

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : GEOTECHNIQUE

Présenté par : NAHALI LOTFI

ANALYSE DE LA STABILITÉ DES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT

Sous la direction de : Pr. BELABED LAZHAR

Juillet 2021

Remerciements

Avant tout, je remercie mon Dieu El Rahman El Rahim.

Je tiens à remercier :

Monsieur : BELABED LAZHAR

Qui a encadré ce travail.

Je remercie également le président et les membres de

Jury d'avoir

Accepter d'examiner mon travail.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à toutes les

Personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de

ce Travail.

Résumé :

Un écran de soutènement est un mur de soutènement élancé dont le rôle est de retenir les terres à travers son encastrement dans le sol (la fiche) et éventuellement à travers des ancrages et/ou des butons. Pour leur dimensionnement, les écrans de soutènement sont considérés statiquement comme une poutre sur appuis (réaction du sol dans la fiche, ancrages, butons).

L'objectif de ce travail est d'étudier le comportement de ces murs en utilisant le code de calcul Plaxis 2D. Pour ce faire on a pris une palplanche métallique auto stable et ancré avec un seul lit d'ancrages. Une étude paramétrique a été effectuée.

Mots-Clefs :

Ecrans de soutènement, Parois palplanches métalliques, ancrages, moments, efforts tranchants, déplacements, Fiche.

Abstract:

A retaining screen is a slender retaining wall whose role is to retain the earth through its embedding in the ground (the plug) and possibly through anchors and / or struts. For their dimensioning, the retaining screens are statically considered as a beam on supports (reaction of the ground in the sheet, anchors, struts).

The objective of this work is to study the behavior of these walls using the Plaxis 2D computer code. To do this we took a self-stable metal sheet pile anchored with a single bed of anchors. A parametric study was performed.

Keywords:

Retaining screens, Metal sheet pile walls, anchors, moments, forces, cutting edges, displacements, Sheet.

المخلص

الشاشة الاستنادية عبارة عن جدار احتياطي رفيع يتمثل دوره في الاحتفاظ بالأرض من خلال تضمينها في الأرض (القباس) وربما من خلال المراسي و / أو الدعامات. بالنسبة لتحجيمها، تعتبر الشاشات الحاملة بشكل ثابت بمثابة دعامة على الركائز (رد فعل الأرض في القباس، والمثبتات ، والدعامات)

للقيام بذلك، Plaxis 2D الهدف من هذا العمل هو دراسة سلوك هذه الجدران باستخدام كود الكمبيوتر أخذنا كومة صفائح معدنية مستقرة ذاتيًا مثبتة بسرير واحد من المراسي. تم إجراء دراسة حدودية

الكلمات المفتاحية:

الشاشات الاستنادية، جدران الخوازيق المعدنية، المراسي ، العزوم ، القوى القطع ، الإزاحة ،
القباس

SOMMAIRE

RESUME

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I :

I. Introduction.	02
I.1. Présentation générale des écrans de soutènement.....	03
I.1.1 les rideaux de palplanches.....	04
I.1.2 les parois composites.....	06
I.1.2.1. Paroi berlinoise.....	06
I.1.2.2. Paroi micro-berlinoise.....	08
I.1.2.3. Paroi parisienne.....	08
I.1.2.4. Paroi lutétienne.....	09
I.1.2.5. Paroi moscovite.....	10
I.1.2.6. Domaine d'emploi des parois composites.....	10
I.1.3. Parois moulées et préfabriquées.....	12
I.1.3.1. Mise en œuvre d'un panneau individuel de paroi	
Moulée.....	12
I.1.3.2. Domaine d'emploi des parois moulées	14
I.2. Choix d'un type d'écran de soutènement.....	15
I.3. Les systèmes d'appuis.....	16
I.3.1. Le sol au niveau de la fiche.....	16
I.3.2. Les boutons.....	16

I.3.3. Les tirants.....	17
I.3.3.1. Les tirants d'ancrage actifs ou précontraints.....	17
I.3.3.2. Les tirants passifs.....	18
I.3.3.3. Domaines d'utilisation.....	19
I.3.3.4. Les deux principes de fonctionnement.....	20
I.3.3.5. Les avantages des tirants d'ancrage.....	21
I.3.3.6. Mise en œuvre.....	21

Chapitre II : Distribution des contraintes sur les écrans de soutènement

II.1. Rappels sur les pressions latérales de la terre	24
II.1.1: les catégories de pression latérale des terres	24
II.1.1.2 : état des sols au repos.....	25
II.1.1.3 : état de poussée du sol (pression active de la terre.....	26
II.1.1.4 : état de butée du sol (pression passive de la terre)	27
II.1.2 : états d'équilibre dans un sol.....	28
II.1.2.1 : équilibres de poussée et de butée.....	28
II.1.2.2 : équilibre limite de butée.....	28
II.1.2.3 : équilibre limite de poussée.....	29
III.2. Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres sur l'écran .30	
II.2.1: choix de l'angle de frottement sol-écran δ	31
II.3. Distribution des pressions des terres sur les écrans de soutènement	32
II.3. 1 Mouvement et état de contraintes autour d'un soutènement flexible	32
II.3. 2 Actions de l'eau sur un rideau de palplanches	33
II.3.3 Distribution des pressions des terres sur l'écran souple	33
II.3.3.1. Influence du type de soutènement et les conditions d'appui	35

II.3.3.2. Influence du mode de chargement.....	36
II.3.3.3. Influence de longueur de fiche.....	36
II.3.3.4. Influence du type de déplacement ou déformation de l'écran sur la répartition des contraintes	38
II.3.4. Distribution des pressions des terres sur l'écran rigide	39
II.4.les modes de rupture des écrans de soutènement.....	40
II.4.1. Rupture par défaut de butée.....	40
II.4.2. Rupture de l'écran.....	41
II.4.3. Stabilité d'ensemble de l'écran.....	42
II.4.4. Instabilité du massif d'ancrage d'un écran.....	42
II.4.5. Ruine d'un appui	43
II.4.6. Instabilité d'origine hydraulique du fond de l'excavation.....	43

Chapitre III : Méthodes de calcul des écrans de soutènement

III.1. Généralités sur les méthodes de calcul des écrans de soutènement	46
III.2.les méthodes classiques	46
III.2.1. Théorie de Coulomb	47
III.2.2. Méthode de Rankine.....	50
III.2.3. Méthode de Boussinesq	51
III.2.4. Méthode de Blum.....	52
III.2.5. Méthode de Tschebotarioff	53
III.2.6. Méthode de Rowe	54
III.3. Méthode du coefficient de réaction (méthode elastoplastique)	55
III.4. Méthode numérique (éléments finis)	58

III.5. Les méthodes empiriques et semi-empiriques	60
III.5.1. L'école allemande	60
III.5 .2. L'école américaine	61
III.6. Méthodes de calcul de l'état limite ultime	63
III.6.1. Écrans non ancrés (autostables).....	63
III.6.2. Écrans ancrés.....	65
III.6.2.1. Écrans simplement butés en pied (la méthode de la butée simple)...	65
III.6.2.3. Murs ancrés encastres en pied.....	67
III.6.3. Travaux de Brinch Hansen (1953).....	67

Chapitre IV : Analyse Paramétrique

IV.1. Bref aperçu de la méthode numérique	70
IV.1.1. Introduction	70
IV.1.2. Bref historique	70
IV.1.3. Concepts de base	71
IV.1.4. Calculs par la MEF	71
IV.1.5. Le logiciel plaxis	72
IV.1.5.1. Introduction.....	72
IV.1.5.2. Les modèles du comportement du sol	72
IV.2. Analyse et discussion des résultats obtenus	73
IV.2.1. Introduction	73
IV.2.2. Procédure de la simulation numérique	73
IV.2.2.1. Définition des données.....	73
IV.2.2.2 Données géométriques et géotechniques	73

IV.2.3. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux	75
a) propriétés des couches de sols et des interfaces	75
b) propriétés d'écran.....	76
c) caractéristiques des tirants d'ancrage	76
IV.3. Génération du maillage	77
IV.3.1. Conditions initiales	78
a - conditions hydrauliques	78
b - contraintes initiales dans le sol.....	79
IV.4. Procédure de calcul	79
IV.5. Analyses paramétriques :	82
Cas 1 : tirants d'ancrage a – 2 m de la surface du sol.....	83
Cas 2 : tirants d'ancrage a – 4 m de la surface du sol.....	85
Cas 3 : tirants d'ancrage a – 6 m de la surface du sol.....	87
Cas 4 : tirants d'ancrage a – 8 m de la surface du sol.....	89
Cas 5 : tirants d'ancrage a – 10 m de la surface du sol.....	92
IV.6. Discussion	94
Cas 6 : pour $f = 4m$ avec la meilleure position du tirant d'ancrage $h = 4m$	95
Cas 7 : pour une paroi auto stable avec $f = 1/3H$	98
Cas 8 : pour une paroi auto stable avec $f = H$	99
IV.7. Conclusions.....	101

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1. Reprise de la poussée par le poids de l'ouvrage.	02
Figure I.2. Reprise de la poussée par l'encastrement de l'ouvrage.....	02
Figure I.3. Reprise de la poussée par des ancrage.....	02
Figure I.4. Différence de fonctionnement entre un mur poids et un écran de soutènement.....	03
Figure I.5. Représentation schématique des différents types d'écran de soutènement.....	03
Figure I.6. Les profils de palplanches	04
Figure I.7. Fonçage d'un Rideaux de palplanches.....	04
Figure I.8. Batardeau palplanche	05
Figure I.9. Rideaux de palplanches	05
Figure I.10. Paroi berlinoise	06
Figure I.11. Schéma de la procédure d'exécution de la paroi berlinoise	07
Figure I.12. Schéma d'une paroi micro-berlinoise	08
Figure I.13. Schéma de la procédure d'exécution du parois parisiennes.....	08
Figure I.14. Parois parisiennes	08
Figure I.15. Paroi lutécienne	09
Figure I.16. Schéma d'une paroi lutécienne.....	09
Figure I.17. Schéma d'une paroi Moscovite.....	10
Figure I.18. Paroi moulée.....	12
Figure I.19. Principe général d'exécution d'une paroi moulé.....	13
Figure I.20. Hydrofraise.....	14
Figure I.21. Paroi parisienne butonnée.....	16

Figure I.22. Tirants d'ancrage	17
Figure I.23. Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté	18
Figure I.24. Schéma général d'ancrage de type remblayé	18
Figure I.25. Stabilisation du mur par le tirant	20
Figure I.26. La charge de soulèvement.....	20
Figure I.27. Chronologie de mise en œuvre d'un tirant d'ancrage.....	22

Chapitre II

Figure II.1. Développements des pressions actives et passives de la terre.....	24
Figure II.2. Etat de contrainte dans un massif semi-infini à surface horizontale.....	25
Figure II.3. Pression active de la terre.....	26
Figure II.4. Pression passive (butée) de la terre.....	27
Figure II.5. Déplacements nécessaires à la mobilisation des états limites de poussée et de butée.....	28
Figure II.6. Mobilisation des équilibres limites de poussée et de butée dans un sol.....	28
FigureII.7. Etats de contraintes relatives à différents états d'équilibre dans le sol.....	29
FigureII.8. Distribution des pressions.....	30
FigureII.9. Cas du mur avec frottement.....	31
FigureII.10 . Distributions de pressions mesurées à l'issue de différentes procédures (d'après Tschebotarioff et Brown, 1948).....	34
FigureII.11.Distribution des pressions mesurés sur un modèle réduit d'écran souple butonnée rigidement à l'avancement de l'excavation [Rowe(1961)].....	34
Fig.II.12. La distribution approchée de la poussée en fonction de la Position et du nombre d'ancrages sur parois moulées.....	35
FigureII.13. Répartition des contraintes horizontales issues de la surcharge surfacique.....	36
FigureII.14. Influence de la longueur de la fiche sur les pressions sur l'écran, les moments	

fléchissants auxquels il est soumis et sa déformée (d'après Blum, 1931).....	37
FigureII.15. Influence du type de déplacement ou déformation de l'écran sur la répartition des Contraintes	38
FigureII.16. Distribution des pressions de terre sur un écran rigide.....	39
Figure.II.17. Rupture rotationnelle des écrans par insuffisance de la fiche ou insuffisance de la butée	40
Figure. II.18. Rupture verticale des écrans par insuffisance de capacité portante	41
Figure. II.19. Exemples de rupture de structure d'un écran de soutènement.....	41
Figure. II.20. Exemples de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran.....	42
Figure. II.21. Exemples d'instabilité du massif d'ancrage d'un écran	42
Figure. II.22. Ruine d'un écran par rotation consécutive à la ruine d'un élément d'appui_.....	43
Figure. II.23. Exemple de situation où le soulèvement du sol par annulation des contraintes effectives verticales peut être critique	44

Chapitre III

Figure. III.1. Méthode de Coulomb (surface libre et plan)	47
Figure. III.2. Equilibre d'un coin quelconque	48
Figure. III.3. Modèle de Rankine	50
Figure III.4. L'équilibre Rankine-Bousinesq	51
Figure III.5 - Méthode de Blum de calcul des écrans ancrés	52
Figure III.6 - Influence du degré d'encastrement de l'écran sur la distribution des moments fléchissants.....	53
Figure III.7 - Diagramme de chargement adopté par Rowe pour le calcul en butée simple	54
Figure III.8- Résultats expérimentaux obtenus par Rowe (1952)	55
Figure. III.9 : Méthode du module de réaction	55

Figure. III.10	Abaques de Chadeisson (tiré du manuel d'utilisation de K-Rea)	57
Figure III.11	: loi de comportement élastique linéaire	58
Figure III.12	: loi de comportement élastique- Parfaitement plastiques	58
Figure III.13	: Essais sur modèles réduits de Lehmann	61
Figure III.14	: Diagrammes des pressions à considérer pour le dimensionnement des blindages des fouilles, d'après Terzaghi et Peck	62
Figure III.15	: distribution des contraintes sur un mur de soutènement	64
Figure III.16	: Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré	64
Figure III.17	: Rideau simplement buté en pied	66
Figure III.18	: Schéma statique d'un écran ancré encastré en pied	67
Figure III.19	: Modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée avec ou sans formation de rotules plastiques dans la structure	68

Chapitre IV :

Figure IV.1	: un rideau de palplanches ancrées	74
Figure IV.2	: Modèle géométrique du projet	77
Figure IV.3	: Maillage du projet	77
Figure IV.4	: Conditions hydrauliques initiales	78
Figure IV.5	: Génération des pressions interstitielles initiales	78
Figure IV.6	: Génération des contraintes initiales	79
Figure IV.7	: Phase 1-Réalisation de parois	80
Figure IV.8	: Phase 2- Excavation de 1ère tranche	80
Figure IV.9	: Phase 3 - Mise en place le tirant d'ancrage inclinés de 16°	81
Figure IV.10	: Phase 4 - Excavation de 2ème tranche	81
Figure IV 11	: Phase 4 : Déformation de maillage	83

Figure IV.12 Phase 4 : Déplacement total	83
Figure IV.13 Phase 4 : déplacement Horizontal.	83
Figure IV.14 Phase 4 : déplacement Vertical.....	83
Figure IV.15 Phase 4 : Pression interstitielle.	83
Figure IV.16 Phase 4 : Les efforts dans la paroi	84
Figure IV.17 Phase 4 : Les Déplacements dans la paroi	84
Figure IV.18 Phase 4 : Déformation de maillage.	85
Figure IV.29 Phase 4 : Déplacement total.....	85
Figure IV.20 Phase 4 : déplacement Horizontal.	85
Figure IV.21 Phase 4 : déplacement Vertical.....	85
Figure IV.22 Phase 4 : Pression interstitielle.	85
Figure IV.23 Phase 4 : Les efforts dans la paroi	86
Figure IV.24 Phase 4 : Les Déplacements dans la paroi	86
Figure IV.25 Phase 4 : Déformation de maillage.	87
Figure IV.26 Phase 4 : Déplacement total	87
Figure IV.27 Phase 4 : déplacement Horizontal.	87
Figure IV.28 Phase 4 : déplacement Vertical.....	87
Figure IV.29 Phase 4 : Pression interstitielle.	87
Figure IV.30 Phase 4 : Les efforts dans la paroi	88
Figure IV.31 Phase 4 : Les Déplacements dans la paroi	88
Figure IV.32 Phase 4 : Déformation de maillage.	89
Figure IV.33 Phase 4 : Déplacement total.....	89
Figure IV.34 Phase 4 : déplacement Horizontal.	89
Figure IV.35 Phase 4 : déplacement Vertical.....	89
Figure IV.36 Phase 4 : Pression interstitielle.	89

Figure IV.37 Phase 4 : Les efforts dans la paroi	90
Figure IV.38 Phase 4 : Les Déplacements dans la paroi	90
Figure IV.39 Phase 4 : Déformation de maillage.	91
Figure IV.40 Phase 4 : Déplacement total	91
Figure IV.41 Phase 4 : déplacement Horizontal.	91
Figure IV.42 Phase 4 : déplacement Vertical	91
Figure IV.43 Phase 4 : Pression interstitielle.	91
Figure IV.44 Phase 4 : Les efforts dans la paroi	92
Figure IV.45 Phase 4 : Les Déplacements dans la paroi	92
Figure IV.46 Phase 4 : Diagramme de Déplacement total	94
Figure IV.47 Phase 4 : Diagramme de Moment fléchissant.....	94
Figure IV.48 Phase 4 : Diagramme de Force axial.....	94
Figure IV.49 Phase 4 : Diagrammes des efforts tranchants.....	94
Figure IV.50 Phase 4 : Déformation de maillage.	95
Figure IV.51 Phase 4 : Déplacement total	95
Figure IV.52 Phase 4 : déplacement Horizontal.	95
Figure IV.53 Phase 4 : déplacement Vertical	95
Figure IV.54 Phase 4 : Les efforts dans la paroi	96
Figure IV.55 Phase 4 : Le Déplacement total dans la paroi	96
Figure IV.56: Phase 2 – Excavation jusqu’à 12m	98
Figure IV.57 Phase 4 : Déformation de maillage.	98
Figure IV.58: Fenêtre général de calcul.....	98
Figure IV.59: Phase 2 – Excavation jusqu’à 12m.....	99
Figure IV.60 Phase 2 : Déformation de maillage.....	99
Figure IV.61 Phase 2 : Déplacement total.....	99

Figure IV.62 Phase 2 : Les efforts dans la paroi.....100

Figure IV.63 Phase 2 : Le Déplacement total dans la paroi.....100

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau I.1 : les différents types des parois composites et leurs caractéristiques	11
Tableau I.2 : Avantage et inconvénients des différents type d'écran de soutènements.....	15
Tableau I.3 : les domaines d'utilisation d'ancrages.....	19

Chapitre II

Tableau II.1 : Déplacement du mur nécessaire pour une poussée.....	26
Tableau II.2 : Déplacement du mur nécessaire pour une Pression passive.....	27
Tableau II.3 : angle de l'interface en fonction de l'état de surface du parement	32

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Propriétés des couches de sols et des interfaces.....	75
Tableau IV.2 : Paramètre de la paroi.....	76
Tableau IV.3 : Propriétés des tirants d'ancrages.....	76
Tableau IV.4. Variation des déplacements de la tirant en fonction de hauteur.....	93
Tableau IV.5. Les efforts dans la paroi.....	93
Tableau IV.6 : Variation des déplacements et des efforts dans la paroi t en fonction de la profondeur de la fiche f	97

TABLEAUX DES SYMBOLES UTILISES

Symboles	Désignation
Z	Hauteur de massif de sol
γ	Poids volumique de sol
σ_h	Contrainte horizontale
σ_v	Contrainte verticale
K_0	Coefficient de pression latérale des terres au repos
K_p	Coefficient de pression de terre passive (butée)
K_a	Coefficient de poussée.
P_a	La résultante des pressions des terres active.
P_p	La résultante des pressions des terres passive.
φ	L'angle de frottement interne de sol "
C	La cohésion
δ	L'angle de frottement sol-écran.
W	Poids propre du massif de sol
R	Résultante de la réaction sur le plan de glissement incliné de l'angle φ sur la normale au plan de rupture
λ	Angle d'inclinaison d'écran
β	Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale
$K_{a\gamma h}$	Coefficient des pressions des terres actives dues au poids des terres.
$K_{p\gamma h}$	Coefficient des pressions des terres passives dues au poids des terres

K_{aq}	Coefficients des pressions des terres actives due à la surcharge
K_{pq}	Coefficients des pressions des terres passive due à la surcharge
K_{ac}	Coefficients des pressions des terres actives due à la cohésion
K_{pc}	Coefficients des pressions des terres passive due à la cohésion
E	Module d'Young
ε	Déformation
ν	Coefficient de Poisson.
γ_{unsat}	Poids volumique humide
γ_{sat}	Poids volumique saturé
K_x	Perméabilité horizontale
K_y	Perméabilité verticale
ψ	Angle de dilatation
R_{inter}	Facteur de rigidité
f	La fiche
H	La Hauteur de la paroi

INTRODUCTION GENERALE :

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Les deux grandes familles d'ouvrages de soutènement sont les murs et les écrans.

Tous ces ouvrages ont en commun la poussée exercée par le massif de sol ou de roche retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages

Les travaux présentés dans ce mémoire visent à approfondir les connaissances dans ce domaine et de bien comprendre le comportement de ces murs afin d'éviter les états limites de rupture dans le sol et dans l'ouvrage ainsi que les états limites de service (déplacements horizontaux, tassements). Cette recherche s'appuie sur deux outils : l'analyse bibliographique et la modélisation numérique.

Pour atteindre l'objectif escompté, le travail est divisé en quatre chapitres :

Le premier chapitre : de cette mémoire est consacré à la définition des écrans de soutènement les plus courants

- Rideaux de palplanches
- Parois composites
- Les parois moulées et préfabriquées

Contenant une description des différents systèmes d'appuis. (Le sol au niveau de la fiche les butons et les tirants)

Le deuxième chapitre : Présente une recherche bibliographique sur certain nombre de notions de base sur les pressions des terres, leur distribution et nous allons présenter ensuite

- Les différents paramètres qui influencent sur cette distribution,
- Les différents Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres sur l'écran
- La Distribution des pressions des terres sur les écrans de soutènement

Une description des différents modes de rupture affectant les éléments structuraux des écrans de soutènement a été donnée.

Le troisième chapitre : Présente les différentes méthodes de calcul et dimensionnement des écrans de soutènements :

- Les méthodes classiques.
- Les méthodes aux coefficients de réaction.
- La méthode aux éléments finis.
- Les méthodes empiriques et semi-empiriques.
- Les méthodes de calcul de l'état limite ultime

Le quatrième chapitre : la dernière partie de ce mémoire présente une modélisation 2D numérique en éléments finis via Plaxis 2D simulant les différentes étapes de réalisation d'une excavation de 12 m de profondeur avec une nappe phréatique soutenue par un rideau de palplanches ancré et non ancré. Les résultats détaillés avec interprétations et conclusions ont été donnés.

Chapitre I :
GENERALITES SUR LES ÉCRANS
DE SOUTÈNEMENT

I.INTRODUCTION

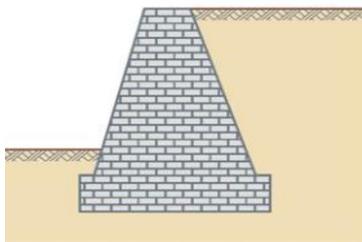
Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre.

Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Les deux grandes familles d'ouvrages de soutènement sont les murs et les écrans.

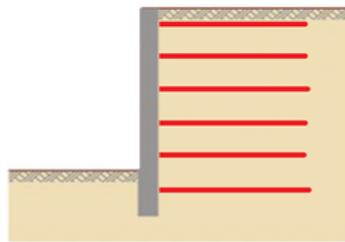
Tous ces ouvrages ont en commun la poussée exercée par le massif de sol ou de roche retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

Trois modes principaux peuvent être distingués :

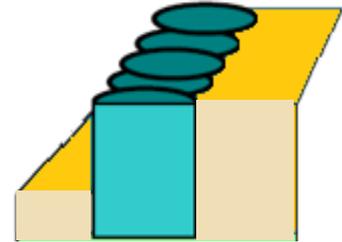
- * La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement (Figure. I.1).
- * La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (Figure. I.2).
- * La poussée est reprise par des ancrages (Figure. I.3).



Mur poids en béton ou maçonnerie

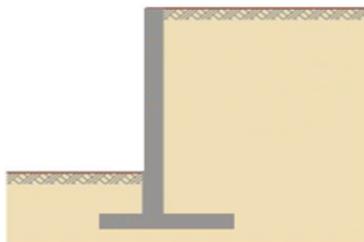


Mur en terre armée

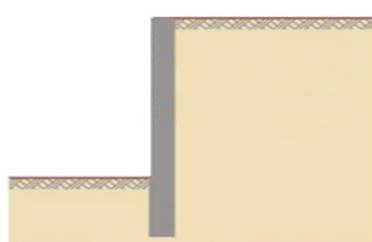


Ouvrage cellulaire

Figure. I.1 Reprise de la poussée par le poids de l'ouvrage



Mur cantilever en béton armé

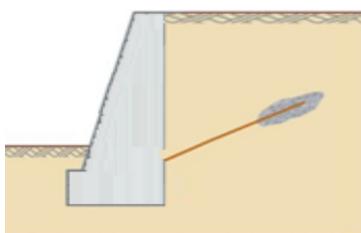


Paroi moulée

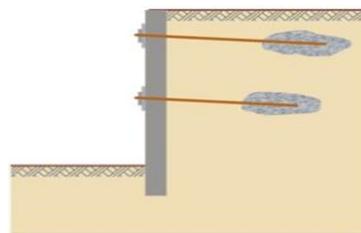


Rideau de palplanches

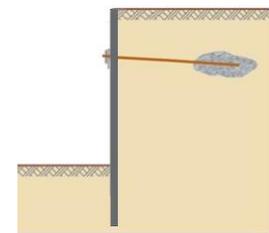
Figure. I.2 Reprise de la poussée grâce à l'encastrement de l'ouvrage



Mur en béton ancré



Paroi moulée ancré.



Rideau ancré

I.3 Reprise de la poussée grâce à un ancrage

I.1. PRESENTATION GENERALE DES ECRANS DE SOUTÈNEMENT :

A partir du XXe siècle, la nécessité toujours croissante de limiter l'emprise des fouilles favorisa l'émergence des écrans des soutènements. Par rapport aux murs poids pour lesquels le sol est uniquement une source de chargement, les écrans de soutènements se caractérisent par le fait que le sol est en même temps un appui de la structure et une source de chargement de cette dernière



Figure I.4: différence de fonctionnement entre un mur poids et un écran de soutènement

Le fait que le sol constitue un appui pour les écrans de soutènement ajoute un niveau de complexité supplémentaire par rapport aux murs de soutènement car la caractérisation de cet appui dépend de nombreux paramètres tels que les caractéristiques mécaniques du sol, la dimension de la fiche et la raideur de l'écran.

Lorsqu'ils sont de faible hauteur, les écrans de soutènement peuvent être simplement encastrés dans le sol. On parle alors d'écran auto-stable ou en console. Pour des hauteurs moyennes à fortes ou lorsque les efforts à reprendre par l'écran sont importants, ce dernier peut comprendre un ou plusieurs niveaux d'appui. Il peut s'agir de tirants d'ancrage ou de butons. On parle alors respectivement de rideau ancré ou butonné

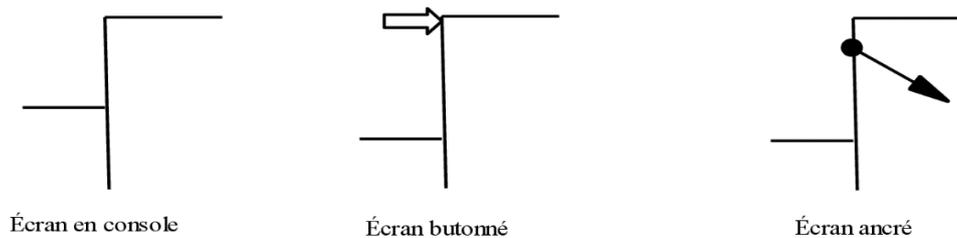


Figure I.5: Représentation schématique des différents types d'écran de soutènements

Initialement constitués par des pieux en bois juxtaposés les uns aux autres, cette nouvelle famille d'ouvrage qui se perfectionna et se diversifia durant tout le XXe siècle est aujourd'hui constitué d'une grande variété d'ouvrage.

Il sera décrit tant en termes d'exécution, de domaine d'emploi que de mode de fonctionnement, les trois familles de soutènement suivante [01] :

- Les rideaux de palplanches
- Les parois composites
- Les parois moulées et préfabriquées

I.1.1 LES RIDEAUX DE PALPLANCHES :

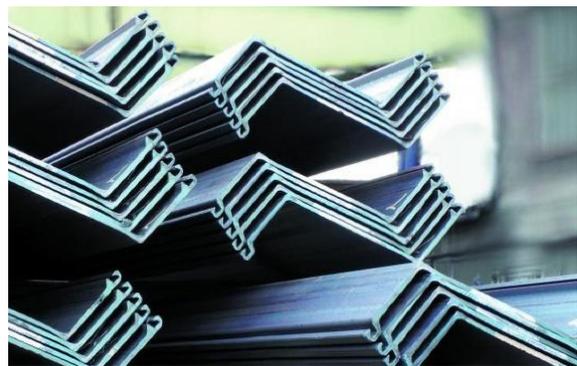
Les rideaux de palplanches sont des pièces longues à section mince qui, juxtaposées, constituent des parois planes ou cylindriques, appelées rideaux (Bousquet, 1980). Constitués de palplanches métalliques en général, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol. [03]

La paroi est réalisée par vibrofonçage ou battage de palplanches temporaires ou définitives

A partir de 1910, la technique des rideaux de palplanches métalliques avec serrures est apparue comme une modernisation des rideaux de palplanches en bois. La recherche de l'optimisation de leur section en terme d'inertie a conduit à adopter des profils en U ou en Z, donnant aux rideaux de palplanches leur forme ondulée



a : palplanches Profil en Z



b : palplanches Profil en U

Figure 1.6 : les profils de palplanches

Conçues pour s'enclencher les unes dans les autres grâce à un système de serrures, elles permettent de réaliser des rideaux continus relativement étanches de formes variables. En fonction de la nature du sol et des contraintes liées à l'environnement du chantier, les palplanches peuvent être mises en œuvre par battage, vibrofonçage ou fonçage.

