultante de la poussée du terrain ;

P_x : Résultante des contraintes normales sur l'écran ;

γ' : Poids déjaugé du sol ;

f : La fiche de l'écran ;

δ : Angle de frottement de l'interface.

IV.3. Validation de la procédure de simulation :

Cette procédure de modélisation numérique a d'abord été validée pour le problème de butée dans le cas d'un seul écran. Le tableau 4.1 montre une comparaison des présents résultats pour $\psi = \phi$ avec ceux de Caquot & Kérisel (1948), Soubra (2000) et Soubra & Macuh (2002) quand $\delta/\phi = 1$.

Tableau IV.1 : Comparaison du présent coefficient de butée K_p avec les solutions existantes quand $\delta/\phi=1$

$(^\circ)\phi$	Present solution $\psi = \phi$	CAQUOT et KÉRISEL (1948)	SOUBRA (2000)	SOUBRA et MACUH (2002)
20	3.01	3.10	3.12	3.13
30	6.33	6.5	6.86	6.93
35	10.10	10.5	11.13	11.3
40	17.95*	18	19.62	20.01

* $\psi = 0.9\phi$

Les résultats de la présente simulation sont très proches à ceux de Caquot et Kerisel ainsi qu'à ceux de la borne supérieure obtenus par Soubra (2000) utilisant un mécanisme transactionnel de rupture et Soubra et Macuh (2002) utilisant un mécanisme rotationnel.

IV.4. Résultats de l'expérimentation numérique :

L'écoulement de l'eau autour des écrans étanches a un effet défavorable en augmentant la poussée et en diminuant la butée des terres. Cet effet a une importance significative pratique dans la conception de la plupart des excavations profondes. Les résultats numériques obtenus dans les deux cas de pressions active et passive des terres sur l'écran sont présentés et discutés.

Dans le but de déterminer l'influence de l'enfoncement de la fiche de l'écran dans le sol sur les coefficients des pressions active et passive des terres.

Les tableaux IV.2 – 4 donnent les coefficients des pressions passive et active des terres pour un batardeau de largeur $B = 50\text{m}$.

Les pressions des terres passive et active sont données pour trois valeurs de l'angle de l'interface $\delta/\varphi = 0, 1/2, 2/3$. Dans chaque tableau, les coefficients de poussée et la butée sont données pour trois valeurs de l'épaisseur de la couche $f/e = 0.2, 0.33, 0.5$, trois valeurs de l'angle de frottement interne $\varphi = 20^\circ, 30^\circ, 35^\circ$, pour une valeur de l'angle de dilatance $\psi/\varphi = 1$ et pour quatre valeurs de la perte de charge totale $H/f = 0, 1, 2, 2.5$.

Tableau IV.2 : K_a et K_p pour f/e et $H/f, \varphi=\psi, \delta=0$

φ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.47	2.07	0.66	1.38	0.86	0.64	-	-
		0.33	0.47	2.07	0.65	1.38	0.86	0.66	-	-
		0.5	0.47	2.07	0.65	1.39	0.86	0.69	-	-
30	30	0.2	0.31	3.09	0.44	2.12	0.57	1.08	0.64	0.54
		0.33	0.31	3.09	0.44	2.13	0.57	1.11	0.64	0.57
		0.5	0.31	3.09	0.44	2.16	0.57	1.17	0.64	0.65
35	35	0.2	0.25	3.81	0.36	2.66	0.47	1.42	0.51	0.79
		0.33	0.25	3.81	0.36	2.67	0.47	1.46	0.51	0.83
		0.5	0.25	3.81	0.36	2.72	0.47	1.55	0.51	0.98

Tableau IV.3 : K_a et K_p pour f/e et H/f pour $\phi=\psi, \delta=1/3$

ϕ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.44	2.39	0.63	1.63	0.82	0.79	-	-
		0.33	0.44	2.40	0.62	1.64	0.83	0.80	-	-
		0.5	0.44	2.40	0.62	1.66	0.83	0.86	-	-
30	30	0.2	0.29	4.06	0.42	2.94	0.54	1.54	0.61	0.88
		0.33	0.29	4.06	0.43	2.96	0.54	1.60	0.61	0.91
		0.5	0.29	4.06	0.43	2.99	0.55	1.68	0.61	1.08
35	35	0.2	0.23	5.47	0.35	3.97	0.44	2.25	0.49	1.38
		0.33	0.23	5.47	0.34	3.99	0.44	2.38	0.49	1.47
		0.5	0.23	5.47	0.34	4.07	0.45	2.50	0.49	1.66

Tableau IV.4 : K_a et K_p pour f/e et H/f , $\phi=\psi, \delta=2/3$

ϕ	ψ	f/e	H/f							
			0		1		2		2.5	
			K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
20	20	0.2	0.42	2.73	0.60	1.89	0.79	0.95	-	-
		0.33	0.42	2.74	0.60	1.90	0.80	0.96	-	-
		0.5	0.42	2.74	0.61	1.91	0.80	1.02	-	-
30	30	0.2	0.28	5.23	0.41	3.78	0.55	2.16	0.59	1.31
		0.33	0.28	5.23	0.42	3.77	0.55	2.21	0.61	1.36
		0.5	0.28	5.23	0.42	3.86	0.56	2.35	0.61	1.52
35	35	0.2	0.22	7.61	0.34	5.72	0.44	3.50	0.56	2.28
			0.22	7.61	0.40	5.76	0.49	3.60	0.57	2.40
		0.5	0.22	7.61	0.40	5.87	0.49	3.83	0.57	2.69

IV.4.1. Distribution de la pression passive sur l'écran

a . Influence de l'angle de frottement interne du sol

La figure IV. 5 montre que L'augmentation de l'angle de frottement interne du sol augmente significativement la pression des terres passive.