Le battage est adapté à tout type de sol ne contenant pas d'éléments durs (blocs ou bancs rocheux), mais les nuisances sonores qu'il génère limitent son emploi en milieu urbain

. Il faut d'autre part que la hauteur libre d'un soutènement en palplanches soit au maximum d'une quinzaine de mètres compte tenu de la longueur des panneaux pouvant être transportés (de 18 à 24 m au plus). Pour des ouvrages de grande dimension, il est toutefois possible d'assembler par soudure des panneaux bout à bout (entures). En outre, le site doit offrir un dégagement compatible avec le gabarit des engins de levage.



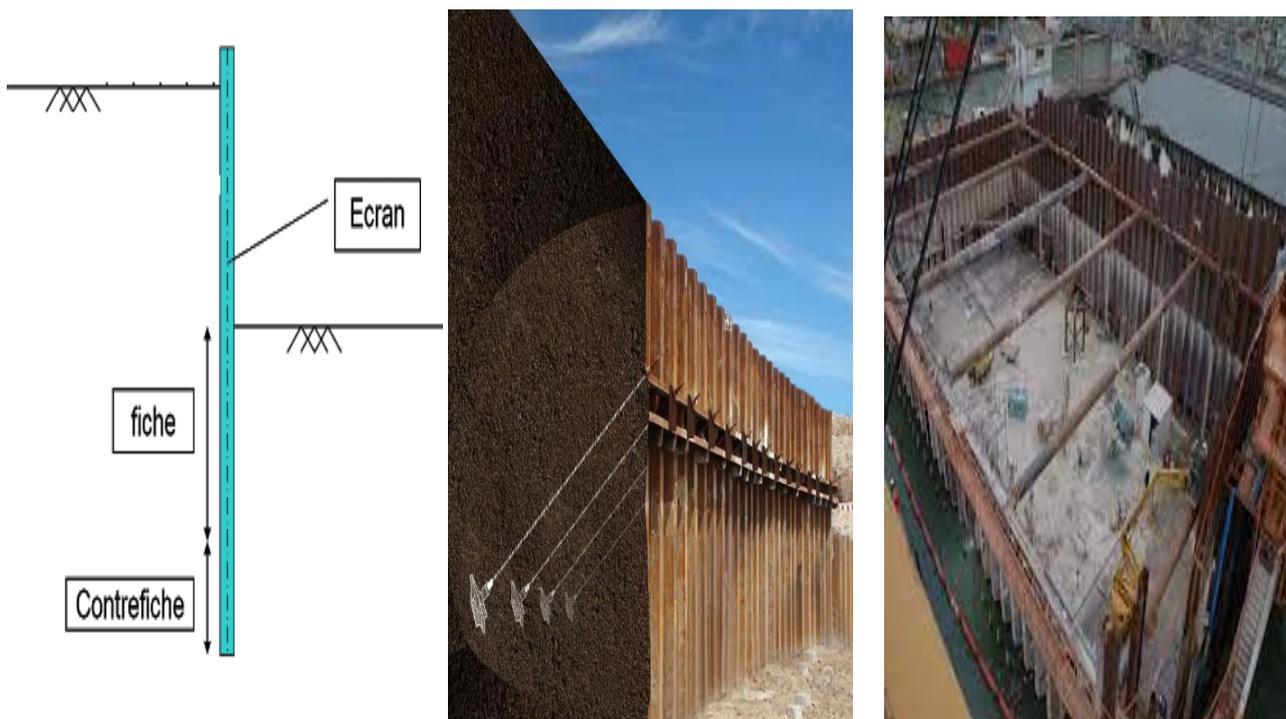
Figure I. 7. Fonçage d'un Rideaux de palplanches

Habituellement, le rideau de palplanches, qu'il soit auto-stable, ancré ou butonné, est rigidifié longitudinalement en étant pourvu en tête d'une poutre de couronnement en béton armé.

Les palplanches métalliques sont particulièrement bien adaptées à la réalisation de soutènements en présence d'eau (nappe phréatique ou site aquatique) car elle permettent la réalisation d'une enceinte étanche. Elles sont ainsi très couramment utilisées pour la réalisation d'ouvrages provisoires (batardeau et blindage de fouille sous la nappe) ou définitifs (les murs de quais, soutènements de rives et protections de berges). Dans une moindre mesure, les rideaux de palplanches sont aussi utilisés pour la réalisation de piédroits de passages souterrains voire de culées d'ouvrages. Ils assurent alors simultanément une fonction de soutènement et de portance. Un préforage peut minimiser les obstacles souterrains [01]



Figure I.8 : batardeau palplanche



a - le rideau de palplanches auto-stable

b - Rideau ancré avec un tirant scellé au terrain

c - rideau de palplanches butonné

Figure I.9: Rideaux de palplanches

I.1.2 LES PAROIS COMPOSITES :

D'une façon générale, une paroi composite associe des éléments verticaux généralement scellés dans des forages à des panneaux de blindage installés entre les poteaux au fur et à mesure de l'excavation.

Cette méthodologie pouvant être réalisée de différentes manières, on distingue différents types de parois composites [02] :

- les parois Berlinoises
- les parois Micro-berlinoises
- les parois Parisiennes
- les parois Lutésiennes
- les parois Moscovites

Jusqu'à une hauteur d'environ 4 m, les parois composites peuvent être auto-stables. Pour des hauteurs supérieures (pouvant atteindre 20 m), il est nécessaire de mettre en œuvre un ou plusieurs niveaux d'appui (butons ou tirants).

I.1.2.1. PAROI BERLINOISE :

La paroi berlinoise est un écran de soutènement composé de profilés verticaux disjoints mis en œuvre avant le début de l'excavation et d'éléments de blindage, liaisonnés aux poteaux et destinés leur transmettre les efforts de poussée des terres.

Les profilés verticaux les plus fréquemment utilisés sont les profilés en H et les couples de profilés en U. Les éléments de blindage peuvent être des madriers en bois, des plaques métalliques, des parois gunitées, ou encore des plaques de béton préfabriquées.

Généralement, on utilise ce genre de parois pour des soutènements dont la hauteur ne dépasse pas 8 m. La profondeur des poteaux peut toutefois descendre jusque 15 m.

Les parois berlinoises sont des parois dont le seul rôle est de garantir une fonction de soutènement.

Elles ne sont pas adaptées pour reprendre les charges verticales d'une construction future ou pour assurer une fonction d'étanchéité. Elles sont donc généralement utilisées sur des chantiers sans présence d'eau. [04]



Figure I.10 : Paroi berlinoise

La paroi berlinoise est réalisée suivant les étapes suivantes [01] :

- exécution de forages avec un entraxe généralement compris entre 1 et 3 m et un diamètre ne dépassant pas 1 m.
- Pose d'un profilé métallique en respectant une tolérance de verticalité (de 0,5 à 1 %)
- mise en place d'un béton sur la seule partie en fiche et d'un matériau de remplissage sur la hauteur dégagée de l'excavation
- Excavation par passe d'une hauteur dépendant de la nature du terrain et mise en place du blindage entre les éléments verticaux;



Figure I.11 : Schéma de la procédure d'exécution de la paroi berlinoise

I.1.2.2. PAROI MICRO-BERLINOISE

La paroi micro-berlinoise est un type de soutènement, provisoire ou définitif, utilisée dans le cas de conditions d'accès difficiles nécessitant du matériel de petit gabarit [05]

La méthodologie de réalisation est identique à celle d'une paroi berlinoise à l'exception des éléments verticaux qui sont constitués par des micropieux. Les forages ont le plus souvent un entraxe voisin de 1m et sont réalisés avec un diamètre maximum de 0,25 m. Dans certains cas les profilés métalliques peuvent être remplacés par des éléments tubulaires (Figure I.9) [01].

La micro-berlinoise est dans la majorité des cas complétée par des tirants d'ancrage sur un ou plusieurs niveaux ou butonnage selon la hauteur à soutenir.

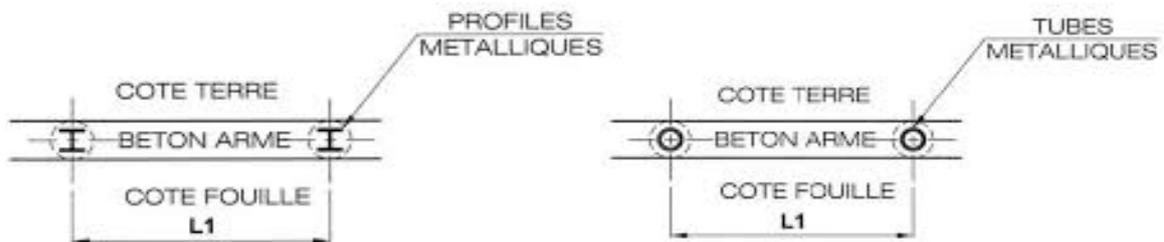


Figure I.12 : schéma d'une paroi micro-berlinoise

I.1.2.3. PAROI PARISIENNE

La paroi parisienne est un type de soutènement, formée d'éléments offrant une résistance verticale, réalisée soit par des pieux soit par des profilés métalliques et un blindage en béton projeté légèrement armé [04].

Procédé d'exécution [07] :

1. Exécution du pieu foré, moulé dans le sol, armé et bétonné ou d'un forage pour la mise en place du profilé métallique
2. Première passe de terrassement, blindage en béton projeté légèrement armé Ancre éventuel de la paroi
3. & 4. Phase finale de terrassement, finition du blindage avec du béton projeté légèrement armé

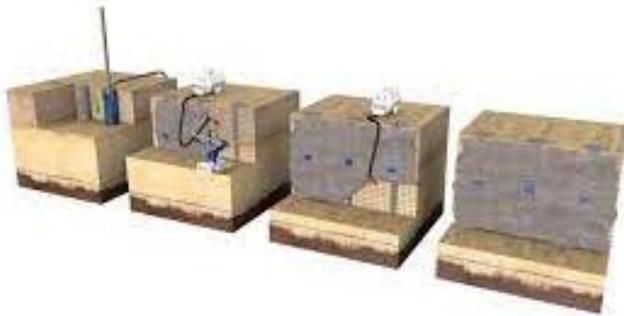


Figure I.13 : Schéma de la procédure d'exécution
du parois parisiennes



Figure I.14 : paroi parisienne

I.1.2.4. PAROI LUTETIENNE :

Cette technique, comme les deux précédentes, fait partie de la catégorie des parois dites composites. Comme les parois parisiennes, les parois lutéciennes sont intégralement en béton armé. Néanmoins, pour ce qui est des parois lutéciennes, les éléments verticaux sont des pieux forés en béton armé.



Figure I.15: paroi lutétienne

Les parois lutéciennes possèdent sensiblement les mêmes caractéristiques que les deux autres types de parois composites présentées précédemment.

Toutefois, les parois lutéciennes peuvent permettre d'obtenir des hauteurs de soutènement plus importantes, jusqu'à une quinzaine de mètres dans le meilleur des cas.

Les remarques valables pour les parois parisiennes s'appliquent également dans le cas des parois lutéciennes [04].

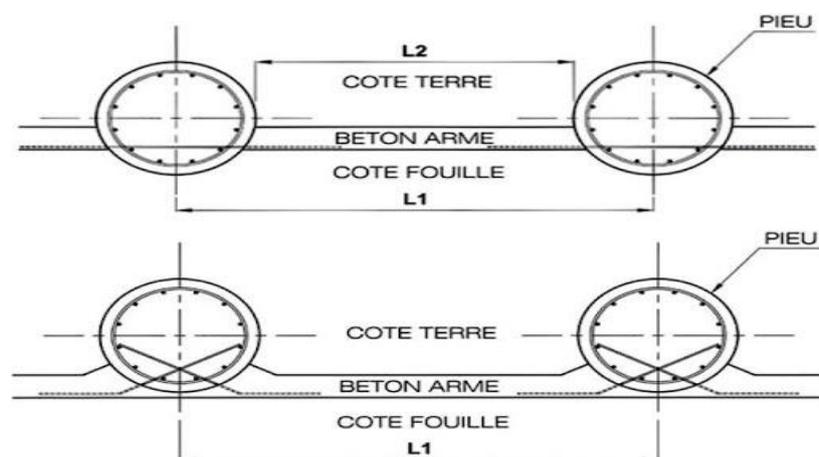


Figure I.16 : schéma d'une paroi lutétienne

I.1.2.5. PAROI MOSCOVITE :

Il s'agit d'une variante du procédé de la paroi lutétienne dans laquelle les pieux en béton armé coulés en place dans les forages sont remplacés par des barrettes (Figure I.17). Le domaine d'emploi des parois moscovites est identique à celui des parois lutésiennes. L'intérêt de cette technique est de conférer à l'ouvrage une rigidité encore plus grande que celle obtenue avec la technique de la paroi parisienne ou lutésienne et donc de limiter les déplacements. L'inconvénient de cette technique réside, comme pour la paroi parisienne ou lutésienne, dans le positionnement des armatures en attente qui doit être très précis. Une erreur de positionnement de ces dernières poses de gros problèmes d'exécution lors des phases de terrassement [01].



Figure I.17 : schéma d'une paroi Moscovite [8]

I.1.2.6. DOMAINE D'EMPLOI DES PAROIS COMPOSITES :

Les parois berlinoises et dérivées présentent un domaine d'emploi très étendu en soutènement de déblais car elles [01] :

- présentent un intérêt économique au regard des soutènements continus (palplanches et parois moulées)
- peuvent entrer dans la constitution d'ouvrages tels que des piédroits de tranchées couvertes (la dalle de couverture assurant alors un butonnage efficace)
- sont adaptées à un grand nombre de terrains

Pour toutes ces raisons leur utilisation peut s'avérer plus avantageuse que celle des parois moulées ou des palplanches. L'emploi des parois composites nécessite toutefois les deux conditions suivantes :

- absence de nappe phréatique ou mise en œuvre d'un rabattement préalable
- cohésion à court terme du sol suffisante en raison des risques d'éboulement lors des phases de terrassement

Une limitation d'emploi réside dans la relative souplesse des poteaux et la déformabilité du matériau de remplissage de la partie libre qui peuvent être à l'origine d'une décompression trop importante du sol de fondation des avoisinants.

L'emploi de parois composites est également fréquent dans la réparation de glissements de talus en alternative des palplanches.

	Paroi berlinoise	Paroi micro-berlinoise	Paroi parisienne	Paroi lutétienne
Structure des poteaux	Profilés métalliques	Profilés métalliques	Pieux en béton armé préfabriqués	Pieux en béton armé coulés en place
Forage	Ø ou h ≥ 600 mm	Ø ou h ≤ 250 mm	Ø ou h ≥ 600 mm	Ø ≥ 400 mm
Vibro-fonçage ou battage	Oui	Oui	Oui	Non
Parement	<ul style="list-style-type: none"> - Béton projeté - Béton coffré - Plaques préfabriquées en béton - Plaques métalliques Planches en bois 	<ul style="list-style-type: none"> - Béton projeté - Béton coffré - Plaques préfabriquées en béton - Plaques métalliques Planches en bois 	<ul style="list-style-type: none"> - Béton projeté - Béton coffré Plaques préfabriquées en béton 	<ul style="list-style-type: none"> - Béton projeté Béton coffré
Éléments de stabilité	<ul style="list-style-type: none"> - Auto-stables - Tirants - Butons 	<ul style="list-style-type: none"> - Auto-stables - Tirants - Butons 	<ul style="list-style-type: none"> - Auto-stables - Tirants - Butons 	<ul style="list-style-type: none"> - Auto-stables - Tirants - Butons
Domaine d'emploi	<ul style="list-style-type: none"> - Ouvrages provisoires - Ouvrages définitifs - pour des hauteurs de poteaux > 15 m, prévoir des dispositions constructives spécifiques pour garantir la verticalité 	<p>Idem Berlinoise</p> <p>Petits ouvrage</p>	<p>Idem Berlinoise</p>	<p>Idem Berlinoise</p> <p>Mais possibilité de profondeurs plus importantes</p>
Inconvénients	Mal adaptée aux fouilles de très grande profondeur	Réservée aux fouilles de faible profondeur	Mal adaptée aux fouilles de très grande profondeur	Pas d'inconvénient majeur

Tableau I.1 : les différents types des parois composites et leurs caractéristiques usuelles [06]

I.1.3. PAROIS MOULEES ET PREFABRIQUEES :

Une paroi moulée ou préfabriquées est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un fluide de perforation appelé boue. La boue est fabriquée avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans le terrain et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut aussi être utilisée.



Figure I.18 : paroi moulée

Les parois moulées ont en général une épaisseur comprise entre 0.40 et 1.20 m, voire 1.50 m. La largeur d'un panneau est généralement comprise entre 3 et 10 m. Les parois moulées peuvent atteindre une profondeur de 50 m, voire plus avec des engins adaptés. La fiche de la paroi moulée peut monter jusqu'à 50 % de la profondeur de la fouille. Toutefois, ce chiffre dépend des caractéristiques du sol en place et de la présence ou non de tirants d'ancrage / butons. Ceux-ci sont nécessaires pour une hauteur d'excavation dépassant 5m [04]

I.1.3.1. MISE EN ŒUVRE D'UN PANNEAU INDIVIDUEL DE PAROI MOULEE :

Le premier ouvrage exécuté est la murette-guide : elle est constituée de deux murets en béton armé de 30 cm de large environ et permet :

- de matérialiser l'ouvrage à exécuter et d'en définir avec précision le tracé,
- de guider l'outil de forage,
- d'assurer une réserve de boue de forage,
- de caler les cages d'armatures.



Figure I.19 : Principe général d'exécution d'une paroi moulé

Afin d'assurer la stabilité de la tranchée durant les travaux, la perforation se fait par panneaux de longueur limitée, de l'ordre de 7 m, variable selon le type de sols et le voisinage. En présence de mitoyens, la distance minimale entre le nu du mitoyen, y compris ses fondations, et le nu extérieur de la paroi à réaliser est égale à l'épaisseur de la murette-guide. Une fois l'excavation d'un panneau achevée, la cage d'armatures est mise en place dans la tranchée remplie de boue préalablement traitée afin de limiter les particules de terrain en suspension.

Le bétonnage est ensuite effectué à l'aide d'un tube plongeur. La jonction entre panneaux adjacents peut se faire.

- par utilisation d'un coffrage métallique provisoire CWS permettant la mise en place d'un joint d'étanchéité entre les panneaux, et le guidage de l'outil d'excavation.
- en remordant le panneau exécuté en première phase dans le cas de perforation à l'hydrofraise.

Les épaisseurs classiques de parois moulées sont de : 0.5 m ; 0.60 m ; 0.80 m ; 1.00 m ; 1.20 m ; 1.50m.

De façon moins commune, les parois moulées peuvent aussi être préfabriquées. Toutefois, ceci nécessite de disposer de moyens de levage adaptés, les panneaux préfabriqués étant des éléments très lourds. Les dimensions des parois sont donc restreintes, ce qui limite, avec des moyens de levage courants, la paroi moulée préfabriquée à une profondeur de l'ordre de 20 m. La paroi moulée peut être mise en œuvre en présence d'une nappe phréatique, la densité de la boue bentonitique étant supérieure à celle de l'eau. On recommande de disposer d'un niveau de boue de forage dans la fouille qui soit 1.50 m plus haut que le plus haut niveau connu de la nappe.

I.1.3.2. DOMAINE D'EMPLOI

Compte tenu de leur méthodologie de construction, les parois moulées interviennent dans la réalisation d'ouvrages en déblai (notamment de grande profondeur). La technique de la paroi moulée peut être utilisée dans pratiquement tous les terrains. L'excavation est réalisée à la benne preneuse dans les sols meubles et avec une hydrofraise dans les sols raides ou rocheux (figure 20). En présence d'une nappe phréatique, la paroi moulée permet de réaliser de grandes enceintes étanches à l'intérieur desquelles peuvent être effectués des travaux de génie civil. Par ailleurs, en raison de l'importance de sa section, la paroi moulée peut également assurer le rôle de fondation profonde. C'est le cas par exemple des tranchées couvertes où les parois moulées sont intégrées à l'ouvrage comme piédroits recevant les charges de la dalle de couverture. Dans ce type d'ouvrages la paroi moulée sert à la fois de soutènement et de fondation. Les parois moulées, de par leur grande inertie, sont également particulièrement bien adaptées en site urbain ou, d'une manière plus générale, là où les contraintes de l'environnement nécessitent de limiter les déplacements. Les parois préfabriquées sont quant à elles utilisées sur des linéaires importants présentant des conditions géotechniques uniformes. Hormis l'aspect économique, la principale limite à l'utilisation des parois moulées et préfabriquées est en général la nécessité d'avoir une emprise relativement importante à proximité du chantier, notamment pour la centrale de boue bentonitique. Précisons toutefois qu'il existe des technologies permettant de travailler en milieu exigu [1]



Figure I.20 : hydrofraise

I.2. CHOIX D'UN TYPE D'ECRAN DE SOUTÈNEMENT :

Le tableau I.2 doit permettre de définir, sur la base du contexte géologique, géotechnique, hydrogéologique et de l'environnement du chantier, le type d'écran de soutènement le plus adapté [1] :

Type de soutènement	Avantages	Inconvénients
Rideau de palplanches métalliques	<ul style="list-style-type: none"> - La continuité du rideau facilite la gestion de la nappe - Peut servir de soutènement définitif (habillage possible pour l'aspect visuel) - Peut avoir un rôle porteur 	<ul style="list-style-type: none"> -Effet barrage potentiel sur la nappe -Impossibilité de mise en œuvre dans les terrains contenant des blocs ou des bancs durs -Mise en œuvre impliquant des nuisances importantes
Paroi composite	<ul style="list-style-type: none"> -Solution économique au regard des soutènements continus -Peut entrer dans la constitution d'ouvrages (paroi parisienne ou lutétienne) 	<ul style="list-style-type: none"> -Ne convient pas aux sols bouillants -Inadaptée en présence d'une nappe phréatique sur la hauteur libre
Paroi moulée et préfabriquée	<ul style="list-style-type: none"> -Technique adaptée à tous les terrains -Soutènement permanent intégré dans la structure -La continuité de la paroi facilite la gestion de la nappe (solution boîte étanche) -Grande inertie permettant de gérer les déplacements 	<ul style="list-style-type: none"> -Solution onéreuse -Nécessite une emprise importante -Effet barrage potentiel sur la nappe (la réalisation d'une paroi en jambe de pantalon limite cet impact)

Tableau I.2 : Avantage et inconvénients des différents type d'écran de soutènements

I.3. LES SYSTEMES D'APPUIS :

Le principe de fonctionnement d'un écran de soutènement est d'utiliser le sol en fiche comme un niveau d'appui. Lorsque la hauteur libre d'un écran de soutènement devient importante ou que les efforts à reprendre par l'écran sont importants ou que l'on cherche à limiter les déplacements, on peut ajouter des appuis supplémentaires se présentant sous la forme de butons ou de tirants [02].

I.3.1. LE SOL AU NIVEAU DE LA FICHE :

L'appui en fiche provient de la capacité du sol à s'opposer aux déplacements de l'écran par la mobilisation :

- d'une butée dans le cas d'un mouvement de translation de l'écran
- d'une butée et d'une contrebutée dans le cas d'une rotation en fiche de l'écran (cas d'un écran auto-stable)

Les caractéristiques du sol de fondation, ainsi que la rigidité de l'écran et la dimension de la fiche déterminent le fonctionnement de cet appui. La résistance au cisaillement du sol de fondation ainsi que la hauteur de la fiche déterminent pour leur part la valeur de l'appui mobilisable [01].

I.3.2. LES BUTONS :

Un buton est un élément structural en béton armé ou des profilés ou de tubes métalliques qui permet de retenir des parois de la fouille en excavation, avant la mise en place du radier et sans interférences hors de la zone du chantier.

L'utilisation de profilés métalliques est généralement réservée au butonnage provisoire des structures tandis que les poutres ou dalles en béton armé sont utilisées pour la réalisation d'appuis permanents [2].

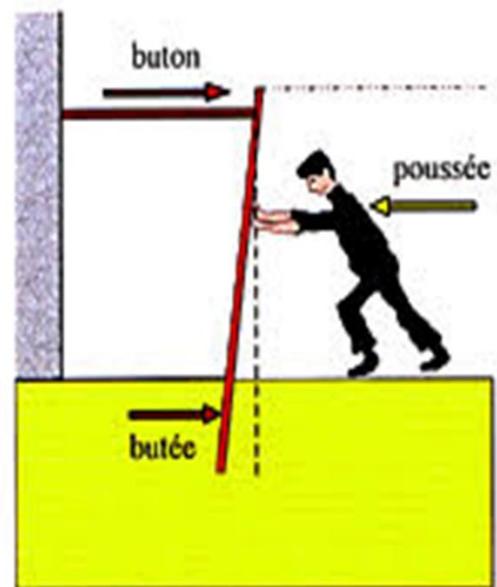


Figure I.21 : Paroi parisienne butonnée

I.3.3. LES TIRANTS :

Les tirants sont des éléments de structure permettant de transmettre les forces de traction qui leurs sont appliquées au terrain situé en arrière du sol soutenu [2].



Figure I.22 : tirants d'ancrage

Selon le mode de fonctionnement on distingue deux types de tirants distincts :

- Les tirants d'ancrage actifs (tirants précontraints)
- Les tirants passifs

I.3.3.1. LES TIRANTS D'ANCRAGE ACTIFS OU PRECONTRAINTS :

Les tirants d'ancrage actifs, ou tirants précontraints, sont constitués d'armatures en acier de précontrainte (barres, fils ou câbles) mises en place dans un forage, et dont l'une des extrémités est scellée dans le sol à l'aide d'un coulis, l'autre étant bloquée contre l'ouvrage à ancrer après mise en tension.

La figure I.23 illustre le schéma de principe d'un tirant d'ancrage actif classique. On y distingue trois parties :

- la tête du tirant, constituée par un dispositif permettant la mise en tension et le blocage à la tension et à l'orientation désirées du tirant,
- la longueur libre LL, partie dans laquelle l'armature est libre dans une gaine de protection,
- la longueur de scellement Ls, partie dans laquelle l'armature est solidaire du sol environnant (scellement par coulis de ciment).

La longueur de scellement Ls a été fixée en fonction de la nature du sol, des efforts à mettre en œuvre, du mode d'exécution et du résultat de l'essai préalable éventuel

La longueur LL est fonction de la stabilité de l'ouvrage et du massif de terre situé à l'arrière
La section d'acier du tirant est fonction de l'effort à reprendre : TG étant la limite élastique conventionnelle, l'effort est normalement limité en service à 0,60 TG pour les tirants définitifs [10].

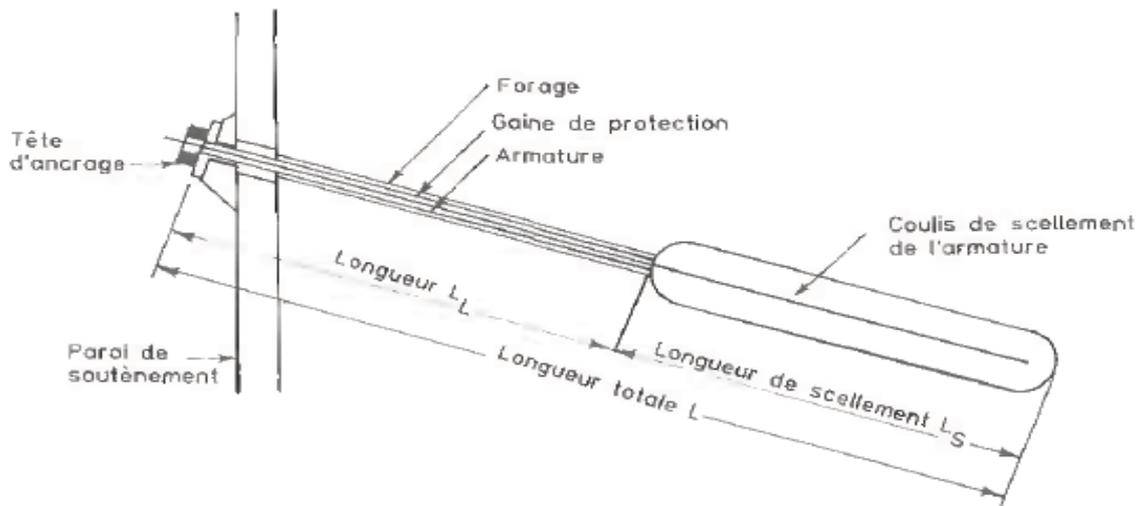


Figure I.23 : Schéma de principe d'un tirant d'ancrage injecté

I.3.3.2. 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 réalisé 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. [12].

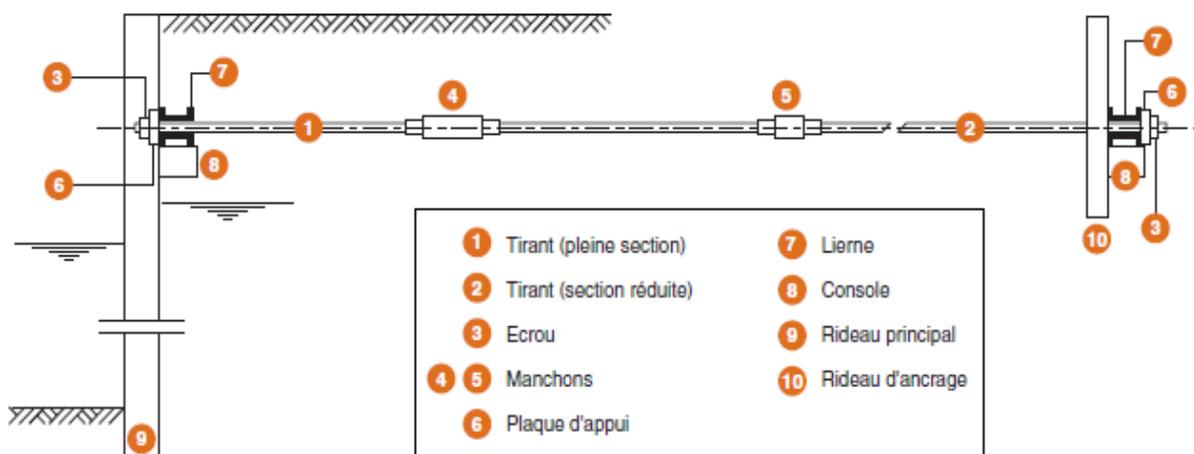
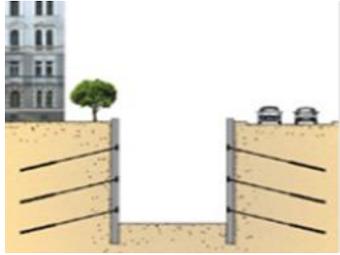
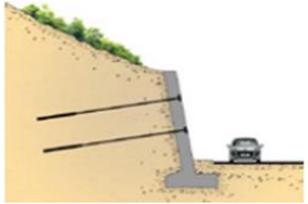
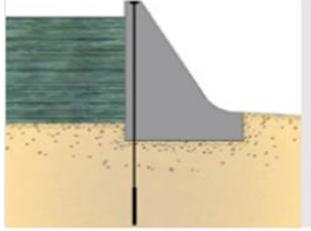
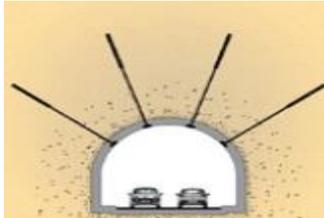
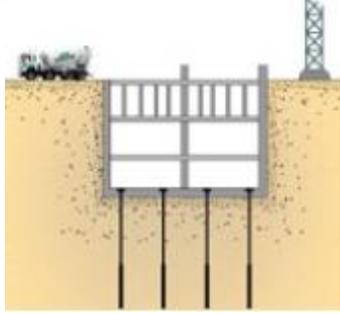
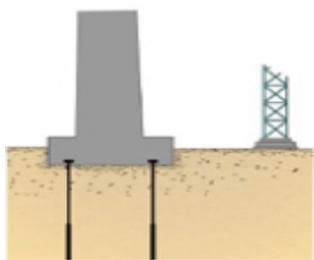


Figure. I.24 : Schéma général d'ancrage de type remblayé

I.3.3.3. DOMAINES D'UTILISATION D'ANCRAGES :

Les ancrages sont utilisés dans tous les domaines de la construction [11] :

Tableau I.3 : les domaines d'utilisation d'ancrages		
EXCAVATION	L'ancrage assure la stabilité du sol et autorise la réalisation de fouilles profondes et larges. Il est souvent temporaire, car la stabilité du terrain est assurée à long terme par le bâtiment construit dans la fouille (parkings, sous-sols...)	
CONFORTEMENT DE TALUS	L'installation d'ancrages inclinés évite les glissements de terrain et améliore la résistance du sol	
BARRAGES	Les ancrages verticaux, généralement précontraints, améliorent la résistance au basculement des barrages et limitent les infiltrations d'eau au droit du contact avec la roche.	
SOUTERRAINS	Les techniques d'ancrage consolident le soutènement des galeries par équilibrage des forces du terrain. On retrouve ce type d'utilisation dans les mines et les tunnels.	
CHARGES DE SOULEVEMENT HYDROSTATIQUES	Des ancrages, protégés contre la corrosion, sont employés pour maintenir en place des structures soumises à de fortes sous-pression d'eau et autorisent ainsi la construction d'ouvrages dans les zones humides, en compensant la poussée d'Archimède	
ANCRAGES DE STRUCTURES	Les ancrages verticaux assurent une liaison efficace de la fondation avec le terrain, et limitent les effets de fatigue lorsqu'ils sont précontraints. Ces ancrages sont applicables aux pylônes, antennes de télécommunication, éoliennes, ...	

I.3.3.4. DEUX PRINCIPES DE FONCTIONNEMENT :

On distingue deux principes de fonctionnement

SOUTÈNEMENT :

Le tirant permet de stabiliser un mur de soutènement en reportant les efforts induits par la poussée naturelle du terrain et les charges d'exploitation au-delà du cercle de glissement. Les efforts sont transmis au terrain par la longueur scellée. Le tirant est généralement précontraint afin de contrôler le déplacement de la paroi lors des différentes phases de construction.

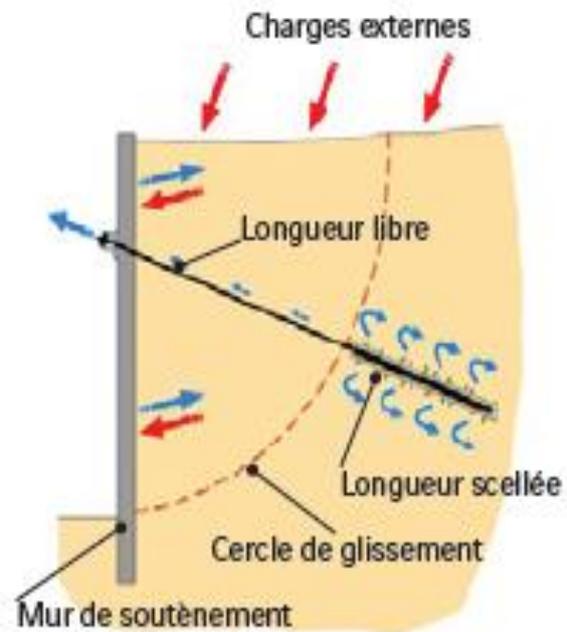


Figure. I.25 : stabilisation du mur par le tirant

ANCORAGE DE STRUCTURE :

Le tirant a pour but de générer un effort sur une structure, soit pour compenser un effort de soulèvement, soit pour comprimer la fondation sur le terrain. Il doit mobiliser un volume de terrain ayant un poids suffisant pour compenser l'effort souhaité. La longueur scellée est prévue pour transmettre les efforts au terrain, et la longueur libre est définie en fonction du volume de terrain recherché. La force de précontrainte revêt une importance capitale pour limiter ou supprimer le mouvement vertical. Dans le cas d'efforts répétés, elle supprime les risques de fatigue sur le scellement.

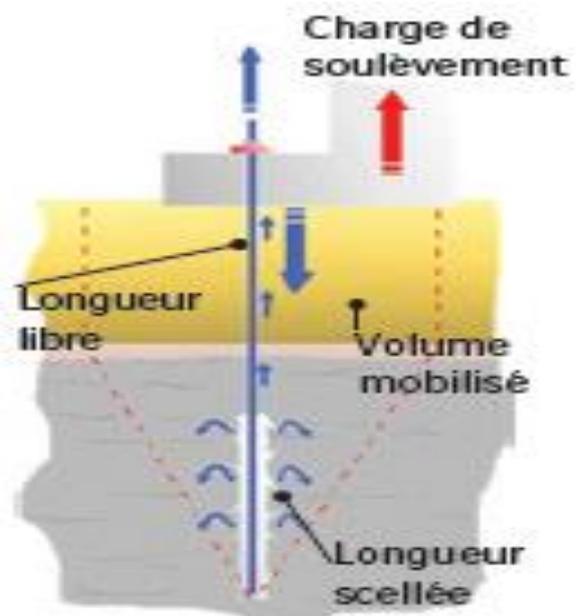


Figure. I.26 : la charge de soulèvement

I..3.3.5. LES AVANTAGE DES TIRANTS D'ANCRAGE :

- Tirants transportés de longueur non limitée et sans manchons
- Encombrement réduit lors du transport, du stockage et de l'installation
- Sensibilité réduite aux chocs grâce à la flexibilité des torons
- Changement de longueur par raccourcissement possible du tirant
- Double protection contre la corrosion (DCP) possible pour tirants permanents
- Possibilité de tester la protection contre la corrosion à tout moment par isolation électrique
- Installation simple grâce au poids réduit
- Capacité des tirants variable grâce au choix du nombre des torons
- Niveau de qualité élevé garanti par un système de Contrôle Qualité externe et interne à la fabrication des tirants.

I..3.3.6. MISE EN ŒUVRE :

Chronologie de réalisation :

La mise en œuvre d'un tirant se déroule en plusieurs phases [04] :

- Réalisation d'un forage, diamètre compris entre 100 et 200 mm, toutes inclinaisons envisageables, au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain.
- Après nettoyage du forage, substitution du fluide de forage par un produit de scellement, généralement un coulis de ciment fortement dosé.
- Mise en place de l'armature (barre, torons...). La mise en place se fait avec une grue, un dérouleur, voire à bras d'hommes.

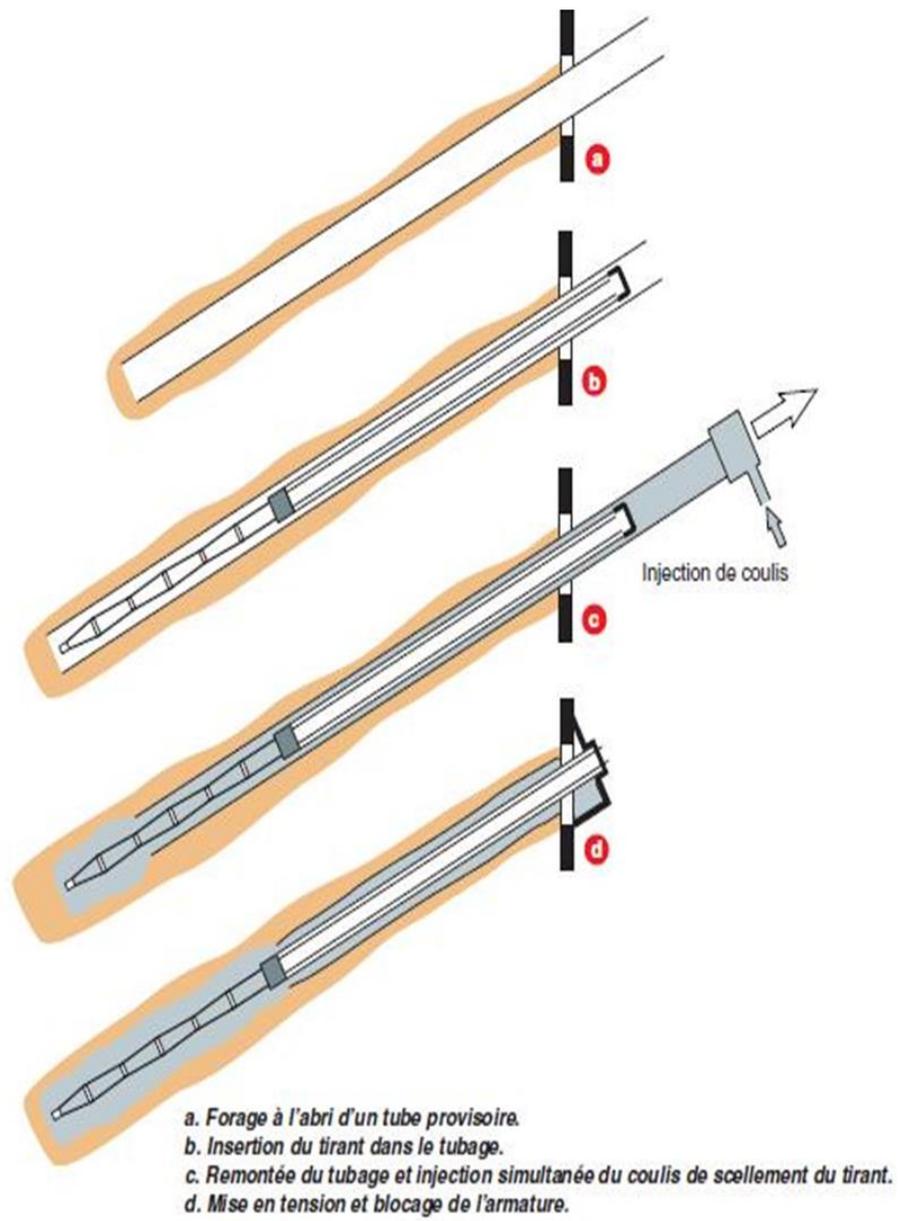


Figure. I.27 : Chronologie de mise en œuvre d'un tirant d'ancrage

Chapitre II :
Distribution des contraintes sur les
écrans de soutènement

II.1. RAPPELS SUR LES PRESSIONS LATÉRALES DE LA TERRE :

L'analyse de la pression latérale des terres est d'un aspect très important en mécanique des sols. Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus. Les hypothèses généralement admises sont un état de déformation plane et un comportement rigide-parfaitement plastique car l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante [14].

II.1.1: LES CATEGORIES DE PRESSION LATÉRALE DES TERRES :

Il y a trois catégories de pression latérale de la terre et chacune dépend du mouvement éprouvé par le mur vertical sur lequel la pression agit. Les trois catégories sont :

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

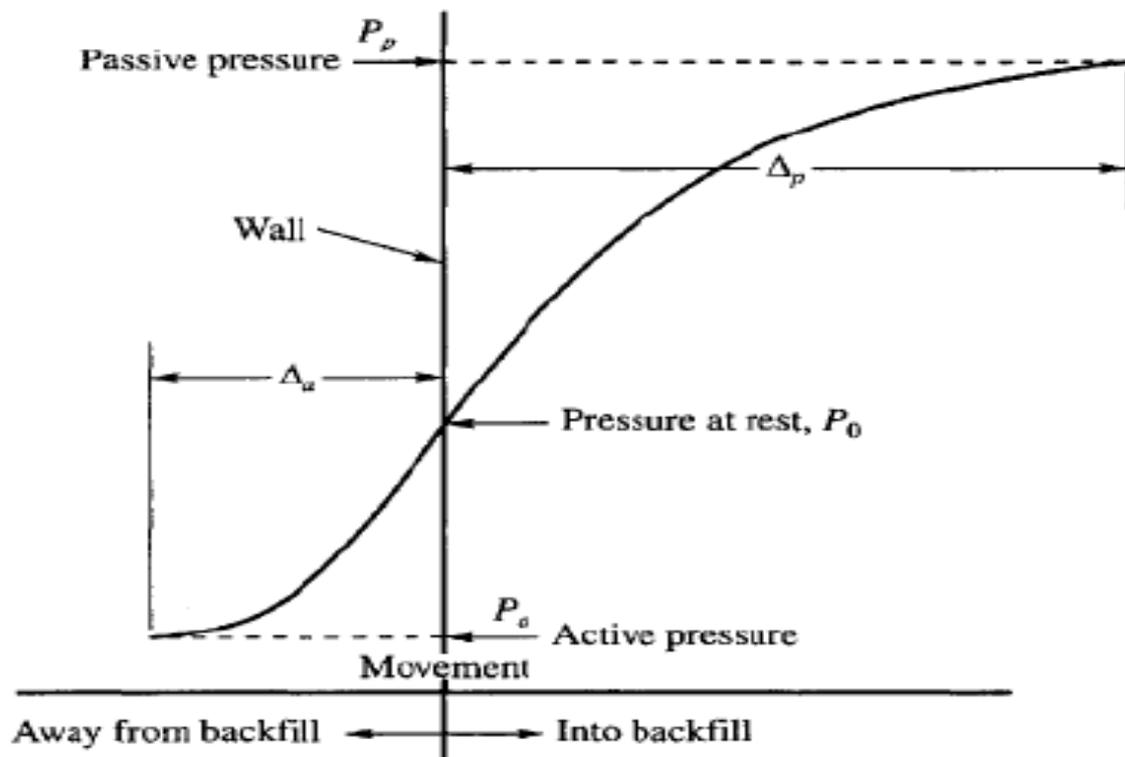


Figure II.1. Développements des pressions actives et passives de la terre

II.1.1.2 : ETAT DES SOLS AU REPOS

Soit un massif semi-infini à surface horizontale, constitué par un sol de poids spécifique γ (figure 1). En un point M, situé à la profondeur z, la contrainte agissant sur un plan horizontal est principale, elle est dirigée suivant la verticale ; cette contrainte s'écrit [15]:

$$\sigma_v = \gamma z$$

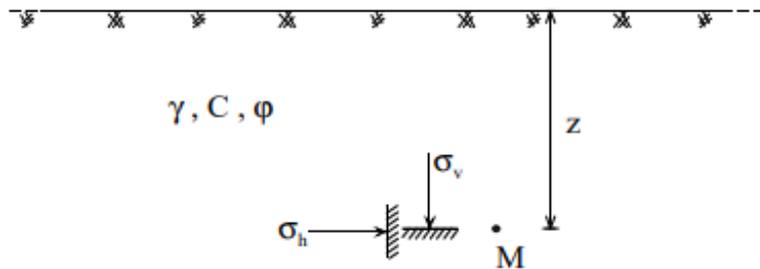


Figure II.2 : Etat de contrainte dans un massif semi-infini à surface horizontale
A la profondeur Z sous un remblai indéfini :

- La contrainte effective verticale (sur une facette horizontale) est $\sigma'_v = \gamma' \cdot z$
- La contrainte horizontale sur une facette verticale), s'il n'y a pas déplacements latéraux :

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

K_0 : représente le coefficient de pression latérale des terres au repos.

γ : Le poids volumique du sol

K_0 dépend du type de sol et de la profondeur :

Exemples :

Sable lâche	$K_0 = 0,45 / 0,5$
Sable compact	$K_0 = 0,40 / 0,45$
Argile normalement consolidé	$K_0 = 0,5$
Argile très molle	$K_0 = 1,0$
Roche à grande profondeur	$K_0 > 1$

Pour les sables, on peut estimer K_0 , moyennant la formule empirique de Jacky :

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

On peut utiliser aussi la formule :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi'}{\cos \phi'}$$

II.1.1.3 : ETAT DE POUSSEE DU SOL (PRESSION ACTIVE DE LA TERRE) :

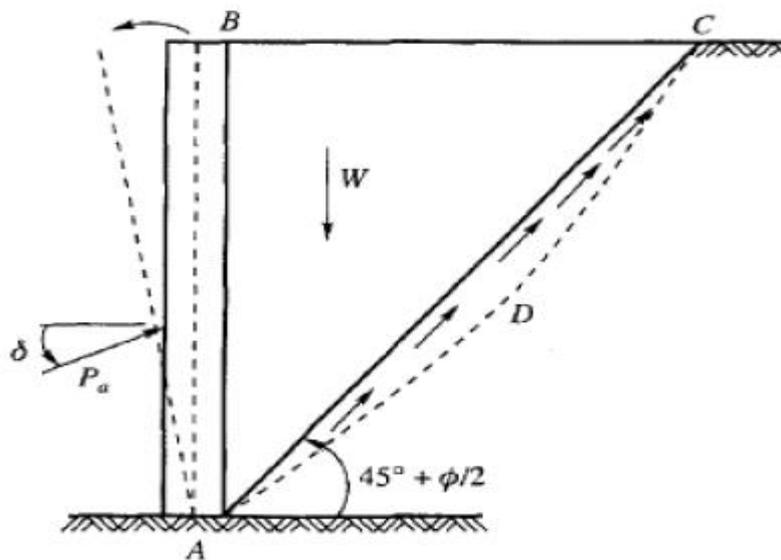


Figure II.3 : pression active de la terre

Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée. Les études expérimentales, montrent que cette pression active est fonction de la densité, de l'angle de frottement interne, de la cohésion, du coefficient de frottement du massif de sol sur le mur, de la rigidité de l'ouvrage de soutènement et du mode de son déplacement possible, de la forme de la surface libre du massif et de l'inclinaison de l'écran sur le vertical. Pour que la pression des terres sur le soutènement coïncide avec le niveau de la poussée, il est nécessaire qu'un certain déplacement puisse se produire. Le tableau II-1 donne les déplacements nécessaires pour le développement de la poussée dans les sables et les argiles. Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare des restes par une faible bande [14].

Types de sol	Déplacement du mur
Sables	0.001H à 0.004H
Argiles	0.01H à 0.04H

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

II.1.1.4 : ETAT DE BUTÉE DU SOL (PRESSION PASSIVE DE LA TERRE):

Le soutènement exerce un effort sur le massif, dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée. Des déplacements importants de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur selon la nature et la compacité des sols sont indispensables pour mobiliser la résistance maximale, bien supérieure à celui qui conduit à la poussée minimale. Le tableau II-2 donne les déplacements nécessaires pour produire une butée. La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La ligne de rupture par cisaillement délimite une zone de massif en mouvement beaucoup plus importante que la poussée. La poussée et la butée correspondent à deux états extrêmes d'équilibre de rupture du massif d'un sol [14].

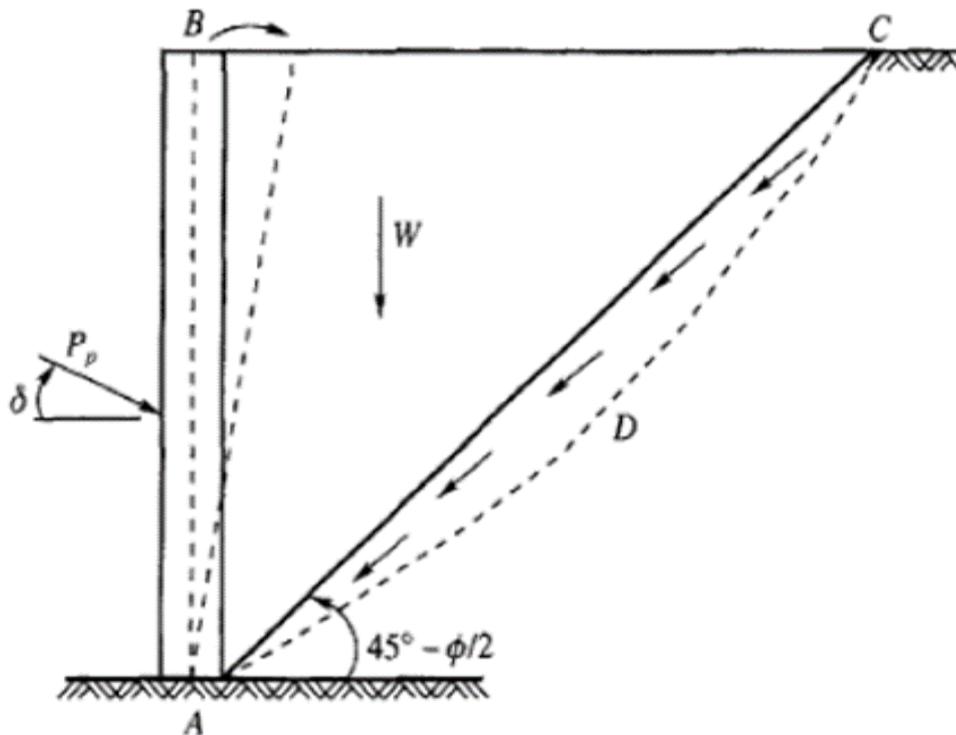


Figure II.4: Pression passive (butée) de la terre

Types de sol	Déplacement du mur
Sable dense	0.005H
Sable meuble	0.01H
Argile tendre	0.01H
Argile molle	0.05H

Tableau II-2- Déplacement du mur nécessaire pour une Pression passive

II.1.2 : ETATS D'EQUILIBRE DANS UN SOL

II.1.2.1 : EQUILIBRES DE POUSSÉE ET DE BUTÉE :

Pour qu'il y ait équilibre de poussée ou de butée, il faut qu'il y ait déplacements figure.II-5 grossièrement de l'ordre de (H/1000) pour mobiliser la poussée et supérieur à (H /100) pour mobiliser la butée [14].

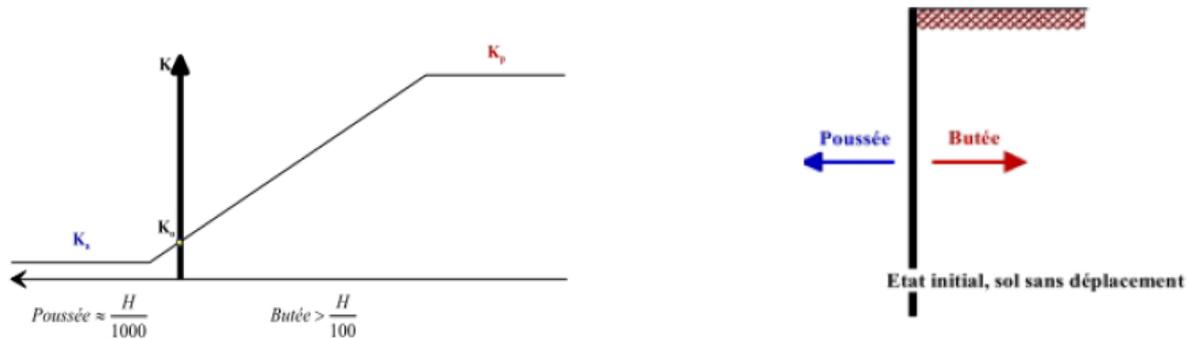


Figure II.5 : déplacements nécessaires à la mobilisation des états limites de poussée et de butée

II.1.2.2 : EQUILIBRE LIMITE DE BUTEE

Si on remplace (dans le massif de sol de la figure II.2) la partie située à gauche du point M par un écran rigide (figure II.6), l'équilibre au repos est réalisé lorsqu'en tout point la contrainte horizontale appliquée sur l'écran vaut σ_h qui est donnée par : $K_0 = 1 - \sin \phi' / \cos \phi'$.

Supposons qu'on applique une compression latérale en déplaçant l'écran vers le massif, la contrainte horizontale va croître jusqu'à provoquer la rupture du sol. La résistance maximale avant la rupture correspond à un état d'équilibre limite dit de butée, il est qualifié de passif (ou supérieur) pour lequel on écrit [15]:

$$(\sigma_h)_p = K_p \cdot \sigma_v$$

K_p : coefficient de pression de terre passive (butée)

Avec :

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

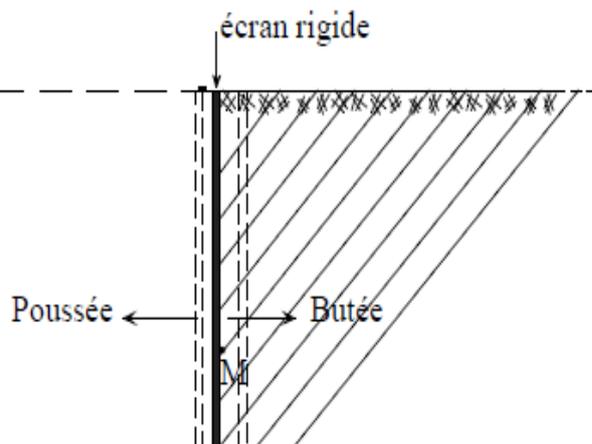


Figure II.6: Mobilisation des équilibres limites de poussée et de butée dans un sol.

II.1.2.3 : EQUILIBRE LIMITE DE POUSSEE

Si on laisse l'écran se déplacer vers la gauche, le sol a tendance à le suivre et subit une expansion latérale. Dans ce cas la contrainte σ_h diminue jusqu'à une valeur limite qui provoque l'effondrement du massif de sol (figure II.6). Juste avant la rupture un nouvel état d'équilibre limite, dit de poussée, est atteint où la résistance maximale du sol est mobilisée, il est qualifié comme actif ou inférieur pour lequel on écrit [15]:

$$(\sigma_h)_a = K_a \cdot \sigma_v$$

$(\sigma_h)_a$: est la contrainte horizontale correspondant à cet état

K_a : est le coefficient de poussée.

Avec :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Les trois états d'équilibre, ci-dessus introduits, sont représentés sur la figure II.7 par leur cercle de Mohr en un point M où la contrainte verticale est donnée par $(\sigma_v = \gamma \cdot Z)$. On a :

- Le cercle (C₀) correspond à l'équilibre du sol au repos
- Le cercle (C_p) correspond à l'équilibre limite de butée
- Le cercle (C_a) correspond à l'équilibre limite de poussée.

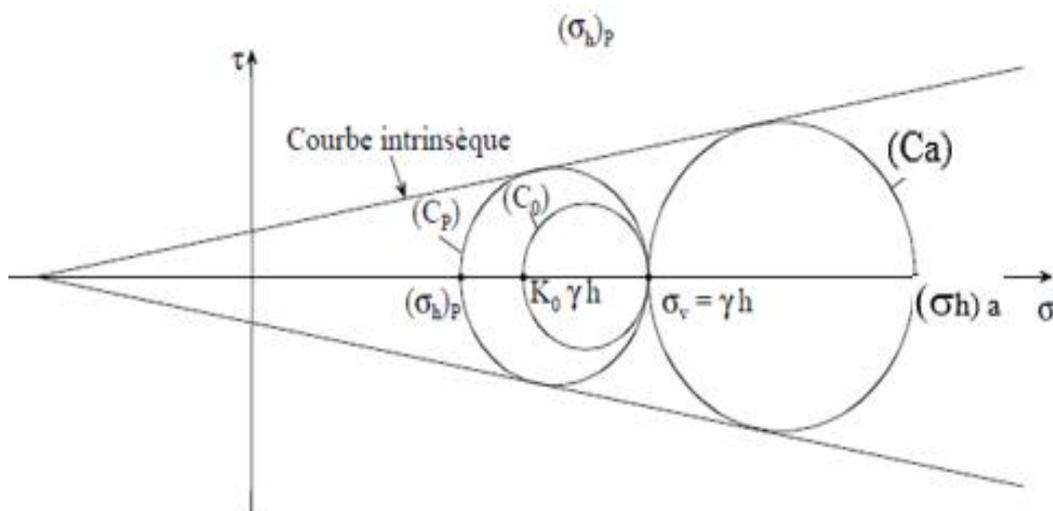
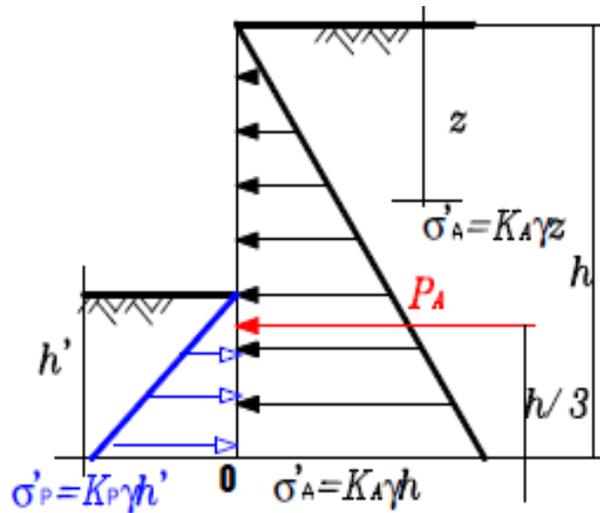


Figure II.7 : Etats de contraintes relatives à différents états d'équilibre dans le sol. [15]

- ❖ Pour un mur vertical la répartition des contraintes de contact est triangulaire



FigureII.8 : Distribution des pressions

La contrainte horizontale qui s'applique sur le mur à la profondeur H est égale à $\sigma_h = \gamma z K_a$, dans le cas de l'état actif des contraintes la résultante du diagramme triangulaire P_a qui s'applique sur le mur est donné par l'intégrale sur la hauteur du mur H [23].

$$P_a = \int_B^A \sigma_h dz = \int_B^A \gamma z K_0 dz$$

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

De même pour l'état passif des contraintes :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

II.2. FACTEURS INTERVENANT DANS LA DISTRIBUTION DE LA PRESSION DES TERRES SUR L'ECRAN :

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 [14].