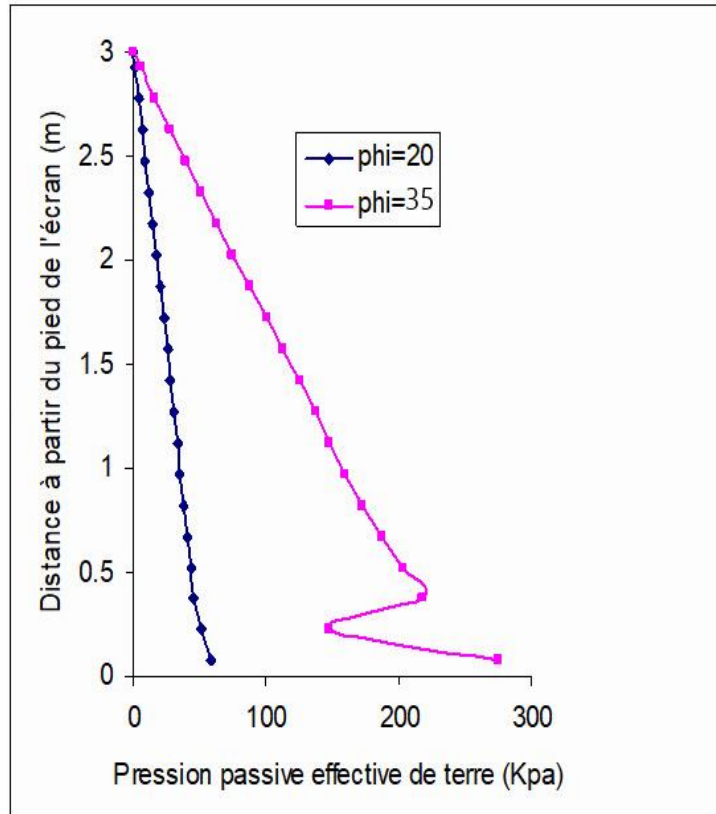


Figure IV. 5: Distribution de la pression effective passive des terres pour un batardeau de largeur $B=50\text{m}$, $\delta/\phi=2/3$, $H/f=1$, $\psi/\phi=1$ et pour $\phi=20^\circ$ et 30°

b Influence de l'angle de l'interface

A part une légère courbure proche du fond de fouille dans le cas $\delta/\phi=0$, les diagrammes de la pression passive sont linéaires. Cette distribution est en accord avec les résultats théoriques d'un écran en mouvement de translation.

Le coefficient de la pression passive des terres augmente avec l'augmentation de l'angle de l'interface δ . L'augmentation est plus importante pour les fortes valeurs de l'angle de frottement interne ϕ . Par contre Le coefficient de pression active des terres diminue légèrement avec l'augmentation de l'angle de l'interface.

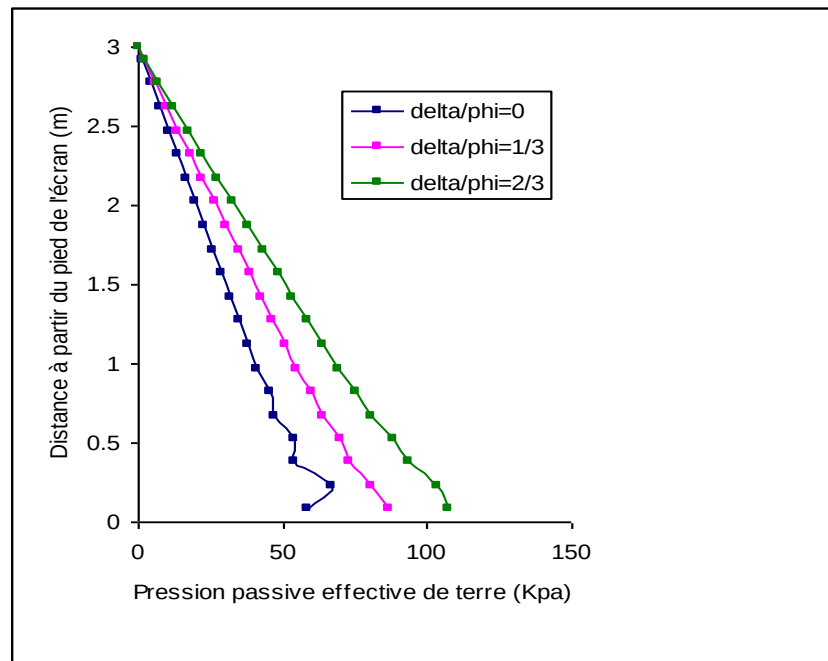


Figure IV. 6: Distribution de la pression effective passive des terres pour $B = 50$ m, $H/f = 1$ $\phi 30^\circ$ et pour trois valeurs de δ/ϕ

c Influence de la perte de charge

La figure IV. 7 présente la distribution de la pression normale effective passive des terres le long de l'écran. Pour un batardeau de largeur égale à 50 mètres, $\delta/\phi = 2/3$, $\phi = 35^\circ$, $\psi = 35^\circ$ et pour trois valeurs de la perte de charge relative, $H/f = 1, 2, 2.5$.

Le coefficient de butée diminue avec l'augmentation de la perte de charge totale H/f . La réduction est plus significative pour les faibles valeurs de l'angle de frottement interne ϕ .

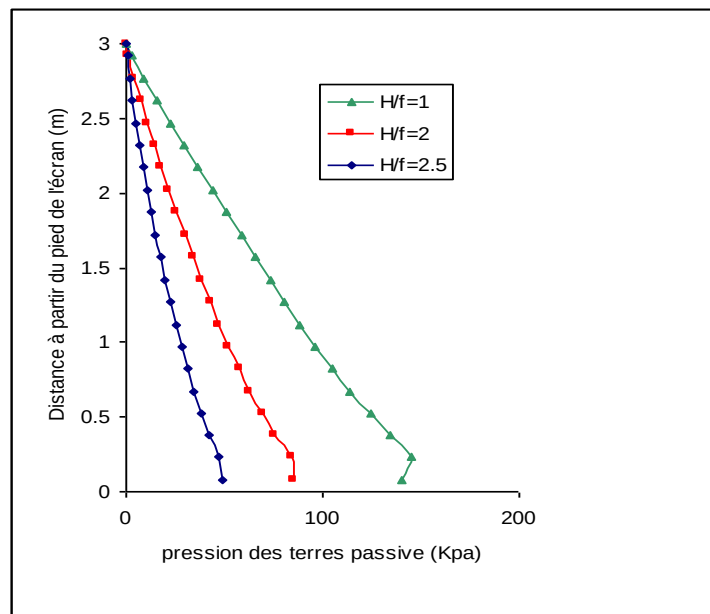


Figure IV. 7: Distribution de la pression effective passive des terres pour un batardeau dlargeur $B = 50$ m, $\delta/\phi = 2/3$, $\phi = 35^\circ$, $\psi = 17.5^\circ$ et pour $H/f = 1, 2, 2.5$

d Influence du milieu:

Sur la figure IV. 8 la pression normale active des terres le long de l'écran est représentée, pour un batardeau de largeur $B = 50$ m, $H/f = 1/3$, $\varphi = 30^\circ$, $\psi = 30^\circ$ et pour trois valeur f/e .

On remarque que l'enfoncement de la fiche de l'écran dans la couche du sol augmente progressivement le coefficient de butée des terres. Cette augmentation est plus significative pour les forts angles de frottement interne $\varphi > 35^\circ$ et les batardeaux étroits.

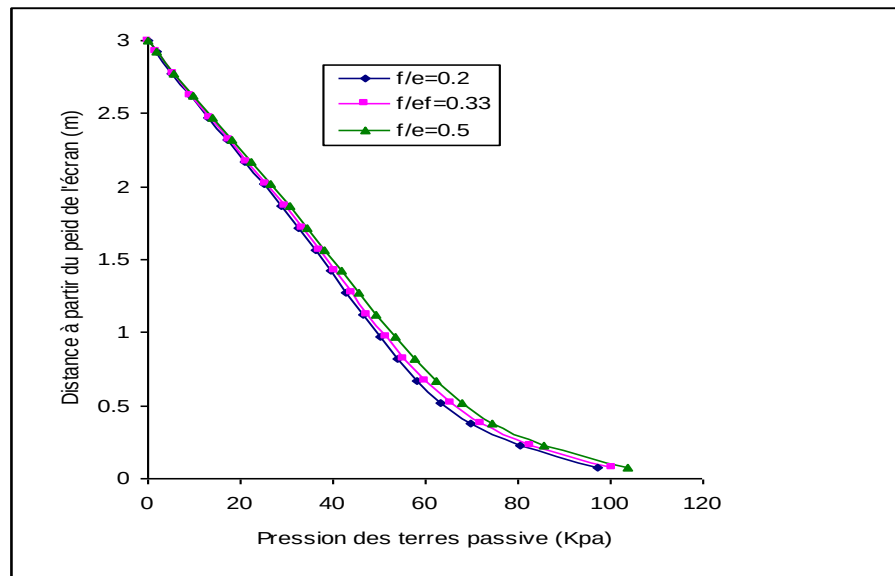


Figure IV.8: Distribution de la pression effective passive des terres pour un batardeau de largeur $B = 50$ m, $\delta/\varphi = 1/3$, $\varphi = 30^\circ$, $\psi = 30^\circ$ et pour $f/e = 0.2, 0.33$ et 0.5

4.3.1.2 Distribution de la pression active sur l'écran

a .Influence de l'angle de frottement interne du sol

La figure IV. 9 montre que l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol diminue significativement la pression des terres active.

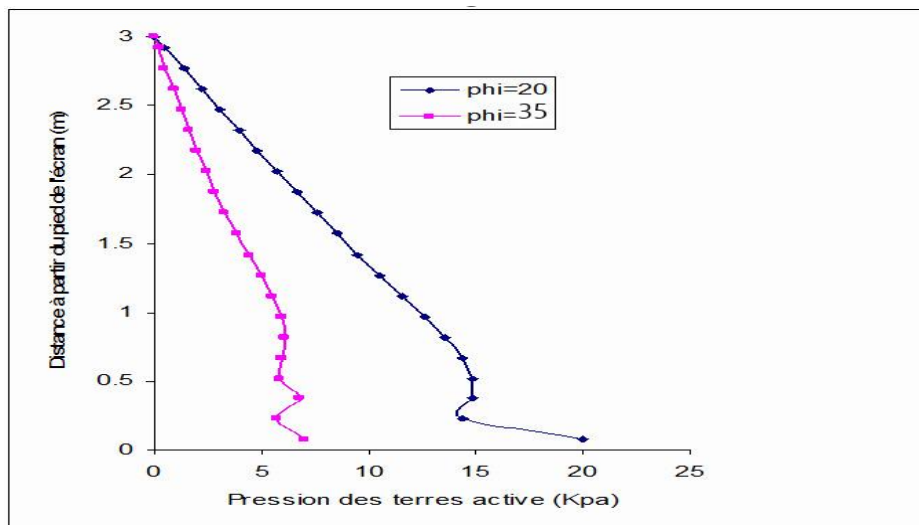


Figure IV.9: Distribution de la pression effective active des terres pour un batardeau de largeur $B=50$ m, $\delta/\varphi=2/3$, $H/f = 1$, $\psi/\varphi = 1$ et pour $\varphi = 20^\circ$ et 40°

b Influence de l'angle de l'interface

On remarque des fluctuations dans les courbes de la pression active, les diagrammes sont linéaires avec une courbure près du fond de fouille. Cette distribution est en accord avec les résultats théoriques d'un écran en mouvement de translation.