- La densité du massif, nature du sol et sa stratification.
- L'angle de frottement interne de sol " ϕ .
- La cohésion C.

- L'angle de frottement sol-écran δ .
- La rigidité de l'écran.
- Le mode de son déplacement et de sa déformation possible.
- La rigidité de système d'étais.
- Espacement vertical et horizontal des nappes d'ancrages et le nombre de nappes d'ancrages.
- L'histoire des contraintes subies par le sol.
- L'intensité de la surcharge.
- Les conditions aux limites.
- Les conditions cinématiques.

Un ouvrage de soutènement est généralement considéré comme un ouvrage continu entre différents points d'appuis et soumis aux sollicitations suivantes [23] :

- Pression du sol exercée par le poids du massif retenu et par les surcharges appliquées et transmises à l'ouvrage par le sol ;
- Pression de l'eau au contact des faces avant et arrière ;
- Réaction du massif de fondation ;
- Réaction du sol exercée devant le soutènement, contre la partie enterrée, et réaction de l'eau exercée au contact de la même face ;
- Réaction d'appuis ou de butons lorsque l'écran est étayé.

II.2.1: 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.
- le type des écrans.

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le tableau II-2.

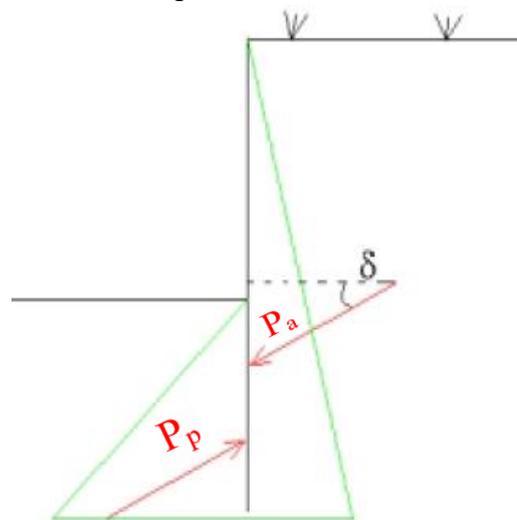


Figure II.9 : cas du mur avec frottement [14]

Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $\delta = 2/3 \varphi$ est celle à retenir [14].

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)	$\delta = 1/3 \varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier..)	$\delta = 2/3 \varphi$
Murs caissons	$\delta \geq 2/3 \varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilevers	$\delta = \varphi$

Tableau II-3 : angle de l'interface en fonction de l'état de surface du parement [14]

II.3. DISTRIBUTION DES PRESSIONS DES TERRES SUR LES ECRANS DE SOUTÈNEMENT :

II.3. 1 MOUVEMENT ET ETAT DE CONTRAINTES AUTOUR D'UN SOUTÈNEMENT FLEXIBLE :

D'après *Mesta & Prat* (1999), l'ouverture d'une fouille devant un rideau de palplanches provoque les phénomènes suivants [12]:

- Derrière le rideau
 - Le sol est mis en poussée sur presque toute la hauteur de la partie excavée
 - Le massif de sol et la composante verticale des forces d'ancrage générant un frottement qui s'oppose au mouvement précédent

- Devant le rideau,
 - La contrainte verticale effective est réduite à cause de l'excavation, et la contrainte horizontale est augmentée à cause du mouvement du rideau vers l'aval. Ce mouvement peut conduire à un mécanisme de rupture en butée

- Un soulèvement du sol se produit devant le rideau. Ce mouvement entraîne le développement d'un frottement qui tend à déplacer le rideau vers le haut

- Une rotation du rideau est généralement observée

- L'installation d'un ancrage ou d'un buton a pour effet d'annuler en partie le déplacement latéral provoqué par l'excavation. La partie supérieure du sol est alors en butée

- Les autres phases d'excavation ramènent en général la poussée des terres à une valeur proche de la poussée limite.

II.3. 2 ACTION DE L'EAU SUR UN RIDEAU DE PALPLANCHES :

L'action de l'eau sur un écran de soutènement se manifeste de deux façons [12]:

- Directement par des pressions hydrauliques appliquées sur les faces de l'écran. Ces pressions sont déterminées par l'étude de l'écoulement dans le sol ou des phénomènes de consolidation.
- Indirectement par une modification des forces de pression de terres passive (butée) et active (poussée). L'écoulement augmente les contraintes effectives à l'amont du rideau, donc accroît la poussée, et diminue les contraintes effectives à l'aval, donc réduit la butée. L'écoulement a donc un effet défavorable sur la stabilité du rideau.

II.3.3: DISTRIBUTION DES PRESSIONS DES TERRES SUR L'ECRAN

SOUPLE :

Stroyer (1935), cité dans [Delattre (2001)] procède une série d'essais sur modèles réduits à l'aide d'un dispositif conçu spécialement pour étudier la distribution des poussées sur des écrans souples. Au sein de ce dispositif, l'écran rigide pivotant par rapport à sa base était remplacé par un écran articulé en tête et à sa base et suffisamment souple pour pouvoir subir une déflexion dans sa partie médiane. Ce dispositif permit à Stroyer de constater que les efforts de poussée dans la partie médiane de l'écran, soumise à déflexion, étaient d'autant plus faibles que la déflexion était importante, c'est-à-dire que l'écran était souple. Il observa, par ailleurs, que cette réduction des poussées en partie médiane de l'écran s'accompagnait d'une redistribution d'efforts vers les points fixes, en tête et en pied d'écran, et ne conduisait donc pas à une réduction de la résultante des poussées sur l'écran.

Tschebotarioff et Brown (1948), puis Rowe (1952, 1961) et Masrouri (1986), cité dans [Delattre (2001)], prolongèrent cette première étude expérimentale en procédant également à des essais sur modèles réduits d'écrans souples. Les travaux de Tschebotarioff permirent de mettre en évidence que les redistributions de poussée par effet de voûte n'apparaissent que pour des écrans mis en fiche sur toute leur hauteur, ancrés rigidement en tête (à une plateforme, en l'occurrence), puis dragués (figure. II.10) et que de telles redistributions de poussée n'ont pas

lieu d'être considérées pour des écrans remblayés ou ancrés à l'aide de tirants présentant une relative souplesse.

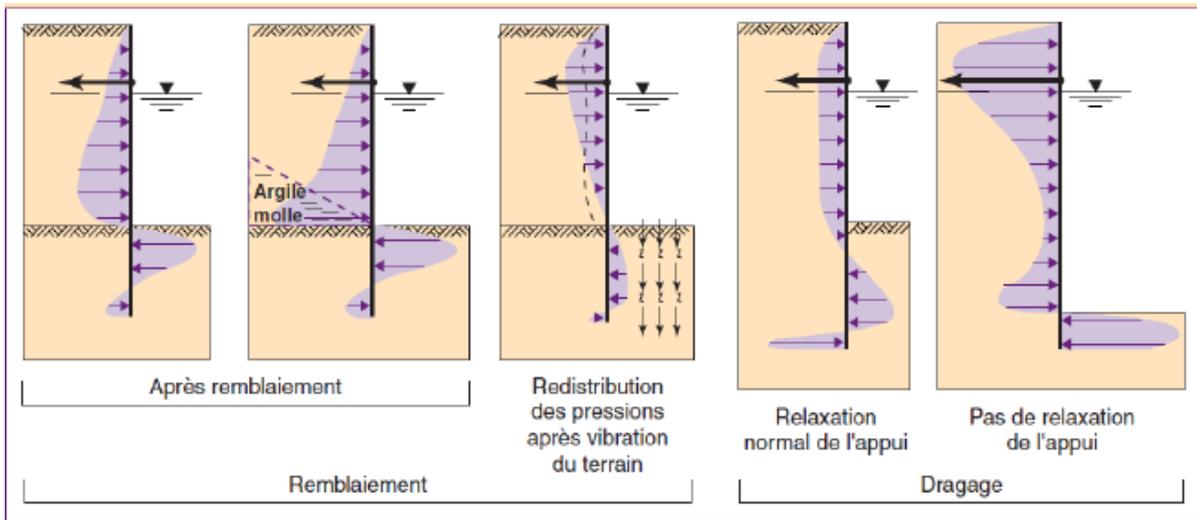
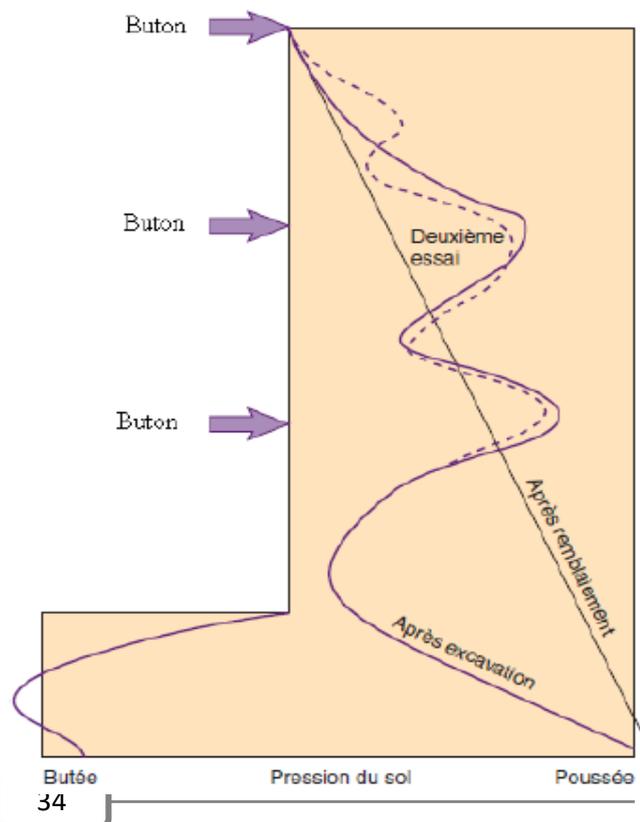


Figure II.10 : Distributions de pressions mesurées à l'issue de différentes procédures de construction (d'après Tschebotariouff et Brown, 1948) [22].

Les expériences de Rowe (1961) et de Masrouri [Masrouri, (1986) ; Masrouri et Kastner, (1991)], cité dans [Delattre (2001)], concernaient quant à elles des écrans mis en fiche sur toute leur hauteur, puis excavés avec installation, à l'avancement, de butons. Les expériences de Rowe (figure II.11), menées avec un écran souple et des butons rigides, montrèrent clairement, à l'instar des expériences de Stroyer, une redistribution des poussées sur l'écran, consistant en une réduction d'efforts entre les appuis et une concentration d'efforts sur les appuis [22].

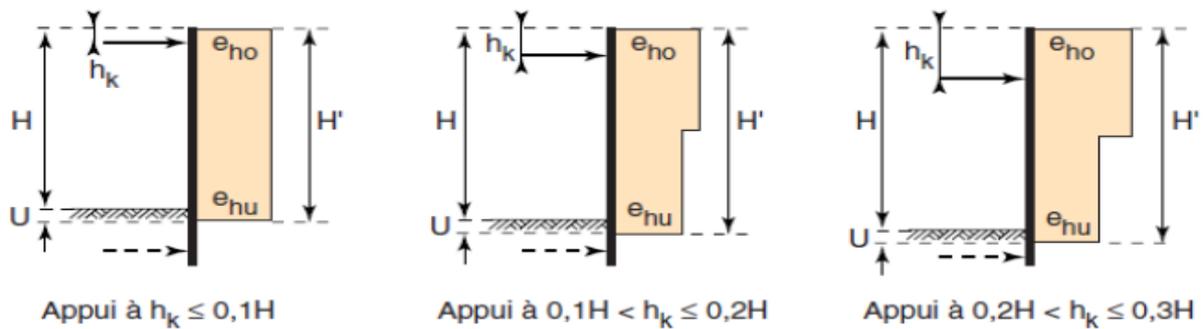
Figure II.11:
Distribution des pressions mesurés sur un modèle réduit d'écran souple butonnée rigidement à l'avancement de l'excavation [Rowe(1961)] tiré de [Delattre(2001)] [22]



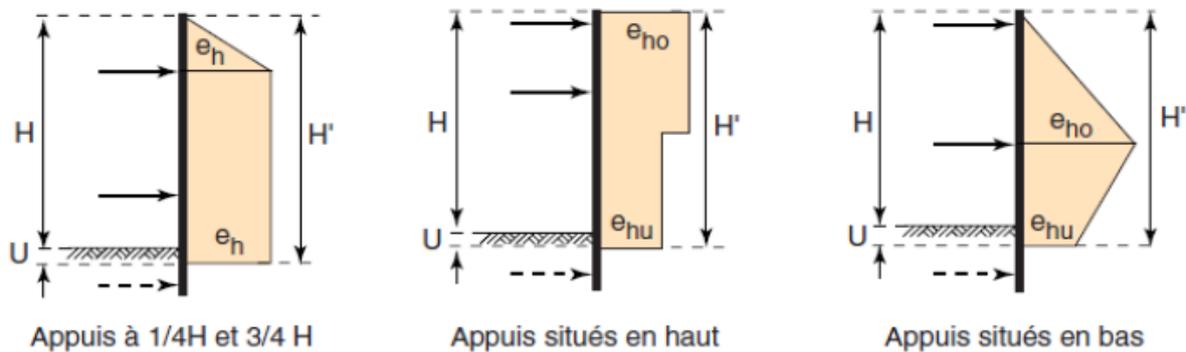
II.3.3.1. INFLUENCE DU TYPE DE SOUTÈNEMENT ET LES CONDITIONS D'APPUI.

Selon L'approche allemande La partie la plus connue en dehors de l'Allemagne traite de la redistribution de la poussée des terres selon le type de soutènement et les conditions d'appui. Les figures suivantes montrent la redistribution de la poussée pour des parois en béton coulé en place, c'est-à-dire des parois moulées ou des parois de pieux forée. (Fig.II.12).

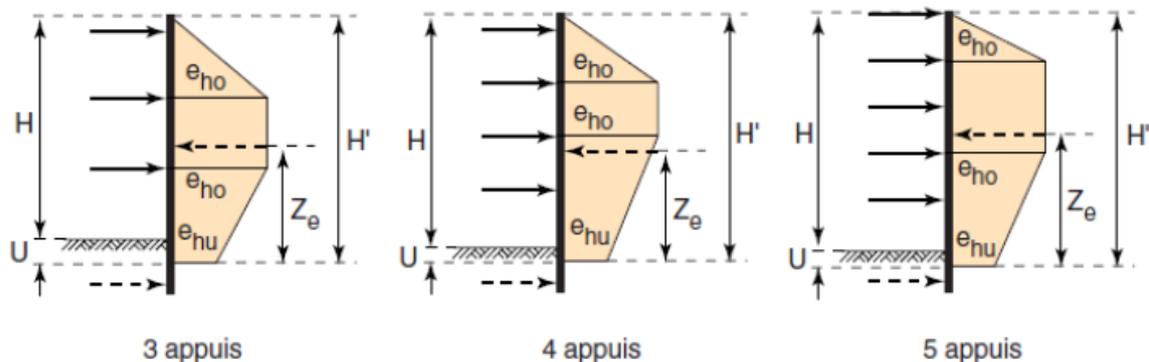
La poussée est fortement influencée par la présence et la disposition des ancrages. En effet, ces derniers empêchent l'écran de se déplacer de façon à ce qu'une zone de poussée de Rankine puisse s'établir, le diagramme des poussées n'est plus triangulaire [18].



Schémas de redistribution pour des parois en béton coulé en place avec 1 appui



Schémas de redistribution pour des parois en béton coulé en place avec 2 appuis



Schémas de redistribution pour des parois en béton coulé en place avec 3 appuis ou plus

Fig.II.12 : La distribution approchée de la poussée en fonction de la Position et du nombre d'ancrages sur parois moulées [22]

II.3.3.2. INFLUENCE DU MODE DE CHARGEMENT :

Dans le cas d'un rideau souple, si le point de butonnage ou d'ancrage reste fixe, la distribution de la pression des terres est fonction du mode de chargement du rideau [13] :

* Avant tout terrassement ou dragage elle est triangulaire ($\delta = 0$)

* Si le rideau est sollicité par excavation, cette répartition n'est pas conforme aux théories classiques, et n'a pas une allure triangulaire. Elle augmente au voisinage du point d'ancrage, et elle diminue vers le milieu de la hauteur libre de l'écran (l'effet de voûte, Rowe 1952). La déflexion du rideau dans sa partie centrale engendre des contraintes de cisaillement horizontales dans le massif

* Si le rideau est sollicité par surcharge surfacique : La répartition des contraintes horizontales issues de la surcharge est présentée sur la figure II-13. Ce diagramme se superpose au diagramme de poussée issu du poids des terres soit dans sa forme brute, soit dans une forme trapézoïdale simplifiée

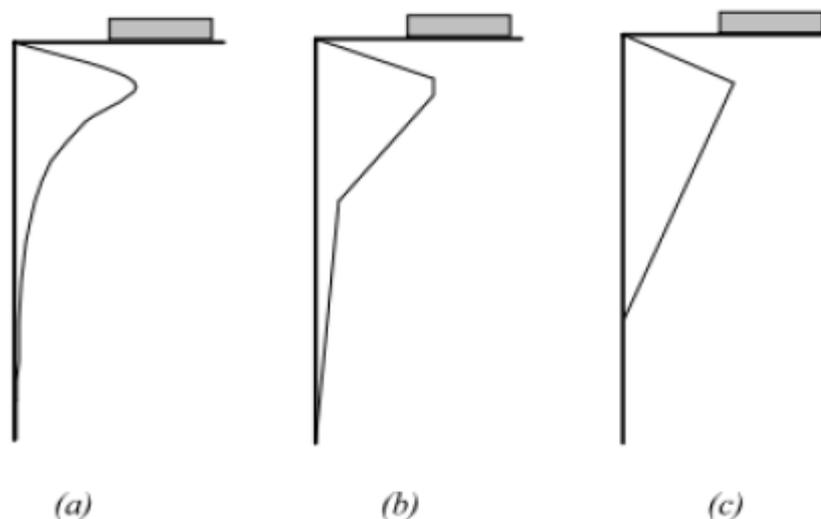


Fig.II.13 : Répartition des contraintes horizontales dues à une surcharge surfacique d'après la théorie élastique de Boussinesq

– (a) répartition théorique

– (b) (c) diagrammes équivalents

II.3.3.3. INFLUENCE DE LONGUEUR DE FICHE:

Pour un écran de soutènement ancré en tête par une nappe de tirants, Blum analyse, pour différentes longueurs de fiche, les distributions des pressions sur l'ouvrage, des moments fléchissants et des déplacements horizontaux de l'ouvrage. Cette analyse est essentiellement qualitative et repose sur l'interdépendance de ces distributions (la déformée de l'écran présente un point d'inflexion pour les points de moments nuls, de même que la courbe des moments pour les points de pressions nulles ; la pression mobilisée est liée au déplacement latéral de l'écran). Cette analyse permet à Blum d'observer que les ouvrages qui présentent une fiche courte seront simplement butés par le sol et que l'augmentation de la fiche conduite à la mobilisation d'un encastrement dans le sol figure II.14 [13].

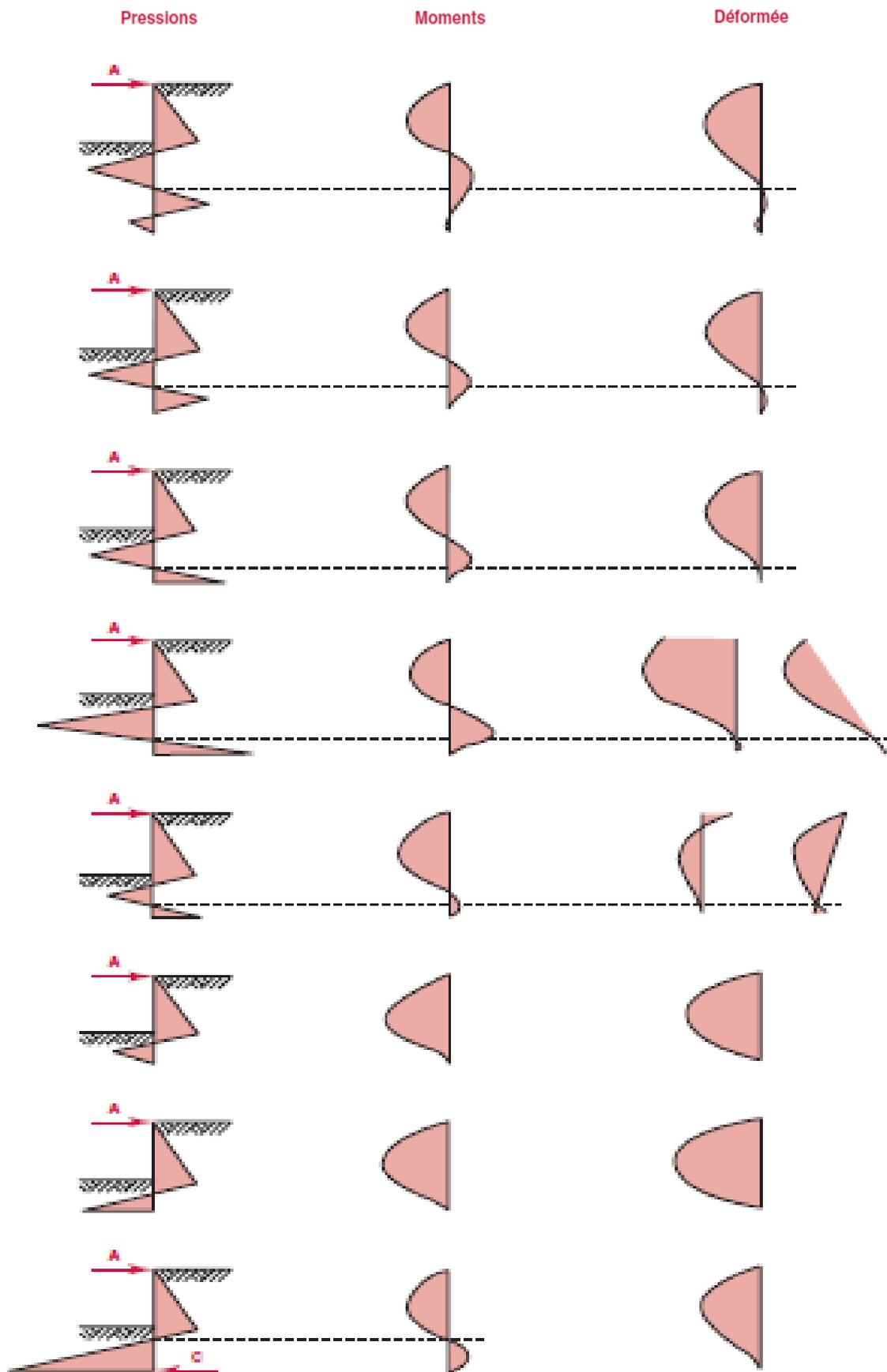
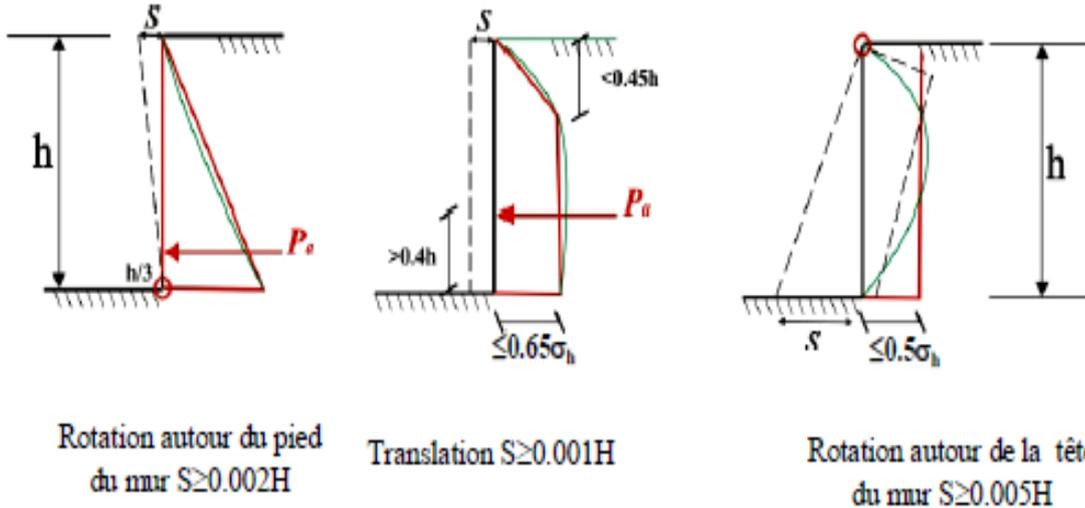


Figure II.14 - Influence de la longueur de la fiche sur les pressions sur l'écran, les moments fléchissants auxquels il est soumis et sa déformée (d'après Blum, 1931).

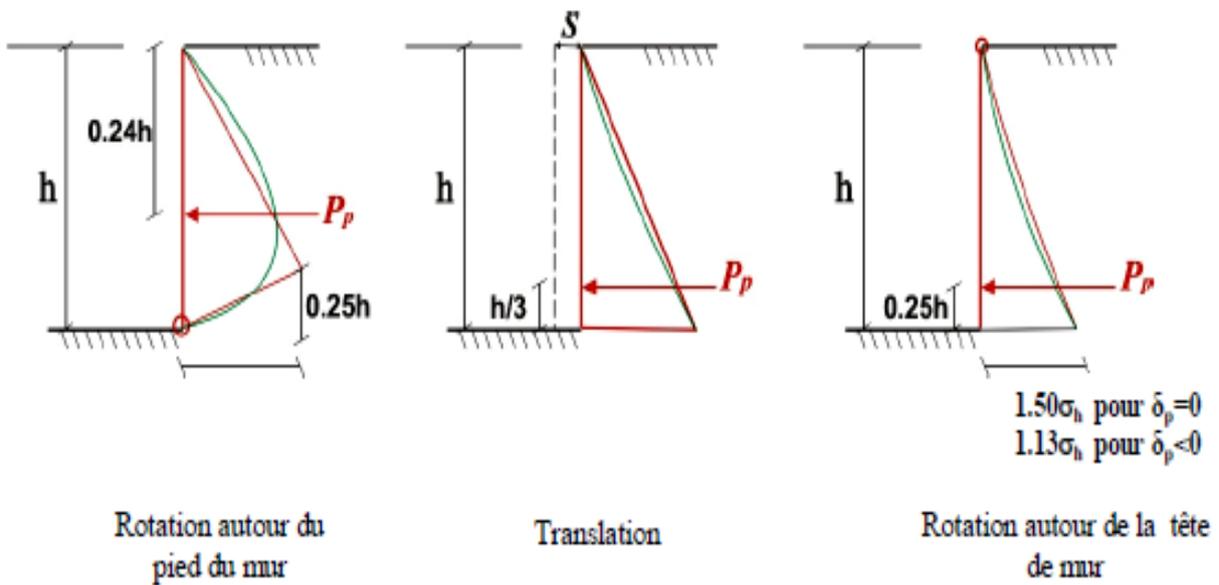
II.3.3.4. INFLUENCE DU TYPE DE DEPLACEMENT OU DEFORMATION DE L'ECRAN SUR LA REPARTITION DES CONTRAINTES :

Mur autostable :

Poussée



butée



— Distribution approchée
 — Distribution réelle

Figure II.15 : Influence du type de déplacement ou déformation de l'écran sur la répartition des Contraintes [18]

Les diagrammes présentés à la figure.11.15 montrent l'allure approximative et réelle de la répartition de la poussée et de la butée pour trois déplacements particuliers de l'écran :

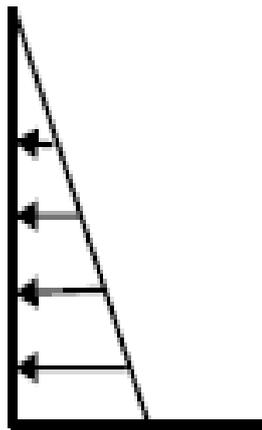
- une rotation autour du pied.
- une translation horizontale.
- une rotation autour du sommet.

La répartition la plus homogène et la plus pure est celle correspondant à la rotation en pied. Ce type de déplacement est très fréquemment rencontré dans le cas des murs poids. Les autres déplacements provoquent dans le sol, derrière l'écran et de façon plus ou moins accentuée, un phénomène appelé effet de voûte dont la conséquence est de concentrer les efforts au voisinage des appuis fixes et au contraire de les diminuer dans les zones de grands déplacements [18].

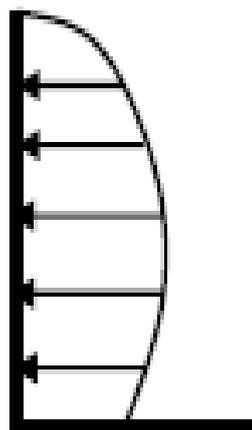
II.3.4. DISTRIBUTION DES PRESSIONS DES TERRES SUR L'ECRAN RIGIDE :

D'après *Taylor* (1948) cité dans [*Masrouri* (1986)] La distribution de la pression de terre derrière un mur rigide dépend essentiellement du déplacement de l'ouvrage.

- La distribution des terres est triangulaire, et la répartition de Coulomb peut être admissible pour le cas où le déplacement est une translation horizontale (figure II.16(a)).
- La distribution des terres devient parabolique et plus grande que sa valeur théorique, si le déplacement horizontal de la base du mur est plus élevé que celui de son sommet, une rotation par rapport à la tête (figure II.16(b)) [12].



(a) Translation



(b) rotation par rapport à la tête

FigureII.16 : Distribution des pressions de terre sur un écran rigide

II.4.LES MODES DE RUPTURE DES ECRANS DE SOUTENEMENT

Les risques de ruine à prendre en considération sont :

- L'insuffisance de résistance du terrain (défaut de butée en pied, de capacité portante, de butée en tête, etc.)
- L'insuffisance de résistance de la structure de l'écran
- L'instabilité d'ensemble
- L'instabilité du massif d'ancrage (ancrage trop proche de l'écran)
- L'annulation de la butée du terrain en pied de l'écran par écoulements et pressions d'eau (boulance, érosion).