Le coefficient de pression active des terres diminue légèrement avec l'augmentation de l'angle de l'interface.

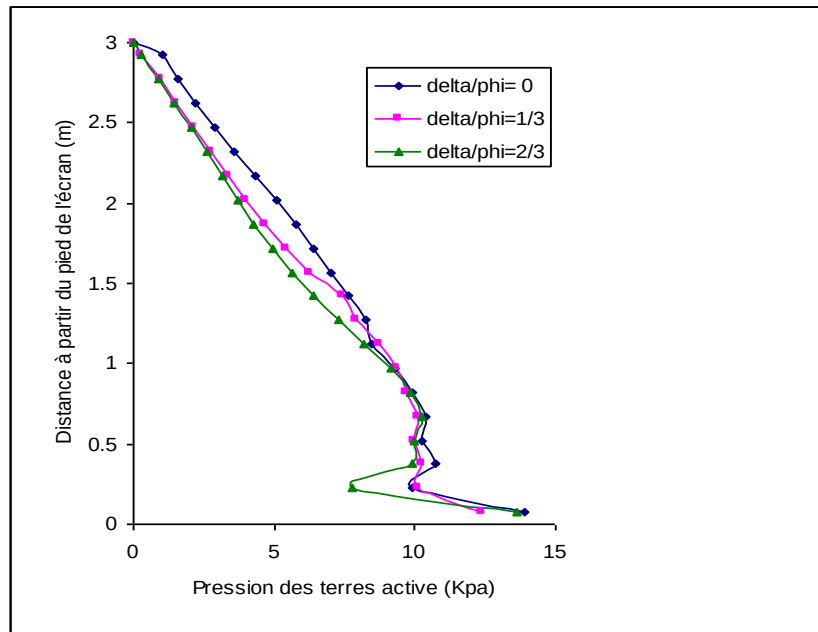


Figure IV.10 : Distribution de la pression effective active des terres pour, $B = 40$ m, $H/f = 1$ $\phi 30^\circ$ et pour trois valeurs de δ/ϕ

c Influence de la perte de charge

La figure IV. 11 présente la distribution de la pression normale effective active des terres le long de l'écran. Pour un batardeau de largeur $B = 50$ m, $\delta/\phi = 2/3$, $\phi = 35$, $\psi = 35$ et pour trois valeurs de la perte de charge relative, $H/f = 1, 2, 2.5$.

La figure IV. 11 montre que les forces d'écoulement augmentent significativement le coefficient de la pression active des terres.

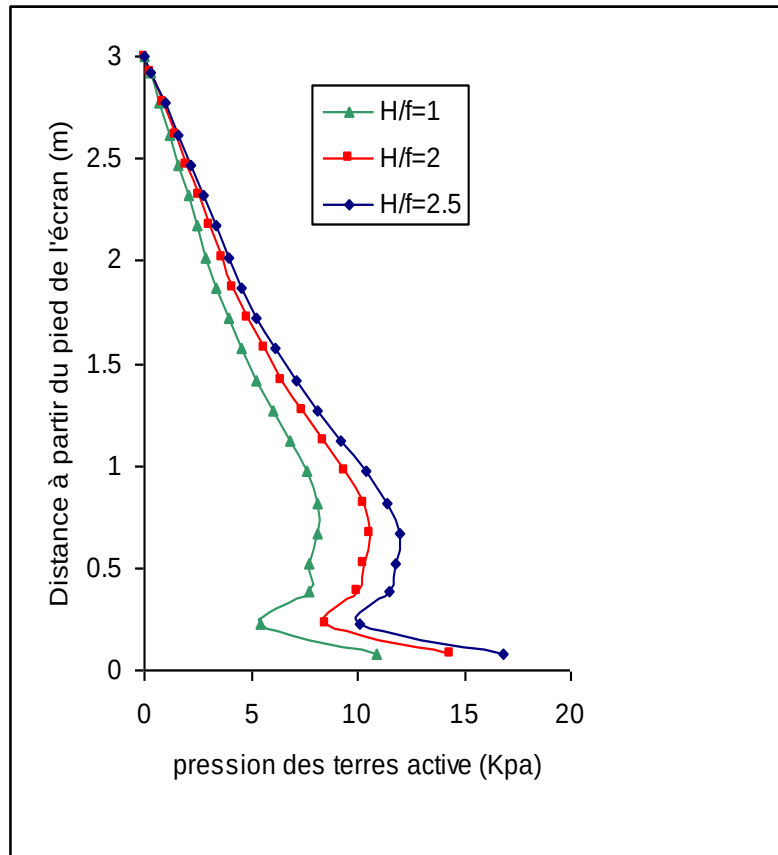
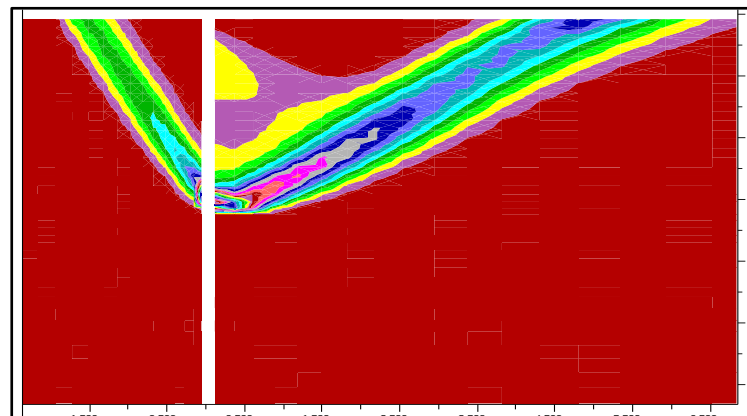
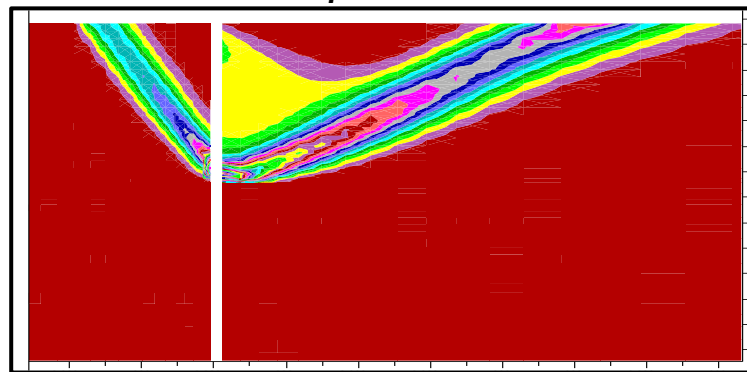


Figure IV. 11 : Distribution de la pression effective active des terres pour un batardeau de largeur $B = 50$ m, $\delta/\phi = 2/3$, $\phi = 35^\circ$, $\psi = 35^\circ$ et pour $H / f = 1, 2, 2.5$

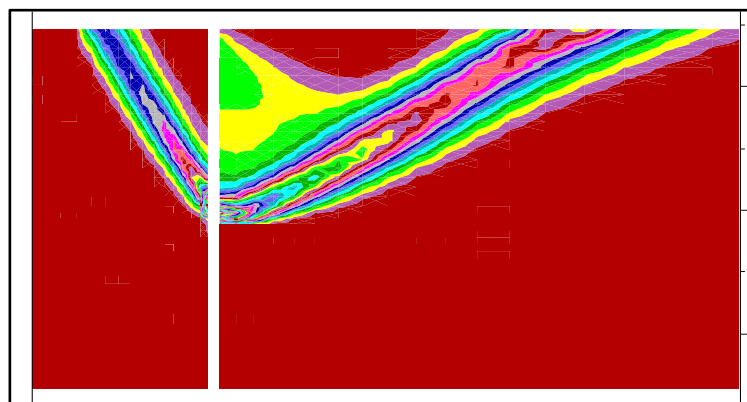
La figure IV. 12 montre l'augmentation de la zone mobilisée par la butée avec l'enfoncement de la fiche dans la couche de sol pour la largeur du batardeau $B = 50\text{m}$.



$$f/e = 0.2$$



$$f/e = 0.33$$



$$f/e = 0.5$$

Figure IV.12 : Distribution des déformations maximales de cisaillement pour un batardeau de largeur $B = 50\text{ m}$ et trois valeurs de f/e .

IV .5- REALISATION D'UN PASSAGE SOUTERRAIN TREMIE

Un cas réel de l'utilisation des écrans de soutènement, atelier de réalisation d'un passage souterrain Trémie au carrefour de l'intersection "Route Nationale N°48 à PK 140+000 et Chemin Communal N°110, a TIKSEBT Commune D'El-Oued"

-Présentation du projet :

C'est une trémie giratoire est considéré le premier projet d'une trémie réalisée sur le territoire de wilaya d'El oued.

L'importance de ce projet vise le désengorgement de la ville d'El-Oued , au niveau de carrefour TIKSEBT qui consiste un point de croisement entre la RN 48 et CC 110 (provenant de la RN16), sachant que ce point noir connaît des situations d'embouteillages quotidiennes créées par le trafic local et de transit .

-Descriptif du projet :

L'aménagement du carrefour centre ville consiste à la réalisation d'une trémie bidirectionnelle à gabarit normal (8.00m de largeur chaussée et 4.00m d'hauteur) dans le sens (El-Oued – Biskra) en 2 voies de 3.5 m de large de chacune et un trottoir de 0.5m de chaque côté.

Ce passage inférieur permet un dégagement rapide des itinéraires principaux de surface avec une meilleure prise en charge du trafic local en surface en éliminant les principaux cisaillements et ce par l'adjonction de giratoire assurant ainsi une fluidification permanente de la circulation .

Cet ouvrage à une longueur totale de 239.3 m et 9.00m de largeur dont 49.68m partie couverte, qui est constituée des pieux latéraux ayant différentes profondeurs sous forme « cylindre » et des éléments supérieurs en forme « U » constituent la dalle , ces éléments sont réalisés en deux couches superposées l'une préfabriqués et l'autre coulés sur place , ainsi que des murs de soutènements (préfabriqués et coulés en place) relient entre eux par des radiers.

-Caractéristiques techniques :

La trémie est structurée par l'ensemble des éléments suivants :

1) Les pieux :

Ils sont considérés comme soutènement latéral du sol et ce lors de l'excavation et de la réalisation des murs de soutènements

- ❖ Diamètre des pieux = 1.20m
- ❖ Profondeur des pieux = variable (11m, 15m, 18m, 21m)
- ❖ Nombre des pieux = 310 (côté droite et côté gauche)

- ❖ Distance entre pieux = 0.20m et soit entre axe 1.40m

2) Murs des soutènements :

Les murs de soutènement sont des éléments porteurs d'une part et stabilisateurs de sol d'autre part. Ils ont la forme géométrique (mur en L) et composent des parties verticales qui servent à soutenir le sol et supporter les charges et les autres des parties horizontales servent à transférer les charges au sol.