II.4.1. RUPTURE PAR DEFAUT DE BUTEE

La ruine d'un écran peut se produire lorsque la butée mobilisée en pied d'écran dépasse un seuil critique et est trop proche de la butée mobilisable. La rupture peut se décliner en basculement autour d'un centre de rotation situé sous le fond de fouille dans le cas d'un écran en console (Fig.II.17a), autour d'un appui en tête dans le cas d'un écran avec un niveau d'appui (Fig.II.17b) [02].

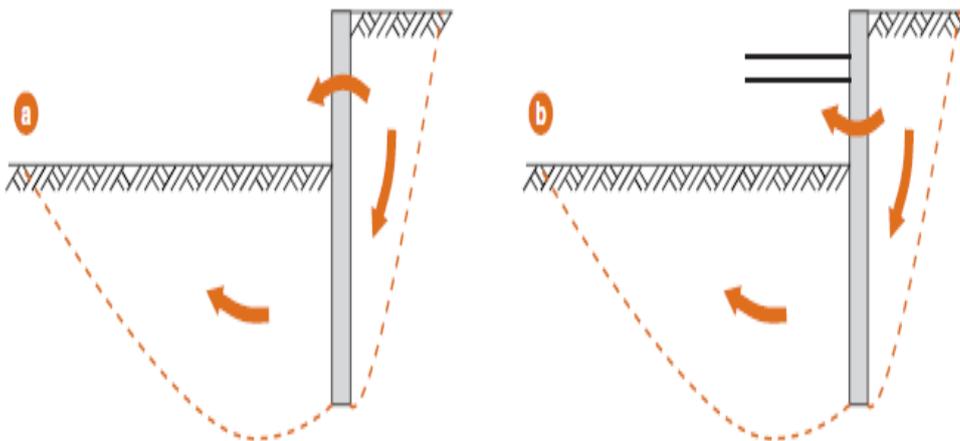


Figure.II.17 Rupture rotationnelle des écrans par insuffisance de la butée ou insuffisance de la butée

CHARGES VERTICALES DES ECRANS ENCASTRES :

Lorsqu'un écran de soutènement supporte des actions verticales descendantes importantes d'origine structurale (lorsqu'il sert par exemple fondation pour une structure ou lorsqu'il est ancré par des tirants d'ancrage fortement inclinés), il peut périr par défaut de portance du sol dans lequel il est fiché, il peut périr par défaut de résistance à l'arrachement de sa partie en fiche (Fig. II.18).

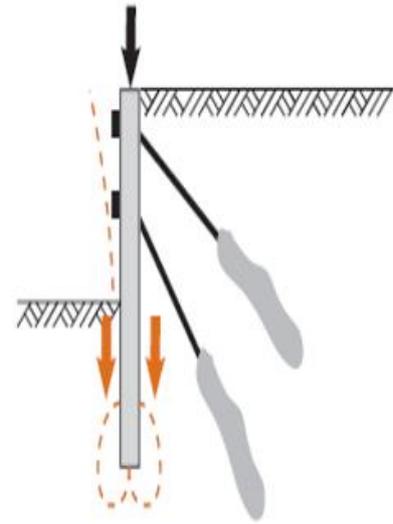


Figure. II.18 : Rupture verticale des écrans par insuffisance de capacité portante

II.4.2. RUPTURE DE L'ECRAN

La ruine d'un écran de soutènement ancré peut se produire lorsque la résistance structurale de tout ou partie d'un écran est insuffisante vis-à-vis de l'effet des actions le plus défavorable (moment fléchissant, effort tranchant, effort axial de compression ou de traction) que l'ouvrage aura à subir en cours de construction ou au cours de son utilisation.

➤ Le niveau de la rupture de celui-ci est fonction du type de soutènement et de la localisation des appuis (Fig. II.19)

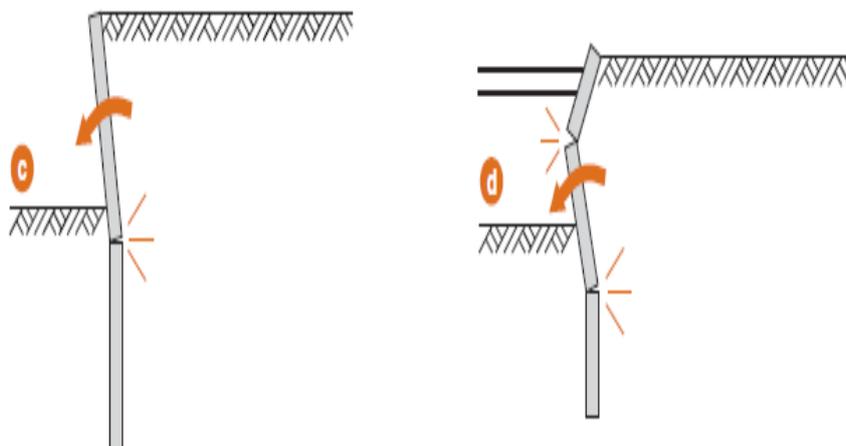


Figure. II.19 : Exemples de rupture de structure d'un écran de soutènement

II.4.3. STABILITE D'ENSEMBLE DE L'ECRAN :

Un écran de soutènement peut périr par instabilité d'ensemble du fait :

- D'une stabilité initiale insuffisante du site des travaux
- D'une instabilité du site provoquée par la construction

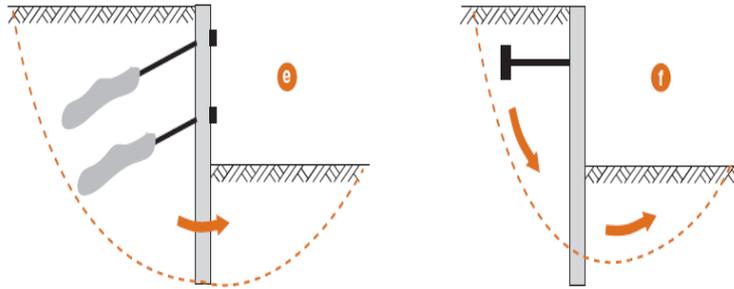


Figure. II.20 : Exemples de mécanismes de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran

II.4.4. INSTABILITE DU MASSIF D'ANCRAGE D'UN ECRAN

Un écran de soutènement peut périr ou se déplacer de manière inacceptable lorsque le dispositif d'ancrage de l'écran est situé trop près de celui-ci et génère davantage d'efforts de poussée sur sa partie active, que ceux pris en compte lors de la vérification des différents états-limites. Pour éviter ces problèmes, on doit donc vérifier que la localisation des ancrages est acceptable en vérifiant la stabilité du massif d'ancrage (Fig. II.21).

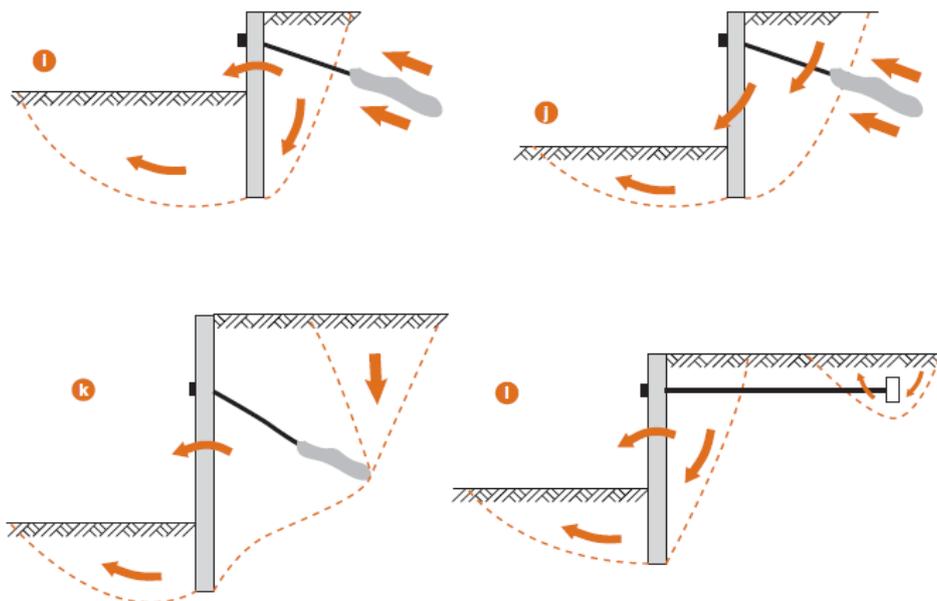


Figure. II.21 : Exemples d'instabilité du massif d'ancrage d'un écran

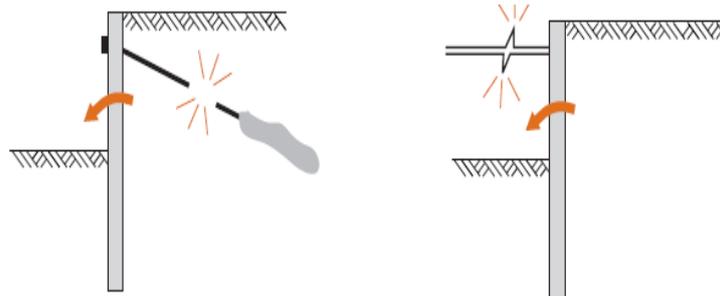
II.4.5. RUINE D'UN APPUI :

Les risques de ruine des appuis à considérer sont fonction du type d'appui (Fig. II.22) :

- Un buton peut se rompre sous l'effet des efforts de compression ou de flexion qu'il doit supporter. Il peut aussi périr en raison d'un déplacement excessif lié à l'instabilité du dispositif de réaction sur lequel il prend appui.
- Un tirant d'ancrage peut périr par rupture du tirant sous l'effort de traction qu'il a à supporter. Il peut aussi périr par défaut d'ancrage par exemple par arrachement de l'ancrage du fait d'une insuffisance de la longueur de scellement ou de la résistance d'interaction terrain-ancrage dans le cas d'un ancrage scellé au terrain.

➤

La ruine ou le déplacement excessif d'un appui (buton ou tirant d'ancrage) peut entraîner la ruine de l'écran par instabilité ou par défaut de résistance de sa structure, du fait de la redistribution des efforts.



a) Rupture d'un tirant d'ancrage

b) Rupture d'un buton

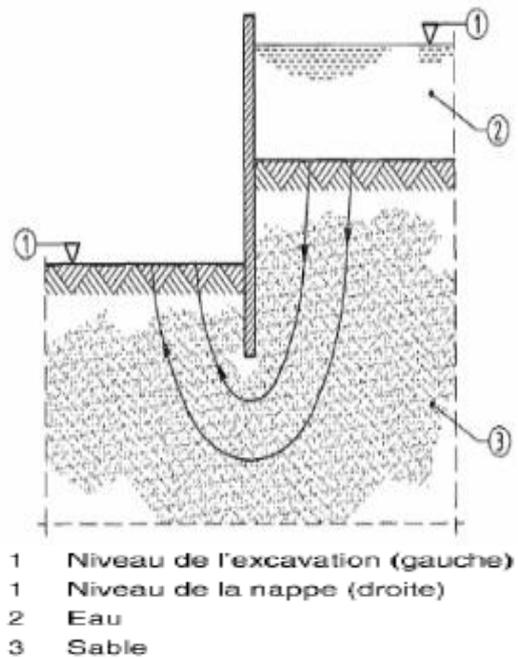
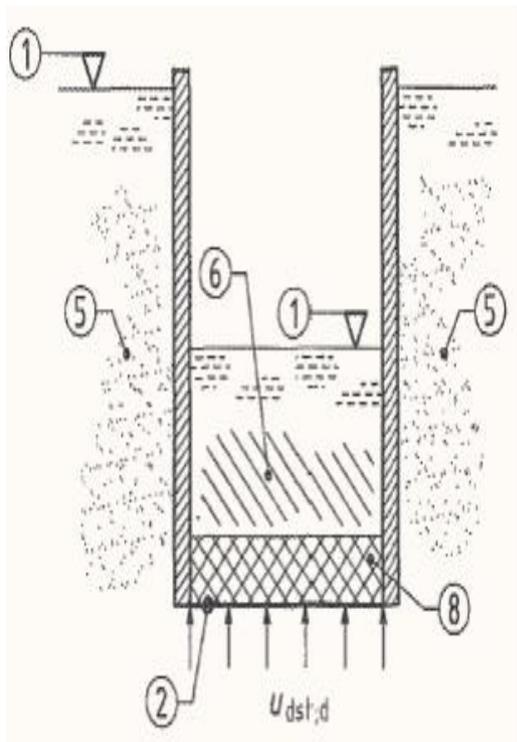
Figure. II.22 : Ruine d'un écran par rotation consécutive à la ruine d'un élément d'appui

II.4.6. INSTABILITE D'ORIGINE HYDRAULIQUE DU FOND DE L'EXCAVATION :

La ruine d'un écran en liaison avec la pression de l'eau interstitielle et son écoulement autour de celui-ci est un risque important lorsque les conditions hydrogéologiques sont défavorables.

La rupture du terrain en pied de l'écran peut se produire :

- Par soulèvement hydraulique global du terrain en fond de fouille dû à la poussée d'Archimède
- Par annulation de la butée du terrain en fond de fouille due aux forces d'écoulement
- Par érosion interne et érosion régressive due aux circulations d'eau.



a - Rupture par soulèvement hydraulique

b - Rupture par annulation des contraintes
 effectives verticales

Figure. II.23 : Exemple de situation où le soulèvement du sol par annulation des contraintes effectives verticales peut être critique

Chapitre III :
Méthodes de calcul des écrans de
soutènement

III.1. GENERALITES SUR LES METHODES DE CALCUL DES

ECRANS DE SOUTÈNEMENT :

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 [13].

On distingue cinq familles de méthodes de calcul des écrans de soutènement :

- Les méthodes classiques dites à la rupture, faisant appel à des calculs analytiques de la poussée et de la butée des terres,
- La méthode du coefficient de réaction, prenant en compte l'effet d'interaction sol-structure,
- La méthode des éléments finis, prenant en compte de l'ensemble de l'ouvrage et son environnement.
- Les méthodes empiriques et semi-empiriques, tenant en compte le comportement observé des ouvrages,
- Les méthodes de calcul de l'état limite ultime, fondées sur des théories de plasticité.

III.2.LES METHODES CLASSIQUES :

Les méthodes classiques nécessitent la détermination des distributions classiques de poussée et de butée, influencées par différents coefficients, en particulier du coefficient de pression de poussée K_a et du coefficient de butée K_p . Le comportement du sol est défini par deux paramètres caractéristiques de chaque couche du sol : le frottement et la cohésion du massif. Ces méthodes de calcul pratiquement indispensables pour le prédimensionnement des ouvrages de soutènement, sont simples et rapides et fournissent des résultats assez satisfaisants [02]

Dans ce cadre il sera présente les travaux de :

- Coulomb, (1773)
- Rankine, (1857)
- Boussinesq (1882)
- Blum (1931)
- Rowe (1952)

III.2.1. THEORIE DE COULOMB :

La méthode de coulomb permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considérations de l'état de contrainte s'exerçant dans le sol derrière le mur [19].

Elle repose sur les hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope,
- Condition de déformation plane, (le mur est rigide -la surface de rupture est plane)
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB,
- Massif a surface libre plane
- La cohésion n'est pas prise en compte
- -l'angle de frottement δ entre le mur et le sol est connu (δ est l'angle entre la résultante des forces de poussée et la perpendiculaire au mur) ;

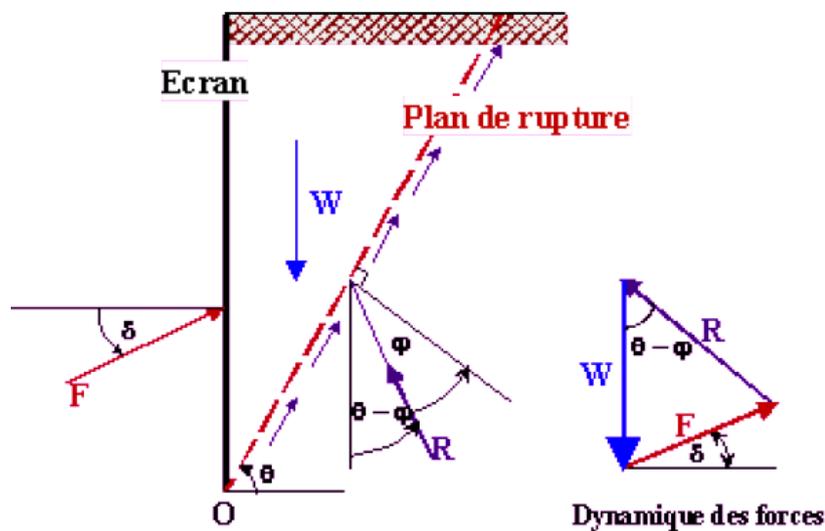


Figure. III.1 : Méthode de Coulomb (surface libre et plan)

- On suppose que la surface de rupture potentielle est un plan (coin de Coulomb) passant par le pied de l'écran et faisant un angle q avec l'horizontale. Fig. III.1).
- Le coin de Coulomb se comporte de façon rigide plastique (sol sans cohésion), ce qui n'est pas le cas généralement surtout si l'écran est de grande hauteur.

Au début du glissement, le coin du sol était sous l'équilibre des forces suivantes :

W : poids propre du massif de sol.

R : résultante de la réaction sur le plan de glissement incliné de l'angle ϕ sur la normale au plan de rupture.

$F = -P_a$: résultante de la réaction de la poussée sur le mur est inclinée de ϕ sur la normale à l'écran.

En se basant sur les mêmes hypothèses simplificatrices considérées par la méthode de Coulomb, Poncelet a généralisé cette méthode à un écran incliné de λ et à un sol surmonté d'un talus d'angle β illustrée par la figure (III.2).

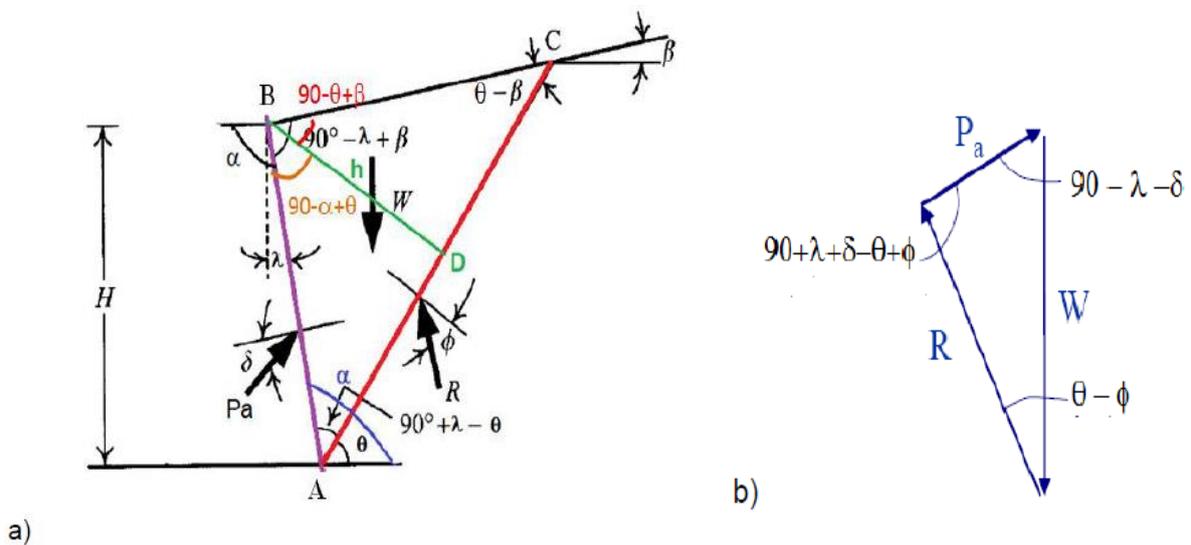


Figure. III.2 : Equilibre d'un coin quelconque

Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme d'équilibre limite,

- Le principe consiste simplement à écrire l'équilibre des forces qui s'appliquent sur le coin de sol (R, W et Pa) afin de calculer la valeur (θ) qui permet d'avoir Pa maximum.

En application de la méthode de Coulomb :

➤ Pour l'état active

La résultante des pressions des terres $P_a = 1/2 \cdot K_{ayh} \cdot \gamma \cdot H^2$

Avec :

$$k_{ayh} = \frac{\cos(\varphi + \lambda)^2}{\cos^2(\lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta_a) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2}$$

K_{ayh} : Coefficient des pressions des terres actives dues au poids des terres.

- Pour l'état passif :

La résultante des pressions des terres passives est le minimum de $P(\theta)$. Elle est

donnée par :
$$P_p = 1/2 \cdot K_{pyh} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Avec :
$$k_{pyh} = \frac{\cos(\varphi - \lambda)^2}{\cos \lambda^2 \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_p) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta_p) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2}$$

K_{pyh} : Coefficient des pressions des terres passives dues au poids des terres.

- Dans le cas général d'un sol (c, φ) supportant une surcharge (q),

- La force de poussée active est donnée par :

$$P_a = 1/2 \cdot K_{ayh} \cdot \gamma \cdot H^2 + K_{aq} \cdot q \cdot H - K_{ac} \cdot C \cdot H$$

Avec :

K_{aq} : coefficients des pressions des terres actives due à la surcharge

K_{ac} : coefficients des pressions des terres actives due à la cohésion

- La force de poussée passive est donnée par :

$$P_p = 1/2 \cdot K_{pyh} \cdot \gamma \cdot H^2 + K_{pq} \cdot q \cdot H + K_{pc} \cdot C \cdot H$$

Avec :

K_{pq} : coefficients des pressions des terres passive due à la surcharge

K_{pc} : coefficients des pressions des terres passive due à la cohésion

Remarques :

- La méthode de Coulomb, qui suppose des plans de rupture, n'est pas applicable dans le cas de la butée pour laquelle les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans.
- La méthode de Coulomb donne des résultats acceptables pour le calcul de la poussée de sols sans cohésion, spécialement si δ , λ et β sont positifs. Par contre elle n'indique pas la répartition des contraintes le long de l'écran. La méthode de Coulomb ne permet donc pas de déterminer le point d'application de la force F_a [19]

III.2.2. METHODE DE RANKINE :

La méthode de Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact de l'écran [19].

L' hypothèse qui consiste à prendre les valeurs de la contrainte verticale égale à $(\gamma \cdot z)$ (γ est le poids volumique du sol et (z) la profondeur) est d' autant plus inexacte que le frottement est moins négligeable. En ce qui concerne les schémas de Rankine, les directions de glissement ont une orientation fixe dans tout le milieu. Il en résulte que les lignes de glissement sont des droites, seules lignes dont la tangente est parallèle en tout point à direction fixe (équilibre rectiligne). Ainsi, le réseau des lignes de glissement est formé de deux familles de droites parallèles faisant un angle de $\theta = (\pi / 4 \pm \phi / 2)$ entre elles [2].

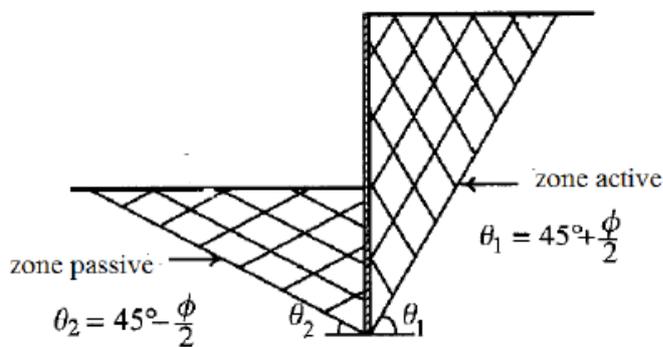


Figure. III.3 : Modèle de Rankine

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

Les contraintes de poussée et de butée qui s'exercent sur le mur sont :

- Pour un sol pulvérulent :

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v$$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v$$

K_a et K_p s'appliquent sur les contraintes effectives.

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

Avec :

- coefficient de poussée : $K_a = \text{tg}^2 (\pi / 4 - \phi / 2)$

- coefficient de butée : $K_p = \text{tg}^2 (\pi / 4 + \phi / 2)$

- Prise en compte de la cohésion :

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

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

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v - 2C' \cdot K_a^{(1/2)}$$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v + 2C' \cdot K_p^{(1/2)}$$

III.2.3. METHODE 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 III.4.) [16].

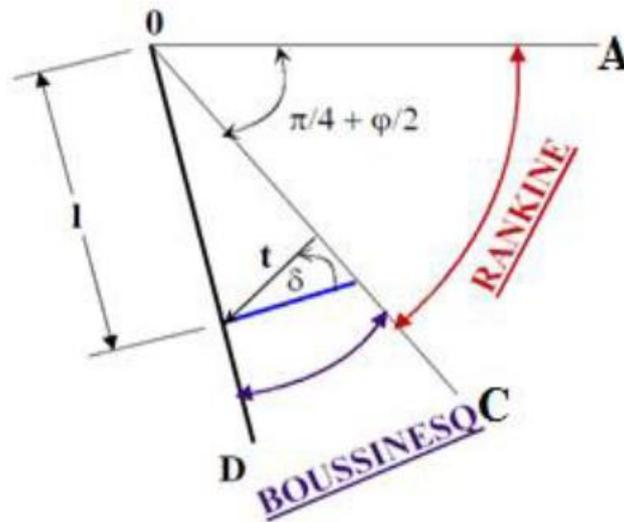


Figure III.4. L'équilibre Rankine-Boussinesq

Ce massif est décomposé en deux parties séparées par un plan de glissement (OC sur la figure III.5) tel que dans la zone OAC le sol soit en équilibre de Rankine et dans la zone ODC en équilibre de Boussinesq. Mathématiquement, le problème revient à chercher une solution aux équations différentielles d'équilibre de Boussinesq qui satisfasse aux conditions aux limites suivantes [01] :

- raccordement sur OD aux conditions d'orientation de la contrainte
- raccordement sur OC aux conditions de l'équilibre de Rankine

En effet, les coefficients de poussée et de butée limite sont déterminés à partir des tables existant dans la littérature. La méthode est adaptée aussi bien aux sols pulvérulents qu'aux sols cohérents à travers le théorème des états correspondants de Caquot. La rugosité de l'écran est prise en compte. Le déplacement relatif entre l'écran et le sol est considéré, et par conséquent l'inclinaison de la contrainte sur l'écran est introduite et la répartition des contraintes sur l'écran est supposée triangulaire.

Cette méthode nous permet de remplacer un milieu cohérent par un milieu pulvérulent de même forme et de même angle de frottement interne en acceptant certaines conditions particulières [02].

III.2.4. METHODE DE BLUM

Blum (1931) a développé une méthode qui porte son nom.

Delattre (2001) indique que « Pour un écran de soutènement ancré en tête par une nappe de tirants, Blum analyse, pour différentes longueurs de fiche, les distributions des pressions sur l'ouvrage, des moments fléchissant et des déplacements horizontaux de l'ouvrage. Cette analyse montre que la déformée de l'écran présente un point d'inflexion pour les points de moment nul, de même que la courbe des moments pour les points de pression nulle. La pression des terres mobilisées est donc liée au déplacement latéral de l'écran. Cette analyse permet à Blum d'observer que les ouvrages qui présentent une fiche courte seront simplement butés par le sol et que l'augmentation de la fiche conduit à la mobilisation d'un encastrement dans le sol (Figure II.11). »

Blum observe que, pour les écrans encastrés, le point de moment fléchissant nul est relativement proche du point de pression résultante nulle. Il propose, en conséquence, de conduire le calcul en considérant que le moment fléchissant est nul au point de pression nulle (« chargement approché » dit de la « poutre équivalente ») [01].

La Figure III.5 présente la méthode proposée par Blum :

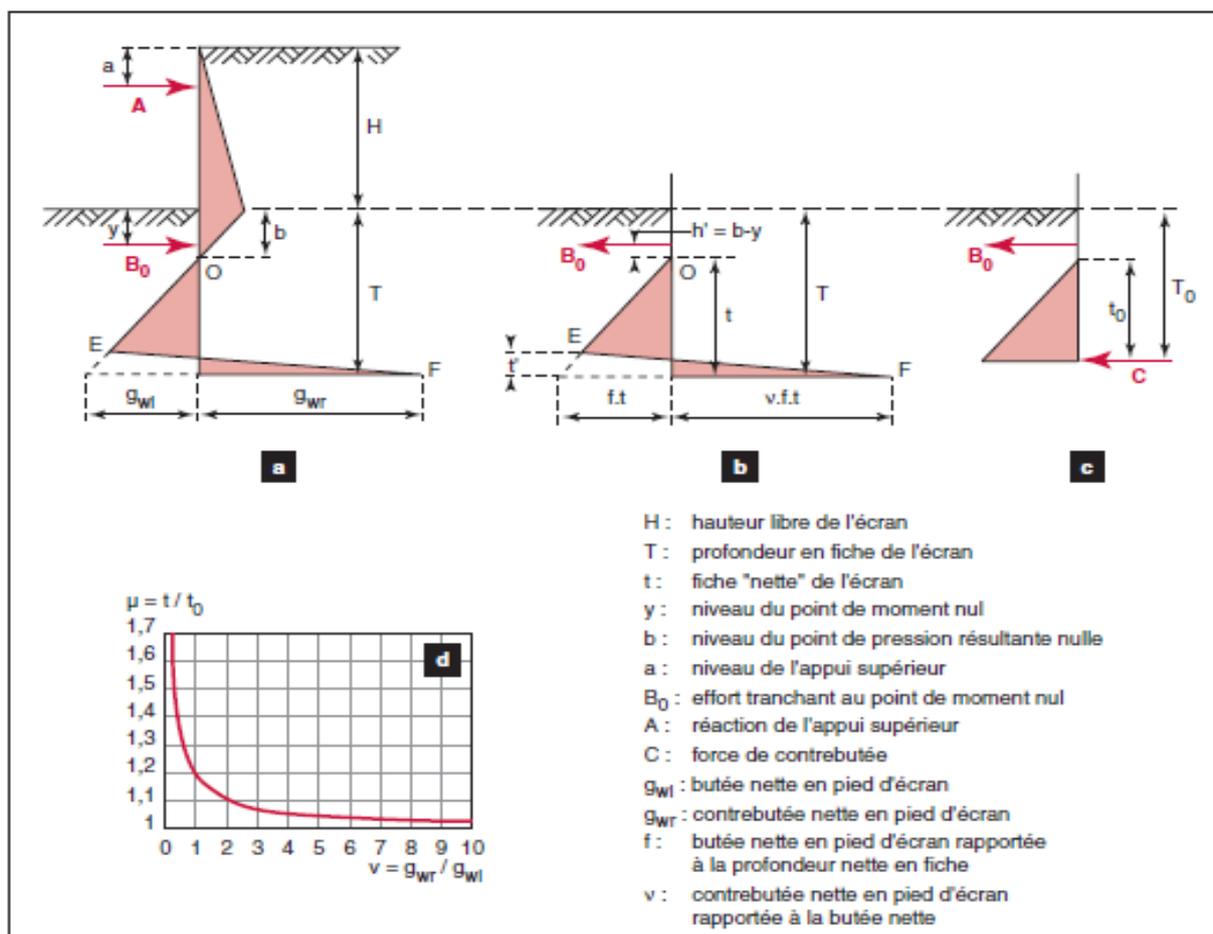


Figure III.5 - Méthode de Blum de calcul des écrans ancrés.