Partie ouverte :

- ❖ Longueur = 189.76m
- ❖ Hauteurs des murs soutènement sont variable (MS type 01 et MS type 02)
- ❖ Longueur d'un élément des murs soutènements préfabriqués $L = 1.5\text{m}$
- ❖ Nombres des murs soutènements préfabriqués $(2 \times 38) = 76$ murs (cote droite et cote gauche) soit en total 126 éléments préfabriqués

Partie couverte :

- ❖ Longueur = 49.68m
- ❖ Hauteurs des murs soutènement $H = 5.98\text{m}$
- ❖ Longueur d'un élément des murs soutènements préfabriqués $L = 1.5\text{m}$
- ❖ Nombres des éléments des murs soutènements préfabriqués $(2 \times 32) = 64$

3) Radier couler sur place :

Les murs des soutènements sont liés entre eux par une plate-forme coulée sur place ayant une épaisseur différente correspond au type de MS.

Partie ouverte :

- ❖ Pour la partie MS type 01 ayant une épaisseur de 0.50m
- ❖ Pour la partie MS type 02 ayant une épaisseur de 0.70m

Partie couverte :

- ❖ L'épaisseur de la plate-forme est égale à 0.80m

4) Dalles :

Partie couverte : constitue de deux 02 dalles superposées d'une longueur de 49.68m et 10.60m de large :

- ✓ Dalle préfabriquée ayant une épaisseur de 0.4m se repose sur les murs de soutènement.
- ✓ Dalle couler sur place ayant une épaisseur de 0.40m se repose sur la dalle préfabriquée et s'accroche aux murs de soutènements.

5) Evacuation des eaux souterraines :

Un ensemble des dispositifs à prévoir pour évacuer les eaux pluviales vers un puisard profond situé à proximité de la trémie en passant par des regards intermédiaires sur toute la longueur du passage inférieur de la trémie.

Le puisard va raccorder avec le réseaux public d'assainissement.

6) Photo dévers de projet :



Photo IV.1 : Machine foreuse (ramasser des étudiant)



Photo IV.2: Ferrailage de pieux(ramasser des étudiant)



Photo IV.3: Collage de pieuxPhoto23 : Pieux après collage(ramasser des étudiant)



Photo IV.4: Ferrailage de murs de soutènement(ramasser des étudiant)



Photo IV.5: Collage de murs soutènement(ramasser des étudiant)



Photo IV.6: Raccordement le puisard avec le réseaux public d'assainissement(ramasser des étudiant)



Photo IV.7: Canaux d'assainissement(ramasser des étudiant)

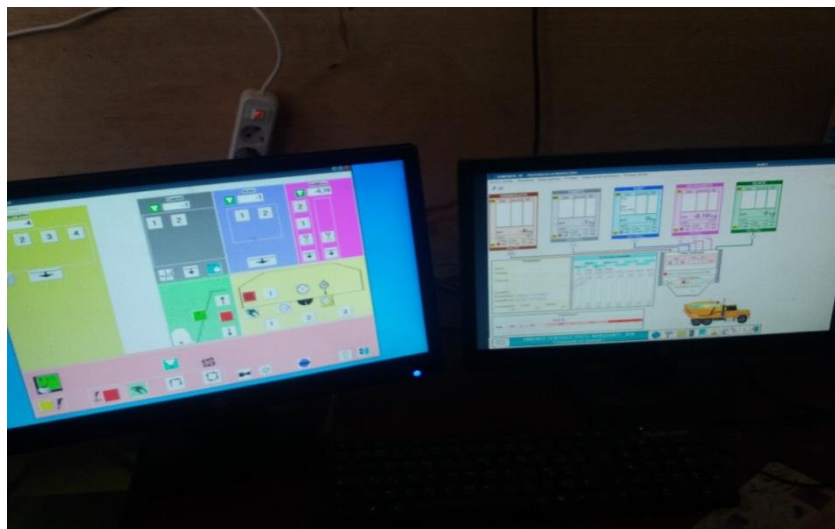


Photo IV.8: Photo Centrale à béton(ramasser des étudiant)

IV.6. Conclusion

Le calcul numérique des pressions passive et active en présence d'écoulement a été effectué à l'aide du logiciel FLAC^{2D}. Les solutions présentées sont données pour des sols associés et non associés.

- ✓ L'augmentation de l'angle de frottement interne du sol augmente significativement la pression des terres passive, Par contre elle diminue la pression des terres active
- ✓ Le coefficient de butée est sensible à la dilatance uniquement pour les sols fortement frottant ($\varphi \geq 35^\circ$). Le coefficient de poussée augmente avec la diminution de l'angle de dilatance.
- ✓ Les forces d'écoulement augmentent significativement le coefficient de la pression active des terres et diminuent le coefficient de butée, la réduction est plus significative pour les faibles valeurs de l'angle de frottement interne φ .
- ✓ Le coefficient de la pression passive des terres augmente avec l'augmentation de l'angle de l'interface δ . L'augmentation est plus significative pour les fortes valeurs de l'angle de frottement interne φ .
- ✓ L'enfoncement de la fiche de l'écran n'a pratiquement aucun effet sur le coefficient de poussée des terres.
- ✓ L'enfoncement de la fiche de l'écran dans la couche du sol augmente progressivement le coefficient de butée des terres. Cette augmentation est plus significative pour les forts angles de frottement interne $\varphi > 35^\circ$ et les batardeaux étroits.
- ✓ L'augmentation de la zone mobilisée par la butée avec l'enfoncement de la fiche dans la couche de sol.

CONCLUSION GENERALE

Les contraintes liées à l'aménagement des grandes agglomérations et la saturation de l'espace urbain conduisent à une occupation sans cesse croissante du sous-sol. On multiplie ainsi les excavations profondes pour la réalisation des trémies routières, de parcs de stationnement souterrains, de tunnels routiers ou de métros construits suivant la technique de la tranchée couverte. Ce développement a été facilité par l'utilisation des soutènements minces classiques (palplanches métalliques) et la technique du procédé de la paroi moulée et ses dérivés permettant l'exécution à très faible distance d'ouvrages existants.

En site urbain, le déplacement du rideau et le mouvement du sol sont nuisibles et doivent rester inférieurs à une valeur acceptable. On essaye de limiter au maximum possible les déformations et déplacements. Ainsi, l'état de ruine ne concerne pas précisément la rupture du rideau lui-même, il peut aussi survenir à la suite de déplacements excessifs du soutènement se traduisant par l'apparition de désordres sur les immeubles voisins.

Les excavations profondes dans la nappe phréatique au sein d'aquifères nécessitent la mise des écrans de soutènement pour retenir le massif de sol en place ou de sol rapporté. La détermination des forces agissant sur l'écran étanche est une étape importante du fait que l'instabilité du fond de fouille est causée non seulement par le phénomène de soulèvement ou de boullance mais aussi par la réduction de la butée.

Ce travail a visé la prévision numérique, à l'aide du logiciel FLAC^{2D} en différences finies explicites, des pressions des terres passive et active en présence d'écoulement

Les expérimentations numériques ont permis de tirer les conclusions suivantes :

La simulation numérique des coefficients des pressions des terres passive et active pour des sols associés montre que :

- ✓ Les résultats de simulation du coefficient de butée et de poussée dans le cas sans écoulement sont très proches de ceux donnés par les tables de CAQUOT et KERIZEL, l'écart ne dépasse pas de 5%. Cela confirme le bon choix de la procédure de simulation et le type de l'élément de l'interface sol-écran. En présence d'écoulement et pour un sol associé, les solutions présentées de la butée confirment les résultats publiés par SOUBRA et KASTNER (1999).

Conclusion General

- ✓ L'augmentation de l'angle de frottement interne du sol augmente significativement la pression des terres passive, cette augmentation atteint 79.67 % quand φ augmente de 20^0 à 40^0 pour $B = 50$ m, $\delta/\varphi = 2/3$, $H/f = 1$ et $\psi/\varphi = 1$. Par contre elle diminue la pression des terres active, cette diminution est de 54.09 % quand φ augmente de 20^0 à 40^0 pour $B = 50$ m, $\delta/\varphi = 2/3$, $H/f = 1$ et $\psi/\varphi = 1$.
- ✓ Le coefficient de butée est sensible à la dilatance uniquement pour les sols fortement frottant ($\varphi \geq 35^0$). Le coefficient de poussée augmente avec la diminution de l'angle de dilatance.
- ✓ Les forces d'écoulement augmentent significativement le coefficient de la pression active des terres et diminuent le coefficient de butée, la réduction est plus significative pour les faibles valeurs de l'angle de frottement interne φ .
- ✓ L'enfoncement de la fiche de l'écran n'a pratiquement aucun effet sur le coefficient de poussée des terres.
- ✓ L'enfoncement de la fiche de l'écran dans la couche du sol augmente progressivement le coefficient de butée des terres. Cette augmentation est plus significative pour les forts angles de frottement interne $\varphi > 35^0$ et les batardeaux étroits.
- ✓ La zone mobilisée par la butée augmente avec l'enfoncement de la fiche dans la couche de sol.
- ✓ Pour les faibles valeurs de la largeur relative, les pertes de charges dues à l'écoulement sont très fortes.

Références bibliographiques

ADRIEN LAFOND .Avant de construire votre mur de soutènement... 8 Règles11/2012

ALKASHI .Typologie des ouvrages de soutènement présentation générale et murs de liste I et II 20/03/2011

ALLIA Z. *Prévision numérique du débit d'exhaure des fouilles protégées par un écran étanche et risque de renard.* Mémoire de Magister Hydraulique, Université de Biskra, Algérie, 2004.

BENMEBAREK N *contribution à la modélisation numérique de l'effet de l'écoulement sur la stabilité des écrans;* Thèse de Doctorat, Université de Biskra 2002, 210p.

BILLAUX D& CUNDALL P.A. *Simulation des géo matériaux par la méthode des éléments lagrangiens.* Revue Française de Géotechnique 63, Avril 1993, pp 9-21.

MEMOIRE Doctorat en sciences en : HYDRAULIQUE *Estimation des pressions de terre passive et active en présence d'écoulement dans les fouilles de largeur limitée / Khater Ibtissem 2019*

BLANCHARD C *caractérisation de la mobilisation potentielle des polluants inorganiques dans les sols pollués .*thèse de Doctorat Institut National Des Sciences Appliquées de Lyon, 2000.

BLUM H. *Beitrag zur berechnung von bohlwerken.* Wilh. Ernst, Berlin 1951.

BOIDY E *Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines.* Thèse de Doctorat, Université de Joseph Fourier – Grenobei, 2002.

BOUMAH RAT M & Gourdin A. *Méthodes numériques appliquées.* Office des Publications Universitaires. Alger, 1993.pp 422, 424.

BROSB .The influence of retaining wall displacements on active and passive earth pressures in sand. V^{ème} congrès Européen de Mécanique des sols et des Fondations, Vol. 1, Madrid 1972, pp 241 – 249.