- Distribution résultante des pressions du sol sur un écran ancré et encastré en fiche.
- Chargement « approché », pour la partie en fiche.
- Chargement « idéalisé ».
- Rapport des fiches obtenues pour les chargements b et c.

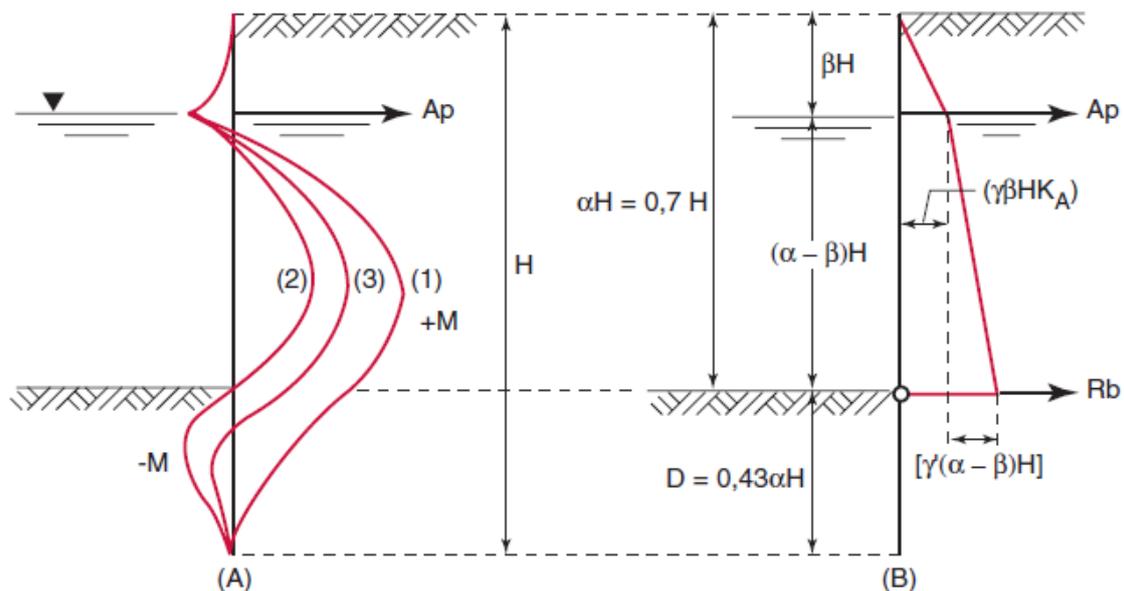
III.2.5. METHODE DE TSCHEBOTARIOFF :

Les travaux menés par Tschebotarioff entre 1941 et 1949 ont essentiellement consisté en des essais, menés sur des modèles réduits d'écrans de soutènement (Tschebotarioff, 1948). Ces essais portaient notamment sur des écrans souples fichés sur 30 % de leur hauteur totale dans des sables moyennement denses à denses et maintenus en tête par un dispositif d'appui. Les principaux résultats obtenus concernent, d'une part, la distribution des pressions appliquées à l'écran par les terres soutenues et, d'autre part, la distribution des pressions en fiche de l'écran, et ceci pour différentes phases de remblaiement ou d'excavation du soutènement [18].

Pour les longueurs de fiche expérimentées, les résultats obtenus par Tschebotarioff confirment les hypothèses faites par Blum. Ainsi, on observe bien un encastrement de l'écran dans le sol, résultant d'une forte mobilisation de la butée dans la partie supérieure de la fiche et d'une contrebutée en partie inférieure.

Cet encastrement se traduit par un point de moment fléchissant nul qui coïncide davantage avec le niveau du fond de fouille qu'avec le niveau du point de pression résultante nulle (hypothèse de Blum). Ce dernier résultat conduit Tschebotarioff à proposer une nouvelle méthode de dimensionnement des écrans souples ancrés en tête et encastés dans du sable, fondée sur les deux principes [2].

- d'une fiche égale à 30 % de la hauteur totale ;
- d'une articulation de l'écran au niveau du fond de la fouille .



- H : hauteur totale de l'écran
- γ : poids volumique du sol
- K_A : coefficient de poussée du sol
- Ap : réaction de l'appui supérieur
- Rb : effort tranchant au niveau du fond de la fouille
- (1), (2), (3) : courbes des moments suivant différentes hypothèses d'encastrement de l'écran

Figure III.6 - Influence du degré d'encastrement de l'écran sur la distribution des moments fléchissants (A) et schéma de principe de la méthode proposée par Tschebotarioff (B), correspondant à la distribution (2) de moments fléchissants.

III.2.6. METHODE DE ROWE :

Par une série d'essais réalisés sur modèles réduits avec des matériaux de différentes densités relatives (graviers, sable, cendres, copeaux de bois), Rowe (1952) s'est attaché à analyser plus en détail le phénomène d'encastrement des écrans souples ancrés en tête. Ses résultats confirment que compte tenu de la mobilisation d'un encastrement en fiche, les sollicitations (moment fléchissant maximal, réaction d'appui) dans un écran souple sont plus faibles que dans un écran parfaitement rigide (méthode de la butée simple). Rowe montre également que, pour des écrans dont la fiche est égale à 30 % environ de la hauteur totale, la réduction de sollicitation est principalement fonction de la flexibilité de l'écran et de la densité relative du sol et quasiment indépendante de facteurs comme l'angle de frottement, le poids volumique du sol, la présence d'une surcharge à l'arrière de l'écran et le niveau d'ancrage en tête d'écran [01].

Rowe (1952) en déduit une nouvelle méthode de calcul des écrans encastrés. Cette méthode procède, en premier lieu, d'un calcul en butée simple, modifié pour tenir compte de la mobilisation d'une force de cisaillement en pied (fig.III.7) [9].

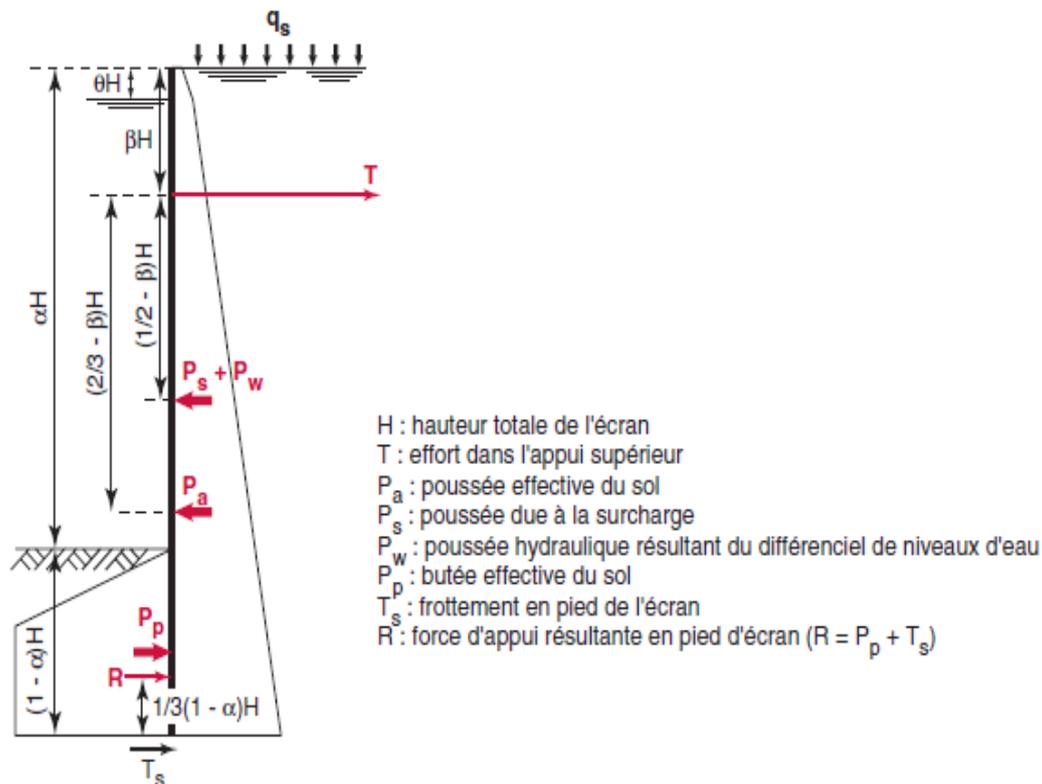


Figure III.7 - Diagramme de chargement adopté par Rowe pour le calcul en butée simple[9].

Les sollicitations ainsi déterminées sont ensuite corrigées, à l'aide d'abaques résultant des essais (fig.III.8), pour tenir compte de la flexibilité de l'écran et de l'état de densité du sol [9].

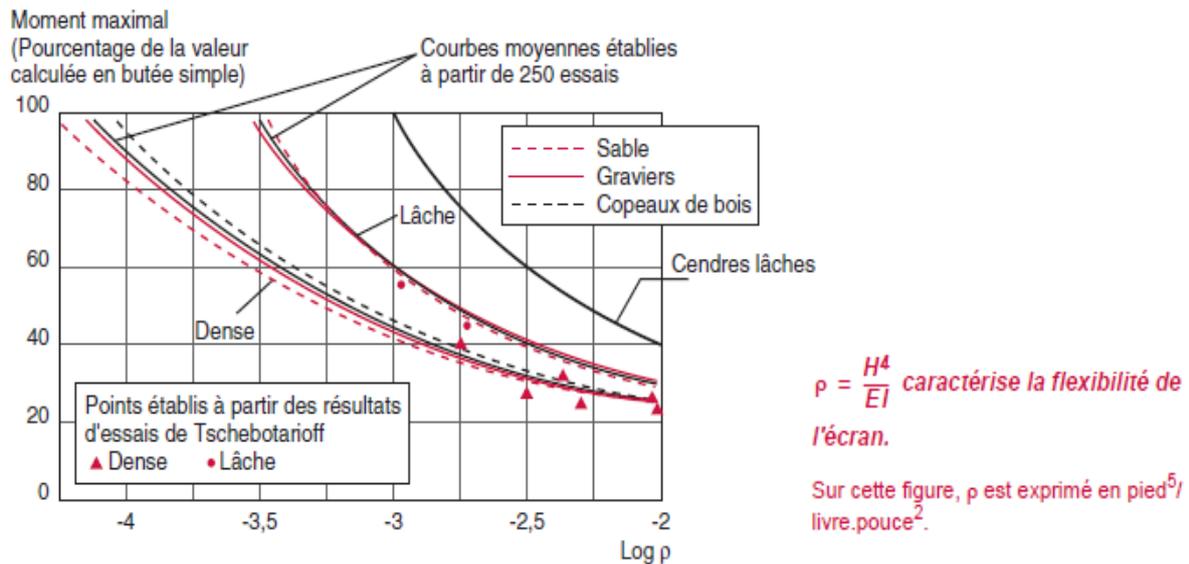


Figure III.8- Résultats expérimentaux obtenus par Rowe (1952) [9].

III.3. METHODE DU COEFFICIENT DE REACTION (METHODE ELASTOPLASTIQUE) :

La méthode du module de réaction, ou modèle de Winkler ou encore méthode des ressorts indépendants, est un modèle d'interaction sol-structure pour lequel la réaction exercée par le sol en un point (P) est directement proportionnelle au déplacement de ce point (fig.III.9 a) [21]:

$$P = Ky$$

Le module de réaction k est traditionnellement pris indépendant de la valeur du déplacement y et, le plus souvent, constant sur toute l'épaisseur d'une même couche de sol

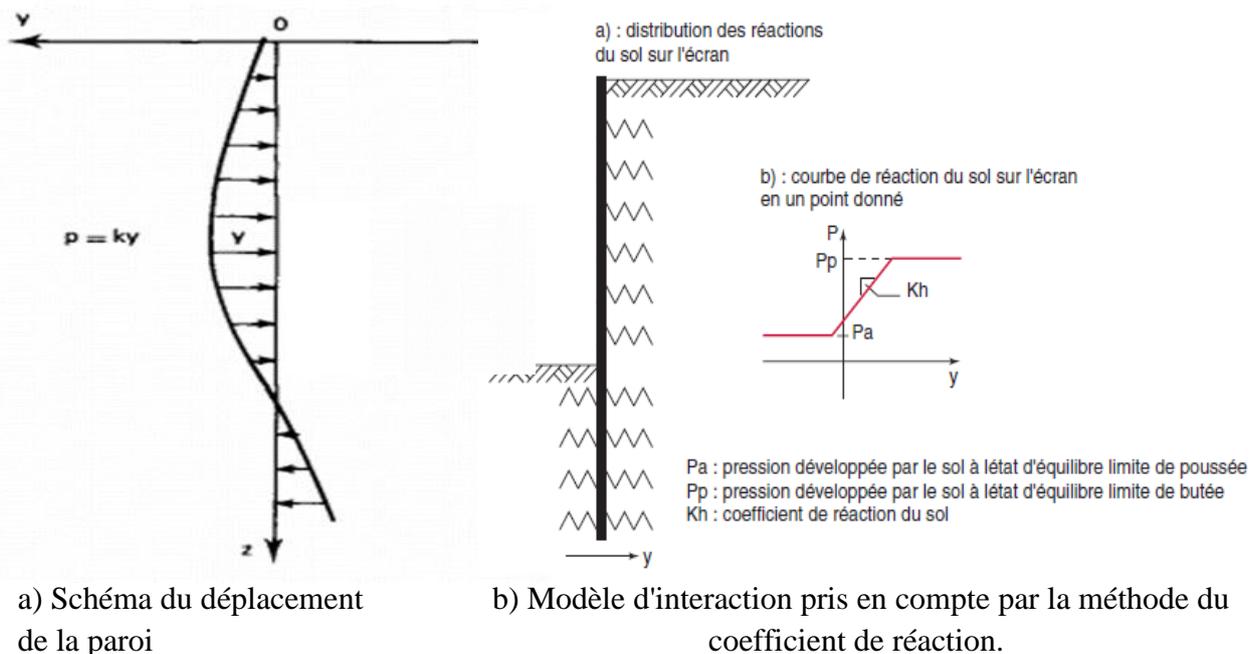


Figure. III.9 : Méthode du module de réaction

La méthode du coefficient de réaction considère une loi reliant la pression exercée par le sol sur le rideau aux déformations du rideau. En effet, contrairement aux méthodes classiques, on introduit dans ce modèle de calcul, une loi d'interaction entre le sol et la structure pour laquelle des supports expérimentaux

La schématisation retenue dans la méthode revient à assimiler l'action du sol situé au contact de l'écran à celle d'un ensemble de ressorts horizontaux indépendants et d'une certaine raideur (Fig. III.9 b).

L'écran est représenté par une poutre élastique d'un certain module d'élasticité. Cette méthode nous permet également de prendre en compte l'effet, des phases de sollicitations antérieures.

Pour le calcul des écrans de soutènement, Terzaghi (1955) proposa de considérer un coefficient croissant de façon linéaire avec la profondeur dans le cas d'ouvrages fondés sur du sable et un coefficient de réaction constant dans le cas des argiles raides. Par ailleurs,

Terzaghi montra que le coefficient de réaction est d'autant plus faible que le terrain se trouve sollicité sur une surface de grande dimension et que la raideur de ce dernier est faible [2].

Cette analyse conduisit Terzaghi à exprimer le coefficient de réaction sous la forme :

Dans le cas des sables et sous la forme : $K_h = I_h \cdot (Z/D)$

Dans le cas des argiles raides : $K_h = k_{hl} \cdot (1/D)$

Avec :

- Z : le niveau considéré de la fiche
- D : la « longueur sollicitante », dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et du mode de fonctionnement de l'ouvrage
- I_h : une constante caractérisant les sables, compte tenu de leurs états de densité et de la présence d'une nappe d'eau
- k_{hl} : une constante caractérisant les argiles compte tenu de leur consistance.

La contribution de Ménard fait appel à la théorie établie par Ménard et Rousseau (1962) * pour le calcul du tassement des fondations superficielles à partir de considérations basées sur la théorie de l'élasticité et d'ajustements empiriques. La transposition des résultats obtenus à la réaction opposée par le sol à la mobilisation en fiche de l'écran conduit à exprimer le coefficient de réaction sous la forme (Ménard et Rousseau, 1962 ; Ménard et al., 1964) [20]:

$$k_h = \frac{E_M}{\frac{\alpha a}{2} + 0,133(9a)^\alpha}$$

Avec :

- E_M : désigne le module pressiométrique du sol,
- a : la « longueur sollicitante », dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et du mode de fonctionnement de l'ouvrage,
- α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol.

Schmitt (1995) a démontré, pour des valeurs du paramètre a supérieures à 2 m, que la formule de Ménard est quasiment équivalente à la relation suivante :

$$K_h = 2.10 * \frac{E_M^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}}$$

Le suivi d'ouvrages réels a permis à Schmitt de formuler une expression de (a) reliée aux caractéristiques de la paroi et définie comme suit :

$$a = \min\left[\frac{2}{3} \text{ fiche} ; 1.7 \left(EI \frac{\alpha}{E_m}\right)^{0.33}\right]$$

Une nouvelle méthode a été proposée par Chadeisson dans les années 1970. Cette formulation, qui s'applique principalement aux soutènements réalisés en paroi moulée, s'affranchit de l'utilisation de la fiche et est reliée uniquement aux paramètres du critère de Mohr-Coulomb que sont la cohésion et l'angle de frottement en conditions drainées notées respectivement C' et φ' .

La formulation de Chadeisson se présente sous la forme d'un abaque (Fig. III.10) et est basée sur les retours d'expériences de différents chantiers instrumentés. Cet abaque a été publié par Monnet [2].

Abaque de Chadeisson

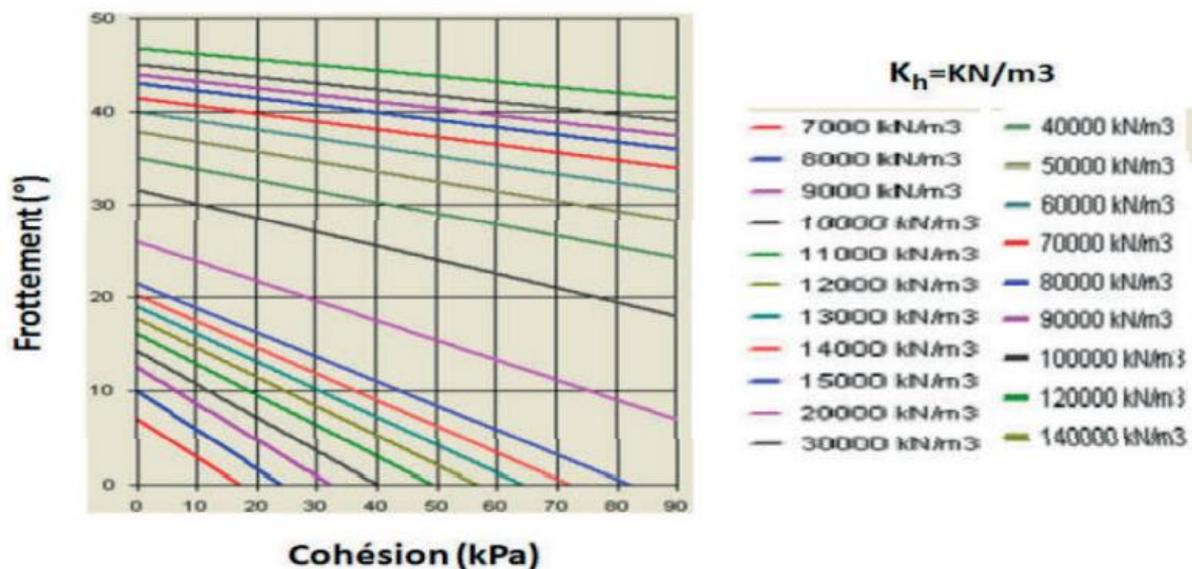


Figure. III.10 Abaques de Chadeisson (tiré du manuel d'utilisation de K-Rea)

III.4. METHODE NUMERIQUE (ELEMENTS FINIS) :

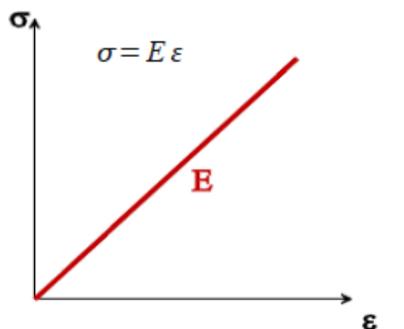
La méthode aux éléments finis est un outil très général dont le principe est de relier les contraintes aux déformations au travers de lois de comportement. Pour ce faire le modèle étudié est découpé en éléments (on parle de maillage) sur lesquels s'appliquent les contraintes ou les déplacements [1]. L'utilisation de la méthode des éléments finis pour le calcul géotechnique et plus précisément pour les soutènements datent du début des années 1970. Toutefois, leur utilisation de manière plus intensive dans les bureaux d'études pour le calcul de soutènements n'a vraiment débuté que dans les années 1990 avec le développement de l'informatique nécessaire à l'utilisation de la méthode des éléments finis.

Le recours à cette méthode pour le dimensionnement de parois de soutènement dans les projets classiques reste toutefois limité dans la mesure où la méthode au coefficient de réaction lui est souvent privilégiée du fait de sa plus grande simplicité d'utilisation (moins de données nécessaires, modélisation plus rapide. Les principes généraux de modélisation concernent uniquement les points suivants [2].

➤ 1. Le comportement du sol :

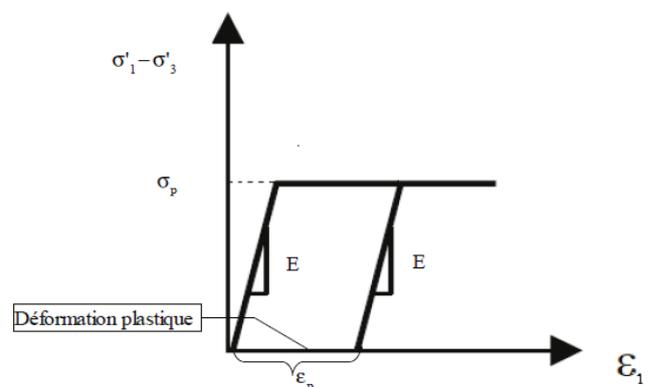
Dans la méthode aux éléments finis, les principales lois de comportement du sol (reliant déplacements et contraintes) sont les suivantes :

- les lois de comportement élastique linéaire (Fig. III.11)
- les lois élastique-parfaitement plastiques (Fig. III.12)
- Les lois élasto-plastique avec écoulement (Cam-Clay)
- les lois de comportement hyperbolique



σ : la contrainte appliquée au matériau
 E : le module de Young
 ε : la déformation du matériau

Figure III.11 : loi de comportement élastique linéaire



σ'_1 : contrainte verticale principale
 σ'_3 ; contrainte horizontale principale

Figure III.12 : loi de comportement élastique-Parfaitement plastiques

➤ 2. La définition de l'état de contrainte initiale :

La définition de l'état de contrainte initiale constitue l'une des étapes du calcul aux éléments finis. Pour définir l'état des contraintes initiales on considère le plus souvent que les contraintes verticales égales au poids des terrains et que les contraintes horizontales sont reliées aux contraintes verticales par le biais du coefficient de pression latérale des terres au repos k_0 ;

la formule empirique de Jacky : $K_0 = 1 - \sin \varphi'$

la formule de Mayne et Kulhawy : $K_0 = (1 - \sin \varphi') (R_{sc})^{\sin \varphi'}$

- R_{sc} : taux de surconsolidation
- φ' : L'angle de frottement interne du matériau

➤ 3. La modélisation de l'écran

➤ 4. La modélisation de l'interface sol-structure,

➤ 5. Le phasage des opérations et la conduite du calcul.

La modélisation par éléments finis permet de ne pas se limiter uniquement aux sollicitations de la paroi (comme c'est le cas pour le calcul au coefficient de réaction) mais de considérer également le comportement du terrain autour de celle-ci (aussi bien côté excavé que côté soutenu). La plus grande variété de modèles de terrains disponibles ainsi que la prise en compte de la géométrie du problème rendent ce type de calcul intéressant pour le dimensionnement de parois pour des projets complexes.

Toutefois, l'utilisation de conditions aux limites, de modèles de terrain inadaptés ou une mauvaise modélisation de l'interface sol/paroi peuvent conduire à des résultats contradictoires avec les observations d'ouvrages réels.

III.5. LES METHODES EMPIRIQUES ET SEMI-EMPIRIQUES :

D'après Delattre et Marten (2003), « le développement de la technique des écrans de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées, parois composites) éventuellement associés à des appuis (butons et tirants passifs ou précontraints) va remettre en cause les réponses apportées par Coulomb, Rankine et Boussinesq. En effet ces méthodes classiques basées sur un modèle rigide plastique du sol qui est adapté à la cinématique de rupture par déversement des ouvrages de soutènement de type poids, se révèlent insuffisantes pour appréhender la cinématique des écrans de soutènement qui est beaucoup plus complexe. Deux facteurs principaux expliquent cette complexité au regard des ouvrages poids [1] :

- l'observation montre une redistribution de la poussée entre les niveaux des différents appuis que l'on appelle plus communément l'effet voûte
- une cinématique de rupture qui s'éloigne du déversement (rotation en pied) lorsqu'un appui est présent en tête du soutènement

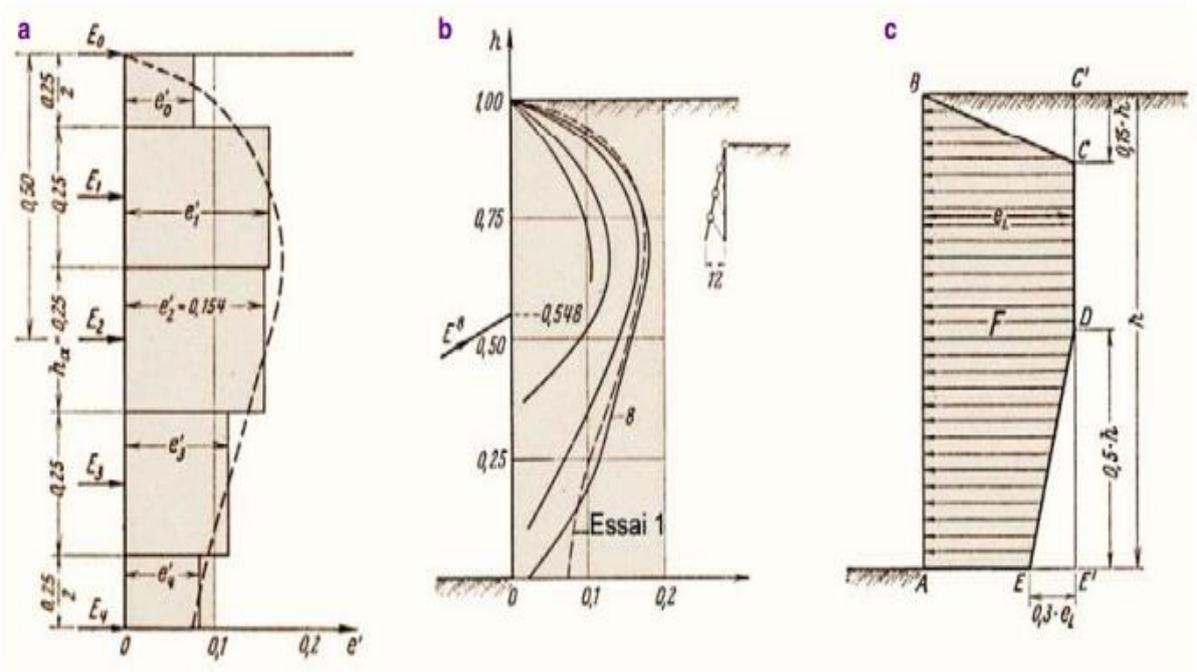
L'absence de la puissance de calcul informatique explique pourquoi des solutions empiriques et semi-empiriques ont été proposées pour prendre en compte ces différentes formes de l'interaction sol-structure. »

III.5.1. L'ECOLE ALLEMANDE

En 1942 Lehmann, un ingénieur allemand, étudie la question de la répartition de la poussée dans des sables lorsque l'on observe une rotation en tête de l'écran. Pour ce faire il réalise un dispositif comprenant :

- une boîte fermée en verre lui permettant d'observer le comportement du massif et de l'écran tout au long de l'essai
- un écran constitué de quatre parties articulées par des charnières (de façon similaire à ce qu'avait fait Stroyer en 1935)
- des ressorts simulant le rôle des butons

Sur la base des efforts repris par les ressorts, du déplacement de l'écran, de son centre de rotation, du frottement du mur et des effets « parasites » que constitue le frottement sol-vitre, Lehmann a réussi à tracer la répartition de la poussée sur l'écran. Ce résultat le conduisit à proposer une méthode semi-empirique consistant à calculer la force de poussée par la méthode de Coulomb et à la répartir à l'aide d'une ligne enveloppant les résultats trouvés durant les essais (Fig. III.13) [1].



E_j : forces dans les butons
 e_j : pression répartie
 e' : pression relative $e' = E / (\gamma \cdot b \cdot h_a)$
 h_a : hauteur de la zone d'influence d'un buton
 b : largeur de la zone d'influence ($b = 1$ m)

γ : poids volumique du sol
 h : hauteur libre de l'écran
 F : poussée de terres d'après Coulomb
 e_L : pression maximale du trapèze d'après Lehmann

- a) Forces des butons E_0 à E_4 pour un déplacement de 14 mm.
- b) Résultats de l'essai avec une rotation par paliers de l'écran (max. = 12 mm).
- c) Proposition de redistribution de la poussée.

Figure III.13 : Essais sur modèles réduits de Lehmann [1942].