CAQUOT A., & Kérisel J. *Traité de mécanique de sol.* Gautier - Villars, Paris 1966.

CARLIER M. *Hydraulique Générale et Appliquée.* Edition Luis Jean, 1980.

Reference bibliographique .

M. CHAZALLON M. REGENASS .Etude des différents types de blindage de fouille rencontrés sur les projets de construction au Luxembourg 9/2016

CHAPITRE 02 thesis.univ-biskra.dz .Les méthode des dimensionnement des écrans de soutènement

CHRISR LENOBLE .pinter est chrisrlenob le .mur soutènement . 7/01/2009

COSTET J., & SANGLERAT G. *Cours pratique de mécanique des sols. Tome 2 : Calcul des ouvrages.* 3ème Edition, Dunod, Paris 1983.

COULOMB C. A. *Essais sur une application des règles des maximum et minimum à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture.* Mémoires de Mathématiques et de Physiques présentés à l'académie Royale des Sciences par divers savants, Vol. 7, Paris 1773. pp.343 – 382.

DARCY H. *Les fontaines publiques de la ville de Dijon.* Victor Dalmont, Paris 1856, p. 647.

DEGOUTTE G & ROYET P *Aide-mémoire de mécanique des sols.* Edition 2005.

DUNCUN J. M. start of the art: Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. J. of Geotech. Engrg, Vol. 122m N° 7, 1996, pp 577 – 596.

ENTREPRISE BTP LYON - ELTS foundation Parois Clouées

HABIB P., *Génie Géotechnique. Application de la mécanique des sols et des roches.* Edition MARKETING / ELLIPSES, 1997, pp 15, 26.

HARR M.E. *Groundwater and seepage.* McGraw-Hill publishing Co. Inc, New York, 1962.

HOUY A. *Elément de calcul des rideaux de palplanches.* Metz: Imp. Gueblez, 1980.

ITASCA CONSULTING GROUP, Inc. *FLAC^{2D} Manual version 4.00.* Minneapolis, Minnesota, 2002.

JAKY J. *The coefficient of earth pressure at rest* .Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, 78 (22), 1944, pp 355 – 358.

JEROME SALIBA .Le Pont Ouvrages de soutènement1/04/2017

Reference bibliographique .

JOSSEAUME H. *Méthode de calcul des rideaux de palplanche – Etude bibliographique.*

Bull de liaison des lab. Des ponts et chaussées, N° 72, Juillet – Août 1974, pp 107 – 124.

KASTNER R. *ouvrages de soutènement flexible, comportement, dimensionnement.* Institut National des sciences Appliquées de Lyon

KASTNER R. *comportement mécanique des sols, poussée et butée des terres.* Institut National des sciences Appliquées de Lyon

KHEMOUM IMAD ET GUIDOUM NEDJEM EDDIN. Etude paramétrique du comportement d'un mur de soutènement renforcée par la géo grille P 25 / 2017

KHENNANE A. *Méthode des éléments finis.* Office des publications universitaires ; Alger, pp 1-2.

LAREAL P. *Mécanique de sol- L'eau dans le sol.* Département de Génie Civil et Urbanisme, I.N.S.A, Service Géotechnique, Lyon 1975.

LYCEE ADOLPHECHERIOUX. Les ouvrages de soutènement apparents . (Gard) (image Didier Rieux)22/01/2017

MAURICE CASSAN. *Aide mémoire d'Hydraulique Souterraine.* 2^{ème} Edition, 1993, presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

MUNI BUDHU . *Soil Mechanics and foundations.* John Wiley & SONS . INC .New York.Editions 2000.

PRAT M., &MESTAT P. *Ouvrages en interaction .*HERMES Science Publications, Paris, 1999.

PRAT M., &MESTAT P. *La modélisation des ouvrages .*HERMES Science Publications, Paris, 1999, pp 463-485.

RANKINE W. J. M. On the stability of loose earth. Trans. R. Soc. Vol 147, London 1857.

RODTS S *Etude du passage micro-macro pour le transport par diffusion en milieu poreux Application aux expériences de RMN-GCP.* Thèse pour l'obtenir le grade de Docteur de L'école des Ponts et Chaussées, 2002.

ROWE P. W. *Anchored sheet pile Walls.* Institution of Civil Engineers, Proc. Vol. 1, London, Jan. 1952, pp 27 – 70.

Reference bibliographique .

SOUBRA A & KASTNER R & BENMANSOUR A. *Etude de la butée des terres en présence d'écoulement*, Revue Française de génie civil, Vol 2, N⁰⁶, 1998, pp 691-707.

SCHLOSSER, François. Murs de soutènement. In ***Techniques de l'ingénieur : traité construction***. Paris : Techniques de l'ingénieur, pp. C244-1 – C244-22.

SCHNEEBELI G. *Hydraulique souterraine*. Ayrolle, Paris, 1966.

SCHNEEBELI G. *Hydraulique souterraine*. 12^{ème} Edition Ayrolle, Paris, 1987.

TERZAGHI K. *Anchored bulkheads*. ASCE Proceeding, Separate 262, 39 p, 1953.

TSCHEBOTARIOFF G. P. *Foundations, retaining and earth structures*. 2nd edition, Mac Graw Hill Book Company, 1973, pp 415 – 457.

WINKLER E. *Die lehre von elastizitat und festigkeit*. Prague 1867, 182 p.

WILKIN M.L. *Fundamental methods in hydrodynamics*. Methods in Computational physics, Alder et al. Eds. New York, Academic Press, Vol. 3m 1964m pp 211 – 263.

WIENKIEZICW O. *the finite element method in engineering science*. McGraw – Hill, London 1971.