III.5 .2. L'ECOLE AMERICAINE :

En 1967, Terzaghi et Peck avaient établi des diagrammes enveloppes donnant les poussées maximales se manifestant aux différents niveaux pendant les phases de terrassement. Ces diagrammes avaient été établis empiriquement à partir d'observations et de mesures faites sur des chantiers, pour trois types de sols [18]

Les sables, milieux sans cohésion. Le diagramme-enveloppe est alors rectangulaire et a une largeur :

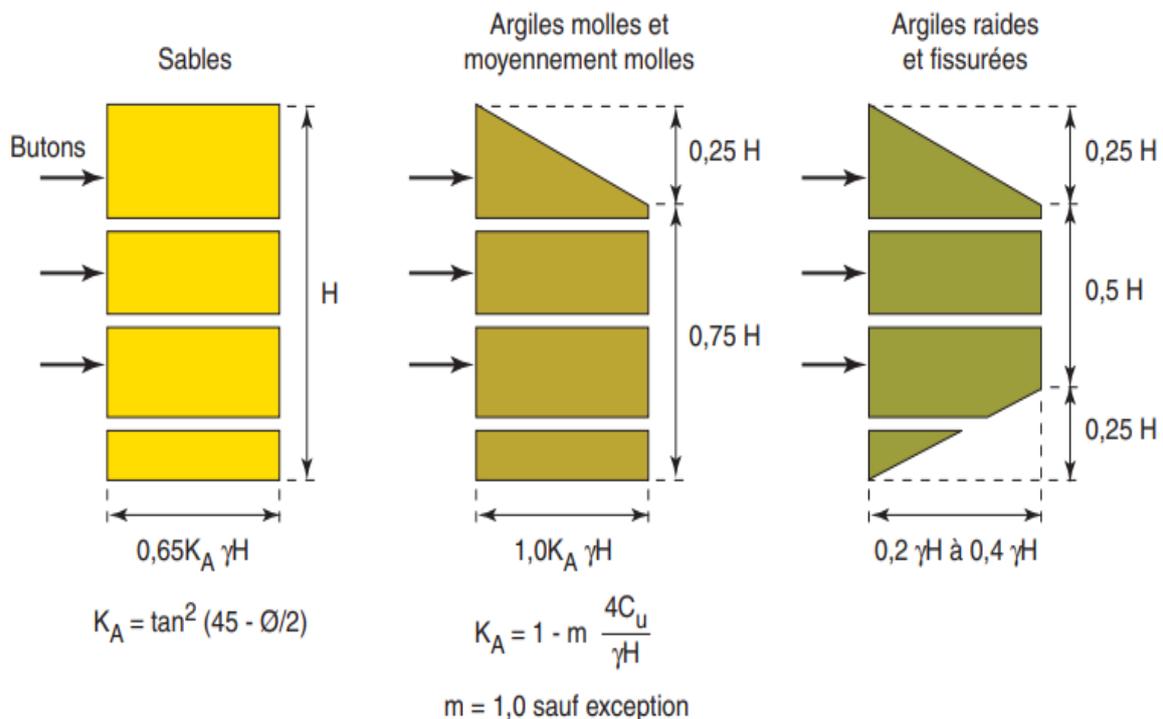
$$\sigma = 0.65 k_{ayh}$$

Les argiles. Molles à moyennes, milieux cohérents. On a un diagramme trapézoïdal dont la largeur est :

$$\sigma = (1-m \cdot 4C/\gamma h) \cdot \gamma h$$

Les argiles raides fissurées. Le diagrammes-enveloppe est trapézoïdal et a une largeur :

$$\sigma = n \cdot \gamma h \quad n \text{ variant de } 0.2 \text{ à } 0.4$$



γ : désigne le poids volumique du terrain soutenu
 et m : un coefficient empirique de réduction de la cohésion non drainé prenant la valeur 1 à l'exception du cas ou la fouille intéresse des argiles normalement consolidées et est caractérisée par un indice $\gamma h/c_u > 4$
 Le coefficient m peut alors prendre une valeur égale à 0.4

Figure III.14 : Diagrammes des pressions à considérer pour le dimensionnement des blindages des fouilles, d'après Terzaghi et Peck

Ces méthodes théoriques de calcul des ouvrages de soutènement ont longtemps été incapables de prédire les déformations à attendre en situation de service et l'ingénieur devait se contenter des ordres de grandeur tirés de l'observation du comportement des ouvrages réels : cette démarche empirique est cependant longtemps restée très fruste.

III.6. METHODES DE CALCUL DE L'ETAT LIMITE ULTIME :

Fondées sur des théories de plasticité.

Plusieurs méthodes permettent de calculer les écrans de soutènements à l'état limite ultime

- _ Où l'écran n'est pas ancré en tête, mais résiste uniquement par un bon encastrement dans le sol de fondation (autostables)
 - _ travaux de Brinch Hansen (1953).
- _ Où le rideau est ancré en tête et simplement buté en pied
 - _ travaux de Brinch Hansen (1953).

III.6.1. ÉCRANS NON ANCRES (AUTOSTABLES)

La stabilité d'écran est assurée uniquement par les réactions du sol sur la partie enterrée que l'on appelle la fiche, c'est le cas de la plupart des batardeaux.

La théorie classique considère que le rideau pivote autour d'un axe situé au-dessus de son extrémité inférieure (Fig. III.15) [18].

- À partir du sommet du rideau et jusqu' au voisinage de l'axe de rotation, la distribution des contraintes est de boussinesq.
- À partir de l'axe de rotation, la contrainte à droite augmente brusquement du fait de la contre-butée, mais à gauche au contraire elle tend assez vite vers zéro.

Le calcul est fait sur la base des hypothèses simplificatrices suivantes (fig. III .16) [23] :

- Les efforts appliqués au rideau au-dessus de l'axe de rotation correspondent à la poussée et à la butée maximales données par les théories classiques ;
- La hauteur sur laquelle s'exerce les efforts de contre-butée est égale à 20 % de la hauteur de butée f_0
- Les efforts de contre-butée peuvent être remplacés par une force C appliquée au niveau du centre de rotation O.

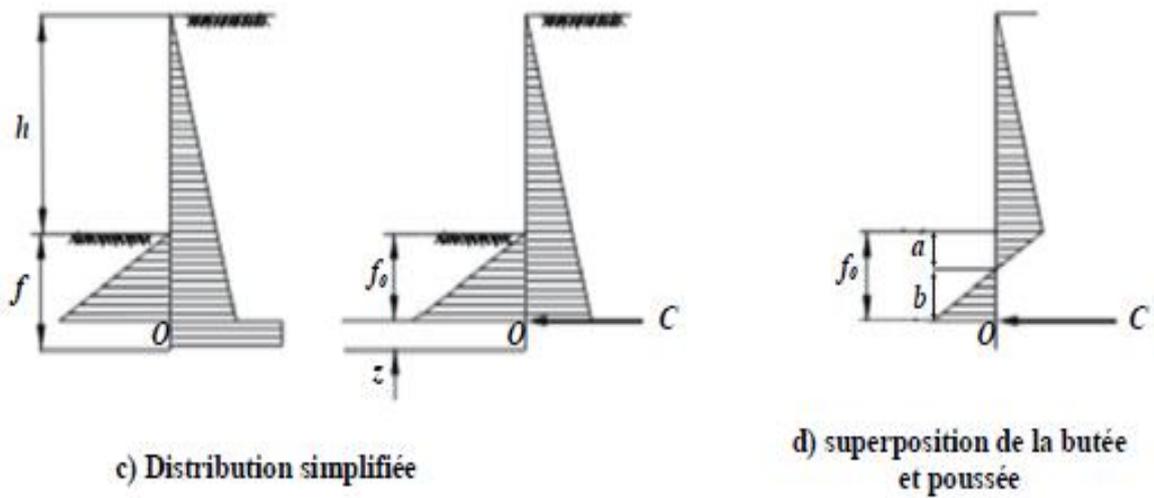
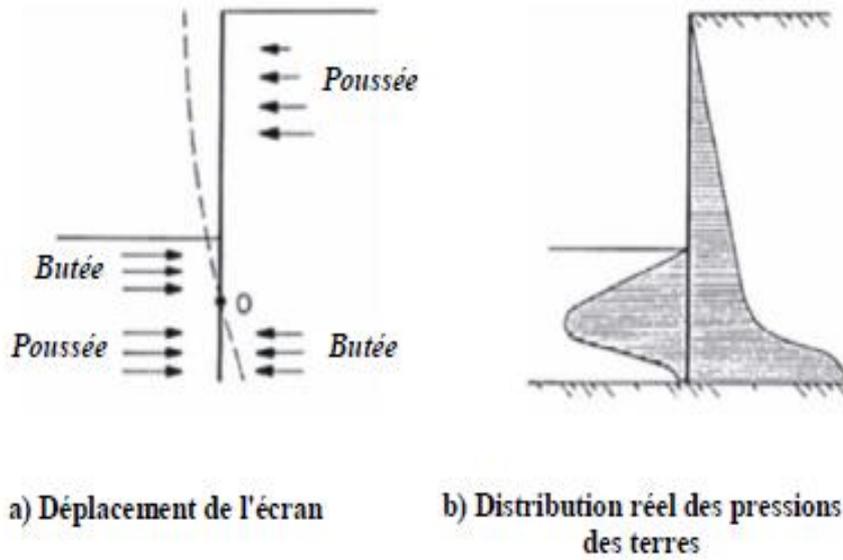


Figure III.15 : distribution des contraintes sur un mur de soutènement

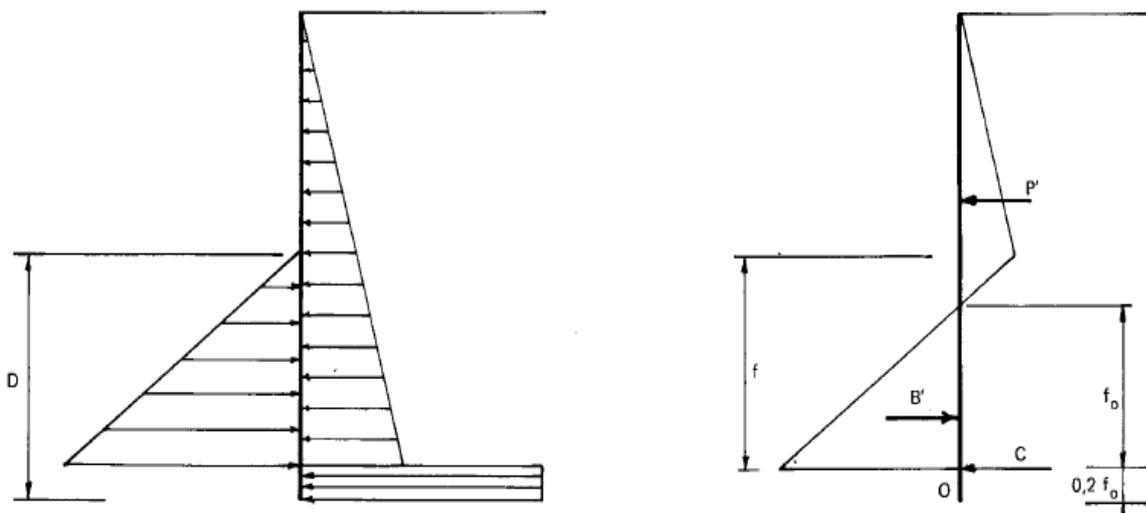


Figure III.16 : Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré [23].

Les deux inconnues du problème sont alors f_0 et C

f_0 est déterminé en écrivant l'équilibre des moments autour du point O : on obtient une équation du troisième degré en f_0 .

- La fiche du rideau est alors $D = f + 0,2 f_0$. Donc : $D = 1.2f_0$
- la contre-butée C s'obtient par la différence des forces de butée et de poussée.
- Pour tenir compte d'un coefficient de sécurité par rapport à l'équilibre limite ainsi calculé, on considère que la butée n'est pas totalement mobilisée. ce qui, dans les
- Calculs, conduit à remplacer K_p par K_p/F_s tel que : ($F_s = 1.5 \div 2$).
- Il est alors possible de déterminer la valeur maximale du moment fléchissant dans l'écran à partir du diagramme des pressions de terres, ainsi le module de résistance a partir de l'expression :

$$W = M_{\max} / \sigma'_a$$

σ'_a : la contrainte admissible dans l'acier

Qui permet de choisir le type de palplanche ou l'épaisseur et le ferrailage de la paroi moulée.

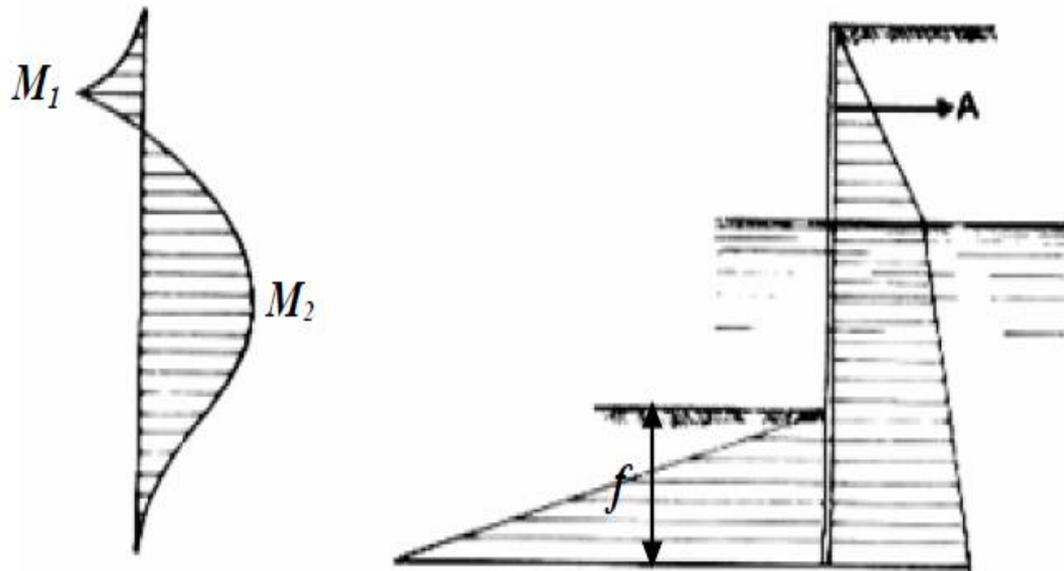
III.6.2. ECRANS ANCRES

III.6.2.1. ECRANS SIMPLEMENT BUTES EN PIED (LA METHODE DE LA BUTEE SIMPLE)

Cette méthode est basée sur l'hypothèse que le sol dans la partie inférieure de l'écran est incapable de produire des pressions passives nécessaires pour induire les moments négatives (contre-butée) (Fig.III.17) [18].

On suppose que le mur est rigide et aucun point de pivote n'existe au-dessous du fond de fouille c.-à-d., aucune résistance passive ne se développe derrière le mur. Les pressions des terres peuvent être calculées d'après la théorie de Coulomb ou d'autres méthode (Rankine, Caquot/Kerisel.).

Avec ces hypothèses le calcul devient un problème isostatique comportant 2 inconnues la fiche f et l'effort d'ancrage A .



a- Moments fléchissants

b- Diagramme des contraintes simplifiée

Figure III.17 : Rideau simplement buté en pied

La figure.2.4 montre que le moment fléchissant maximal se produit le plus souvent vers le bas de la partie libre de la palplanche (moment M_2). Pour ce qui concerne la méthode de la butée simple, deux variants ont été utilisées :

- La première consiste à effacer la butée limite qui s'exerce sur la face externe de l'écran, d'un coefficient de sécurité $F_s=2$ et à retenir pour le dimensionnement les valeurs de la fiche f , du moment fléchissant maximal M_{\max} et de la réaction d'appui A ainsi obtenues; cette variante n'est applicable en toute rigueur que dans le cas des écrans parfaitement rigides et conduit à une surestimation de M_{\max} et de A pour les écrans présentant une certaine souplesse.
- Le seconde consiste à effectuer un calcul à l'état limite sans minoration de la butée limite ($F_s=1$) et à retenir pour le dimensionnement les valeurs du moment fléchissant maximal M_{\max} et la réaction d'appui A ainsi obtenues ; la sécurité sur la fiche est obtenue

En la majorant; ainsi dans le cas des sols purement frottants, la fiche correspondant à l'équilibre limite est multipliée par $\sqrt{2}$.

III.6.2.3. MURS ANCRES ENCASTRES EN PIED.

Le calcul des murs encastrés en pied a quelque analogie avec celui des murs sans ancrages (un mur sans ancrage est forcément encastré en pied). On utilise pour le calcul des rideaux ancrés la même distribution de contraintes que pour les murs sans ancrage avec les mêmes simplifications.

On se trouve maintenant en face d'un problème hyperstatique puisqu'il y a trois inconnues : la fiche f , l'effort d'ancrage A et la contre-butée C (Fig.III.18) [18].

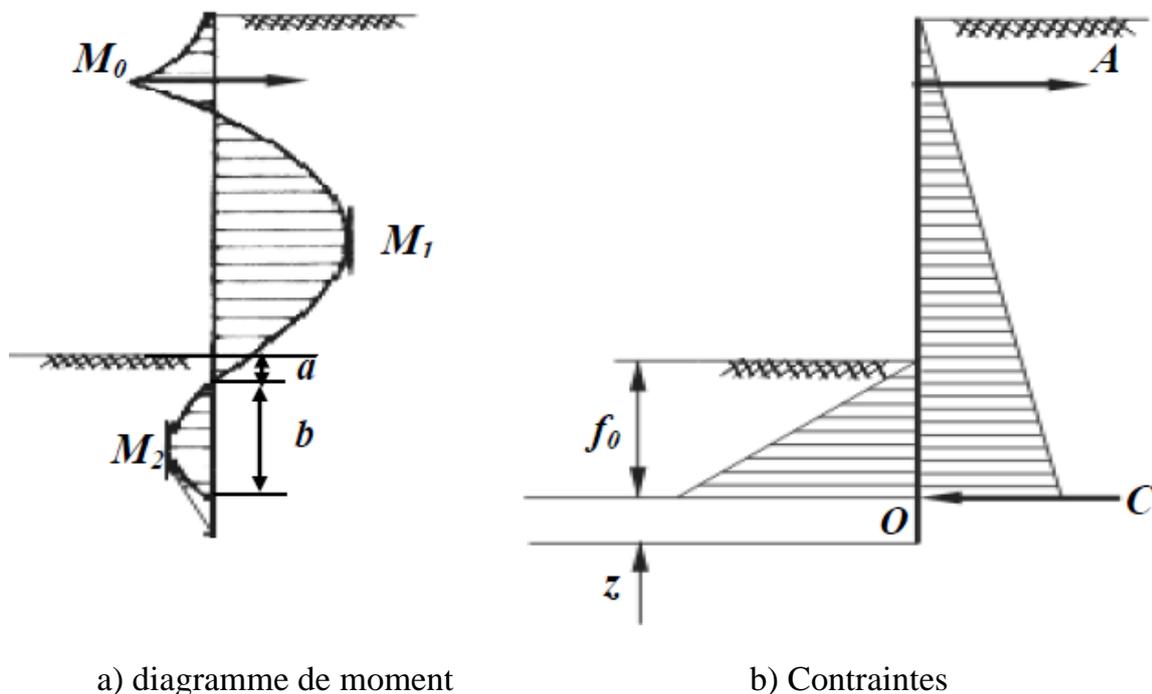


Figure III.18 : Schéma statique d'un écran ancré encastré en pied

III.6.3. TRAVAUX DE BRINCH HANSEN (1953)

Brinch Hansen propose en 1953 une méthode générale, systématique et innovante pour évaluer l'intensité et la distribution des pressions des terres contre une paroi de soutènement en tenant compte de la cinématique de rupture du système sol-structure [02].

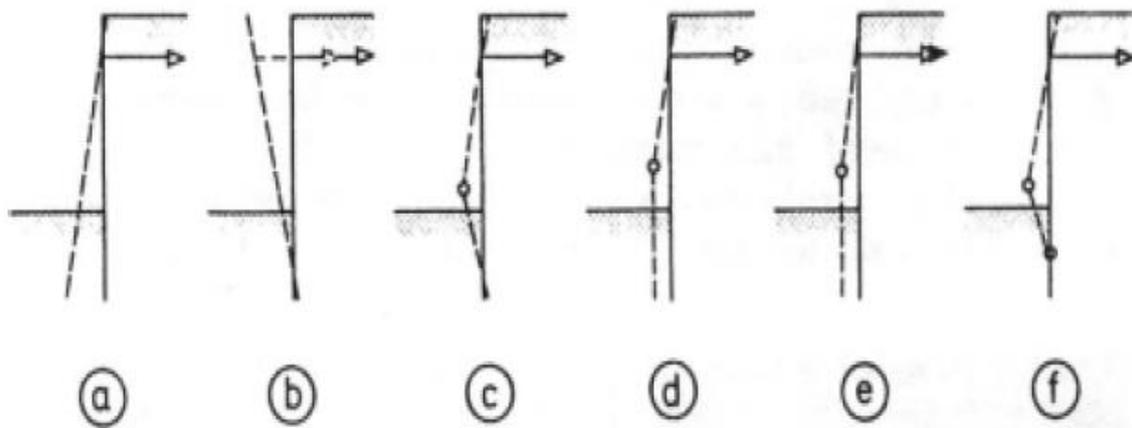


Figure III.19 : Modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée avec ou sans formation de rotules plastiques dans la structure

Dans une première étape, la méthode consiste à construire un mécanisme de rupture dans le sol, appelé figure de rupture et composé de lignes de rupture, de surfaces ou zones de rupture et de zones élastiques, qui est compatible avec le mode de rupture de la structure.

Par certaines simplifications, Brinch Hansen propose ensuite une démarche systématique, basée sur les conditions d'équilibre, pour déterminer les pressions de contact contre les différentes parties de la paroi. Brinch Hansen est le premier à intégrer directement le comportement de la structure à la ruine dans le calcul des poussées des terres [02].

Chapitre IV :
Analyse Paramétrique

IV.1. BREF APERÇU DE LA METHODE NUMERIQUE (ELEMENTS FINIS)

IV.1.1. INTRODUCTION :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc...

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et de post processeurs conviviaux et simples d'emploi.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc...
2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc...
3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

IV.1.2. BREF HISTORIQUE :

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castiglione en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante

Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

IV.1.3. CONCEPTS DE BASE :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réel de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

IV.1.4. CALCULS PAR LA MEF :

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

➤ Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay...etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

➤ Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement ;
- de simuler toutes les phases de travaux ;
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
- De calculer un coefficient de sécurité.

➤ **Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :**

- Les déplacements des ouvrages ;
- Les sollicitations internes des ouvrages ;
- Les efforts dans les butons ou tirants.

Et pour le sol :

- Les déplacements du sol ;
- Les déformations du sol ;
- Les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- Les pressions interstitielles ;
- de calculer un coefficient de sécurité.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants.

IV.1.5. LE LOGICIEL PLAXIS :

IV.1.5.1. INTRODUCTION

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux ou trois dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'application géotechnique grâce à de nombreux codes éléments finis les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Cuves) [16].

IV.1.5.2. LES MODELES DU COMPORTEMENT DU SOL :

Le comportement du sol est représenté par une loi qui l'assimile à un milieu continu. Cette loi souvent appelée « loi de comportement » décrit la relation entre les contraintes et les déformations provoquées par ces contraintes. Elle traduit, lorsqu'on passe d'un matériau à un autre, les différences de comportement constatées expérimentalement sous l'effet d'actions extérieures

PLAXIS propose différents modèles, qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous [02] :

- Modèle élastique linéaire
- Modèle de Mohr-Coulomb
- Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model)
- Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)
- Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model)
- Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil Creep Model)

IV.2. ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS OBTENUS

IV.2.1. INTRODUCTION :

- Le quatrième chapitre de ce mémoire présente l'analyse paramétrique par modélisation numérique d'une excavation soutenue par une paroi berlinoise. La stabilité de l'écran sera assurée par 1 niveaux de tirants d'ancrage
- Un modèle de référence a été établi et calculer avec le logiciel PLAXIS 8.2. Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique qui suivra :

IV.2.2. PROCEDURE DE LA SIMULATION NUMERIQUE :

IV.2.2.1. DEFINITION DES DONNEES :

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet suivantes :

IV.2.2.2 DONNEES GEOMETRIQUES ET GEOTECHNIQUES :

Coupe Géologique de modèle :

La coupe géologique montre qu'il comprend trois couches de sol composant la géologie du site :

- Couche d'argile de 5 m de profondeur.
- Couche de sable de 8 m de profondeur
- Couche de sable dense en surface de 27 m de profondeur ;
- En dessous, on trouve le substratum rocheux pour lequel les déformations sont nulles.

Géométries de l'assiette du projet :

Le modèle fait 60 m de largeur et 40 m de profondeur. Le soutènement est assuré par un rideau de palplanches de 18m de profondeur. Soutenu par un tirant d'ancrage inclinés de 16° par rapport à l'horizontale. Différentes positions de la nappe d'ancrages ont été étudié. Une interface a été introduite pour prendre en compte l'interaction sol structure



Figure IV.1 : un rideau de palplanches ancrées

IV.2.3. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUE DES MATERIAUX :

A) PROPRIETES DES COUCHES DE SOLS ET DES INTERFACES :

Les propriétés des couches de sols et des interfaces sont résumées dans le (tableau IV.1) :

Paramètres	Nom	Argile (0 – 5m)	Sable (5m – 13m)	Sable dense (13m – 40m)
Modèle type	Model	Mohr- Coloumb		
Type de comportement	Type	Drainé		
Poids volumique humide (kN/m ³)	γ_{unsat}	19	16	17
Poids volumique saturé (kN/m ³)	γ_{sat}	21	19	20
Perméabilité horizontale (m/jour)	K_x	0.001	0.50	0.30
Perméabilité verticale (m/jour)	K_y	0.001	0.50	0.30
Module d'Young (kN/m ²)	E_{ref}	10000	$40 \cdot 10^3$	$50 \cdot 10^3$
Coefficient de Poisson (-)	ν	0.35	0.3	0.3
Cohésion (kN/m ³)	C_{ref}	10	0.01	0.01
Angle de frottement (°)	ϕ	25	33	35
Angle de dilatation (°)	ψ	0	3	5
Facteur de rigidité (-)	R_{inter}	0.5	0.7	Regid

Tableau IV.1 : Propriétés des couches de sols et des interfaces.

B) PROPRIETES D'ECRAN :

Pour la paroi, on prend les propriétés présentées dans le (tableau IV.2) :

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Matériel type		-
Rigidité normale	EA	$7.5 \cdot 10^6$	KN/m
Rigidité de Flexion	EI	$1.0 \cdot 10^6$	KNm ² /m
Epaisseur Equivalente	D	1.265	M
Poids	W	10	KN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0	-

Tableau IV.2 : Paramètre de la paroi

C) CARACTERISTIQUES DES TIRANTS D'ANCRAGE :

	Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Tirants	Type de comportement	Matériel type	Elastique	-
	Rigidité Normal	EA	$2.0 \cdot 10^5$	KN
	Espacement	Ls	2,5	M
	Précontrainte de tirant 1	F	120	KN/m
Bulbes d'ancrage (géogrilles)	Rigidité normale	EA	$2 \cdot 10^5$	KN/m

Tableau IV.3 : Propriétés des tirants d'ancrages.

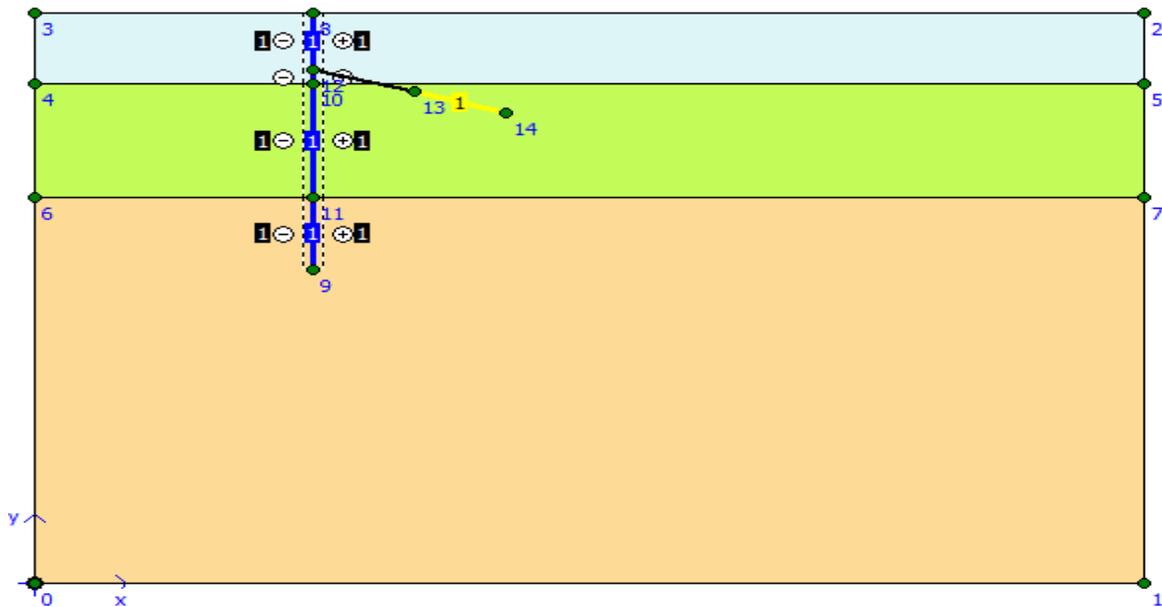


Figure IV.2 : Modèle géométrique du projet.

IV.3. GENERATION DU MAILLAGE :

Le modèle de référence se fait par des éléments plaque triangulaires à 15 nœuds. On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur « fine », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la (figure IV.4).

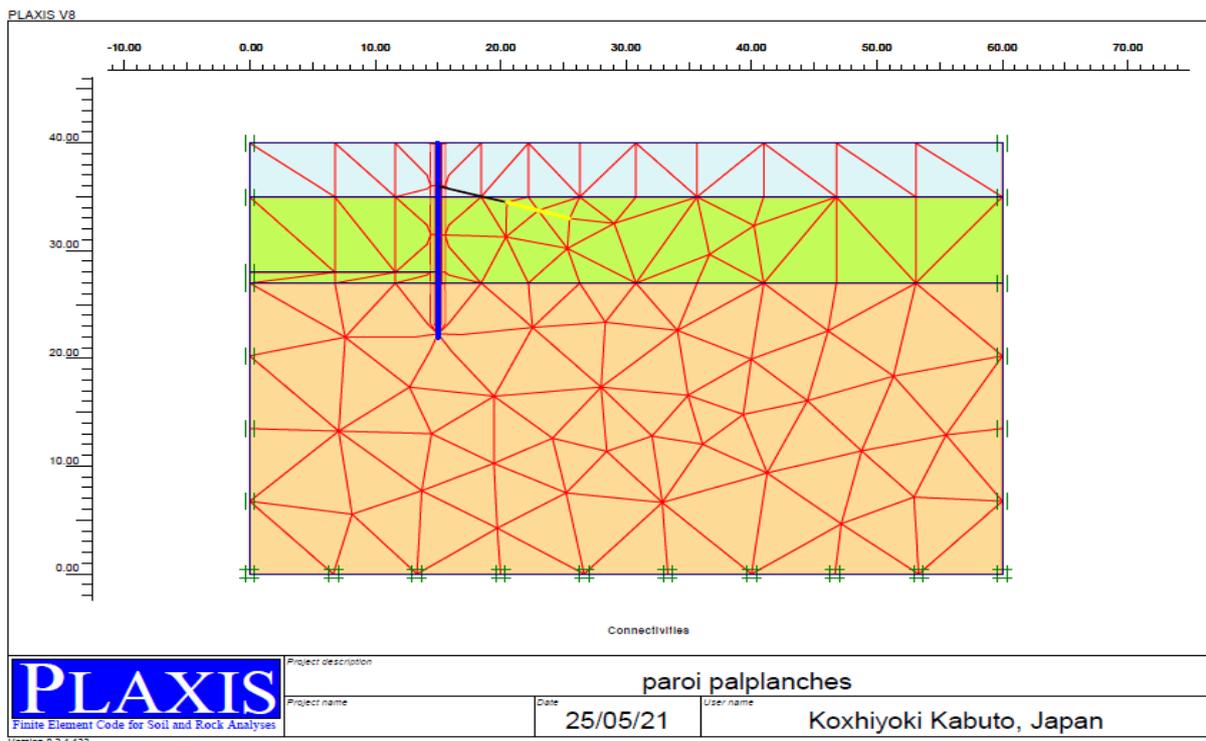


Figure IV.3 : Maillage du projet.

B-CONTRAINTES INITIALES DANS LE SOL

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut. La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité

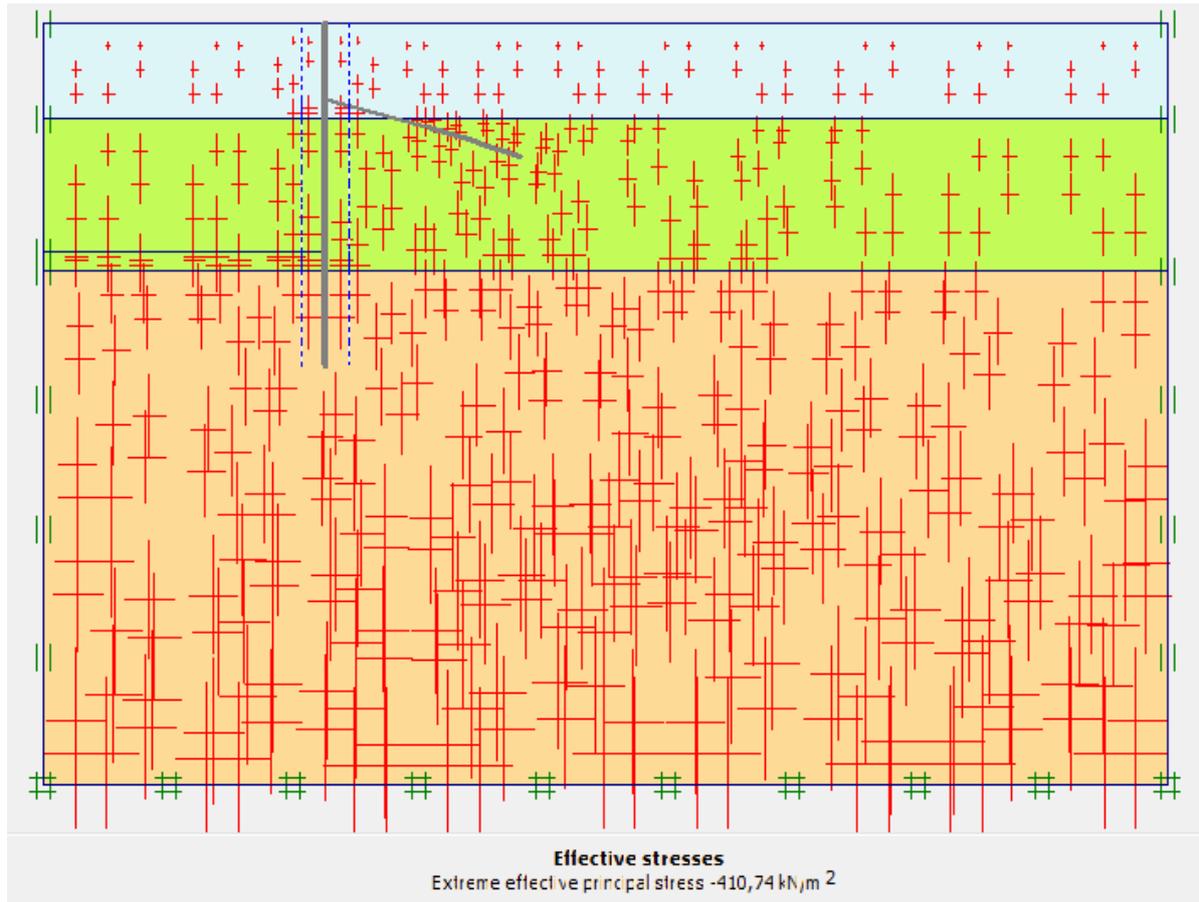


Figure IV.6 : Génération des contraintes initiales

IV.4. PROCEDURE DE CALCUL :

Le calcul complet se décompose en 4 phases :

- Phase 0 : initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- Phase 1 : activation de paroi sauf le sol

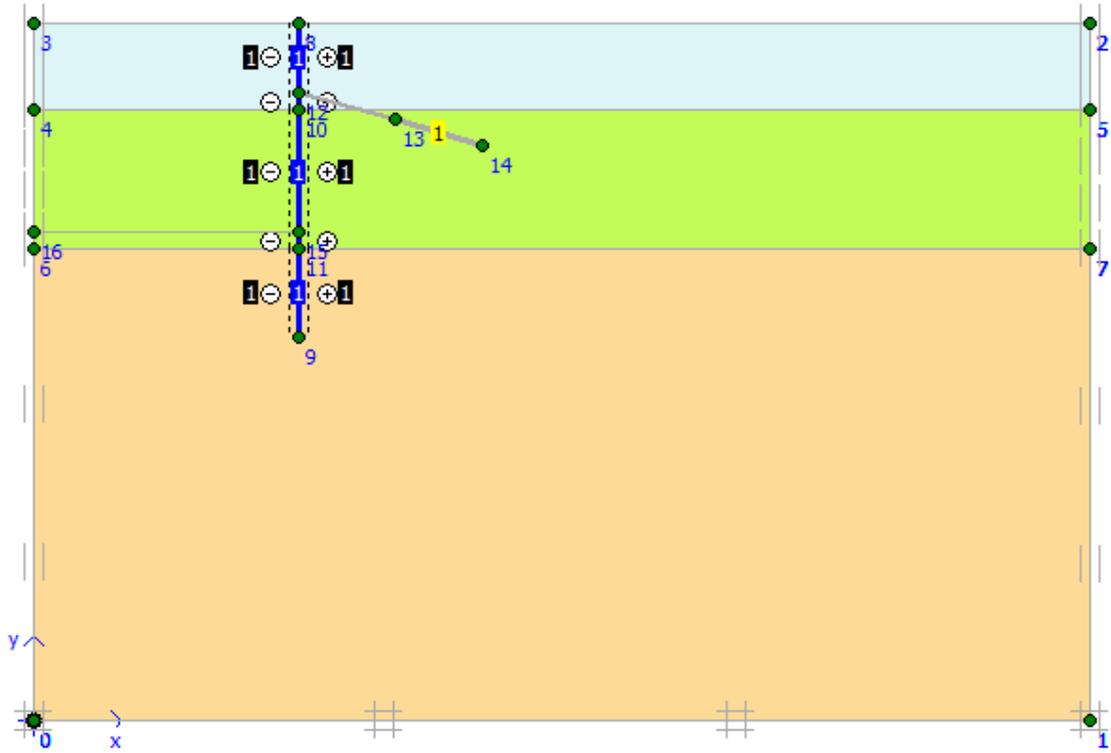


Figure IV.7 : Phase 1-Réalisation de parois

- Phase 2 : Excavation de la 1ère tranche jusqu'à la profondeur - 5 m et activation de la paroi

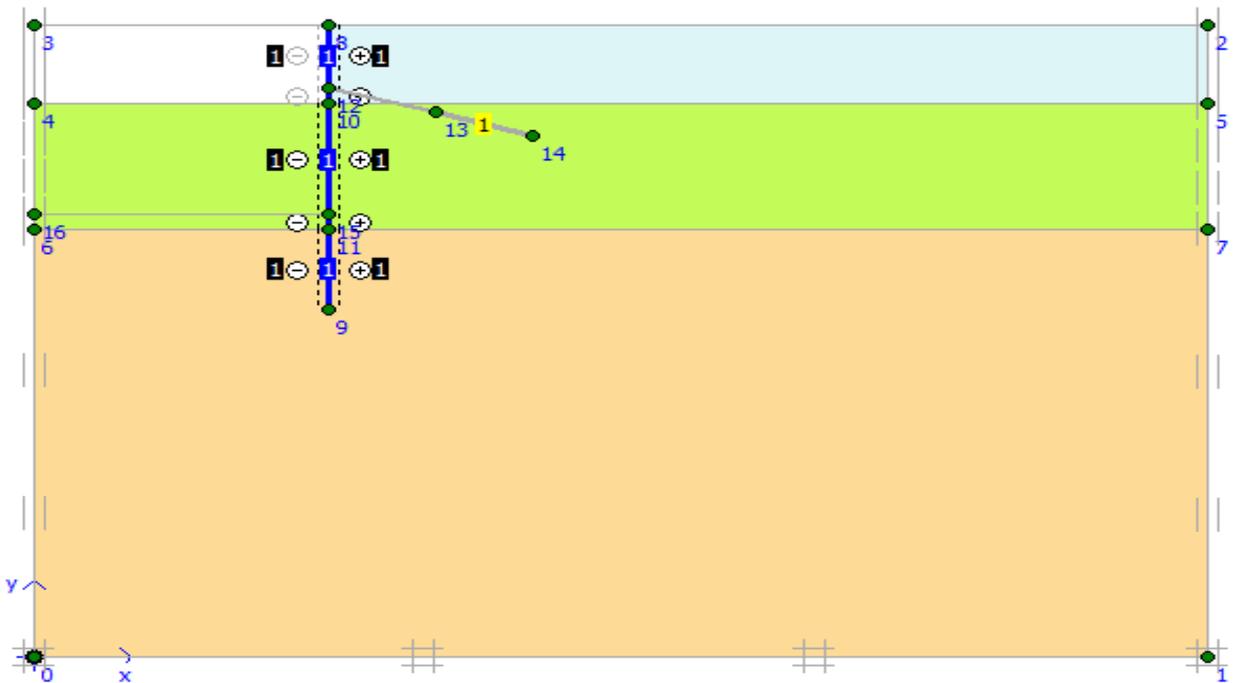


Figure IV.8: Phase 2- Excavation de 1ère tranche.

- Phase 3 : Mise en place le tirant d'ancrage inclinés de 16° par rapport à l'horizontale à la profondeur 4 m avec une précontrainte de traction égale à $F = 120 \text{ kN/m}$

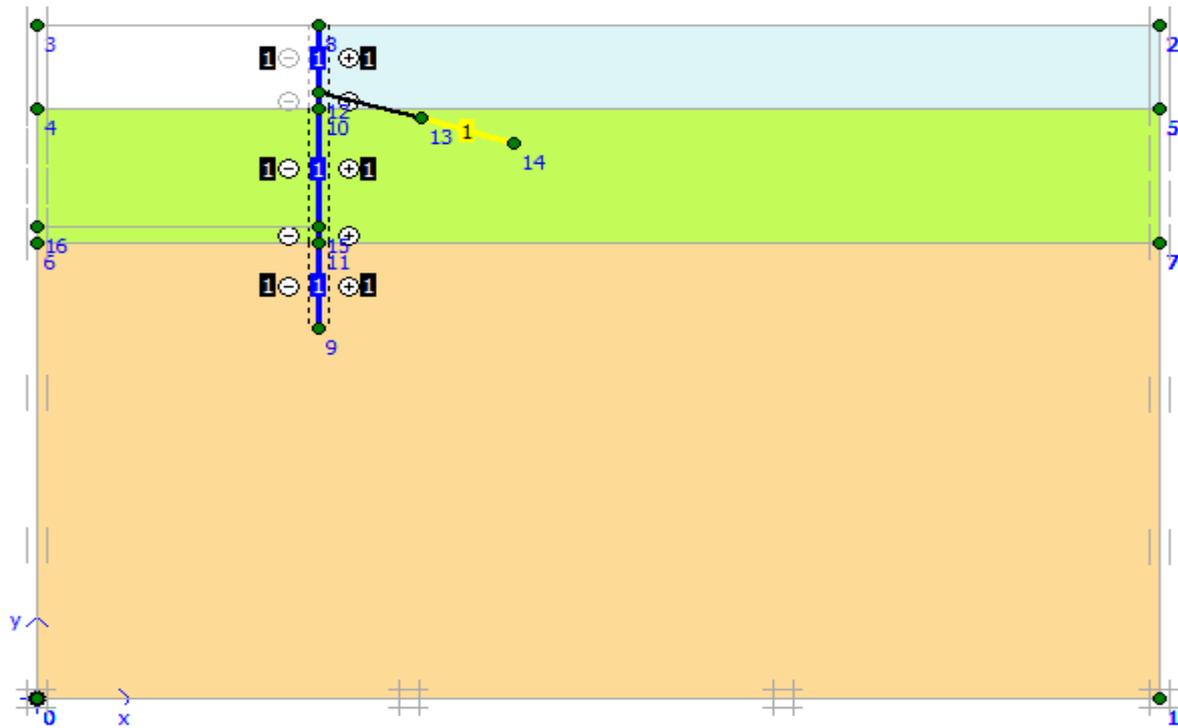


Figure IV.9: Phase 3 - Mise en place le tirant d'ancrage inclinés de 16°

Phase 4 : Excavation de 2ème tranche jusqu'à la profondeur -12 m et rabattement de la nappe

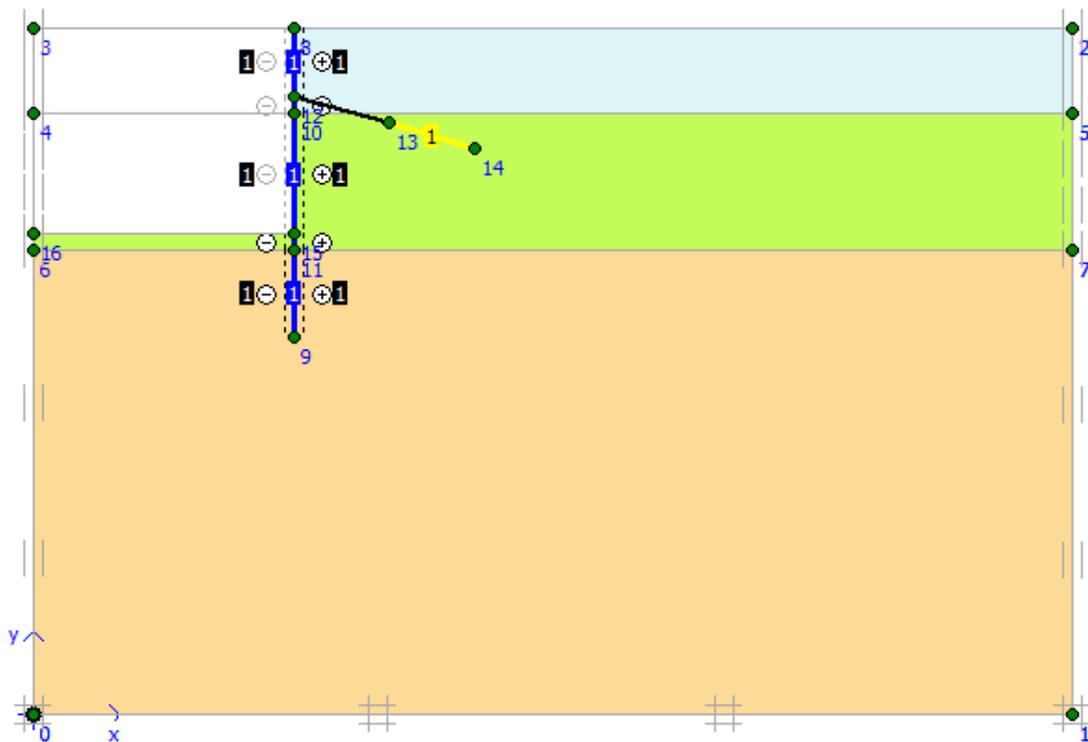


Figure IV.10: Phase 4 - Excavation de 2ème tranche

IV.5 ANALYSES PARAMETRIQUES :

On s'intéresse sur l'effet de l'absence d'ancrage (paroi auto stable) et le changement des positions des tirants ainsi que l'effet de changement de la fiche, Pour les positions de tirant d'ancrage suivants : 2m ; 4m ; 6m ;8m ;10m, sur :

- Déformation de maillage.
- Déformation des éléments structuraux indiquée par :
 - Le déplacement total de la paroi.
 - Effort normal.
 - Effort tranchant au niveau de la paroi.
 - Moment de flexion au niveau de la paroi.

CAS 1 : TIRANTS D'ANCRAGE A – 2 m DE LA SURFACE DU SOL

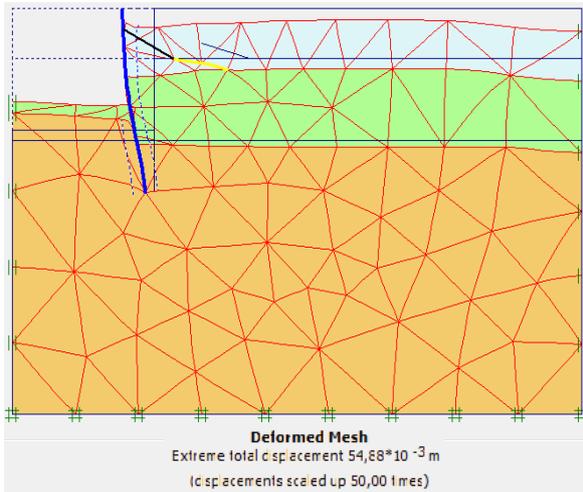


Figure IV 11 Phase 4 : Déformation de maillage.

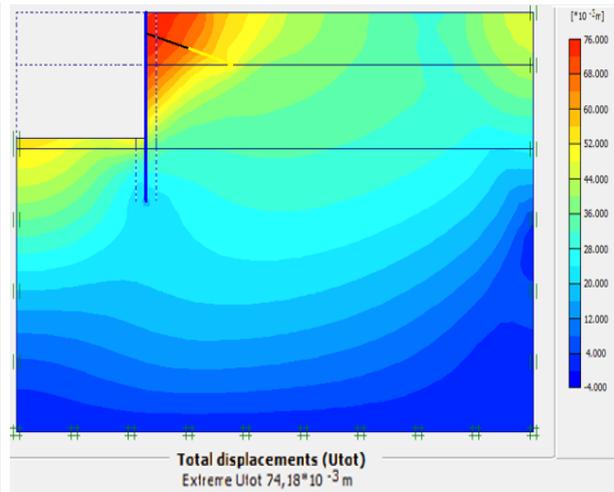


Figure IV.12 Phase 4 : Déplacement total

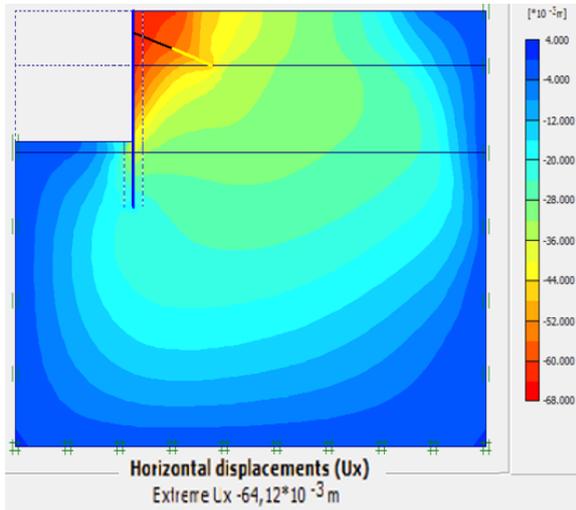


Figure IV.13 Phase 4 : déplacement Horizontal.

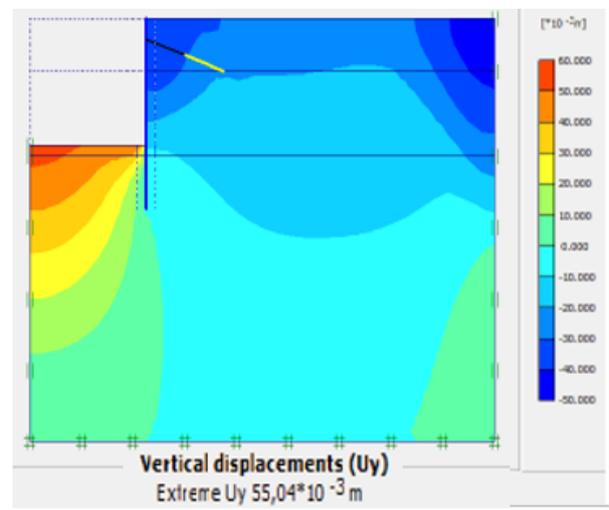


Figure IV.14 Phase 4 : déplacement Vertical

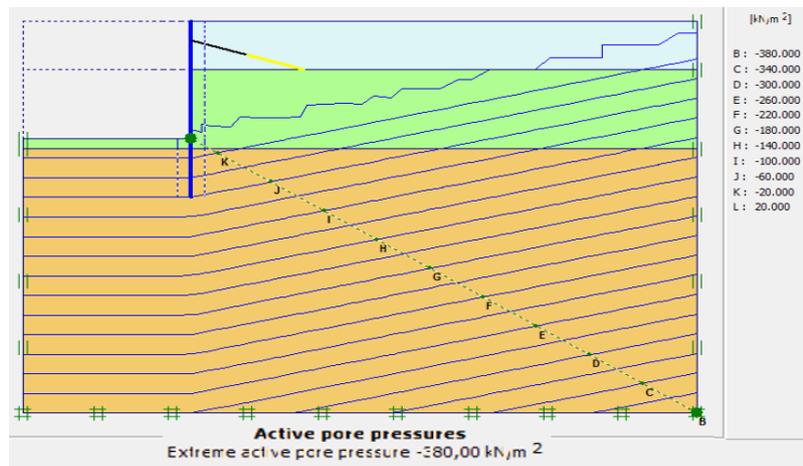


Figure IV.15 Phase 4 : Pression interstitielle.

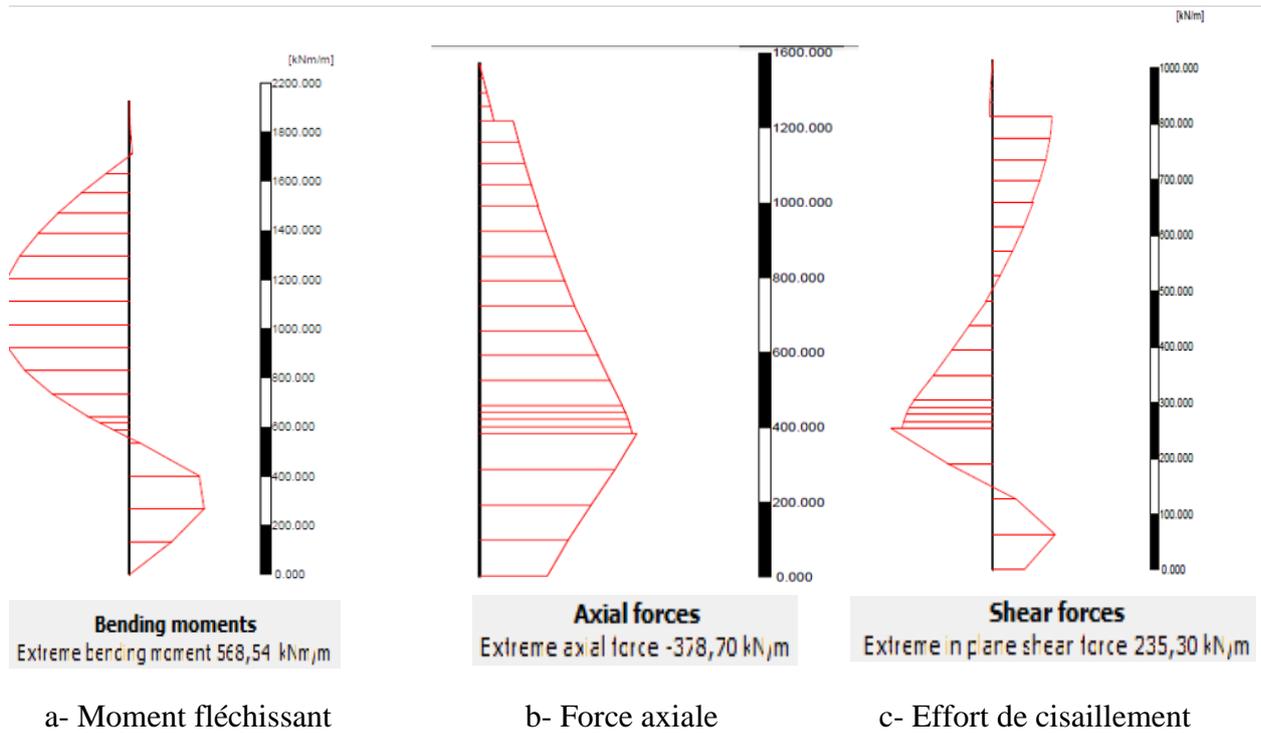


Figure IV.16 Phase 4 : Les efforts dans la paroi

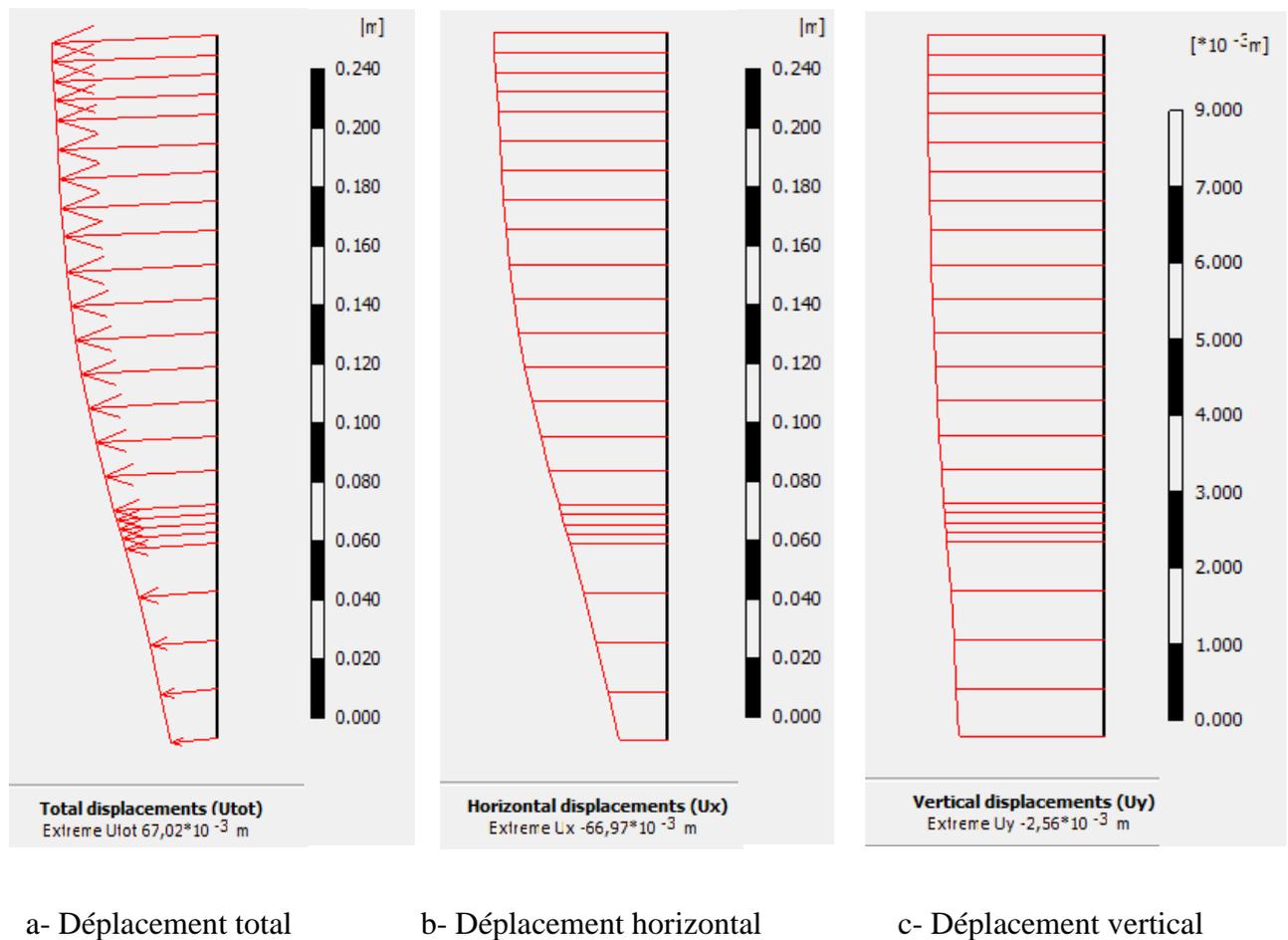


Figure IV.17 Phase 4 : Les Déplacements dans la paroi

➤ CAS 2 : TIRANTS D'ANCRAGE A – 4 m DE LA SURFACE DU SOL

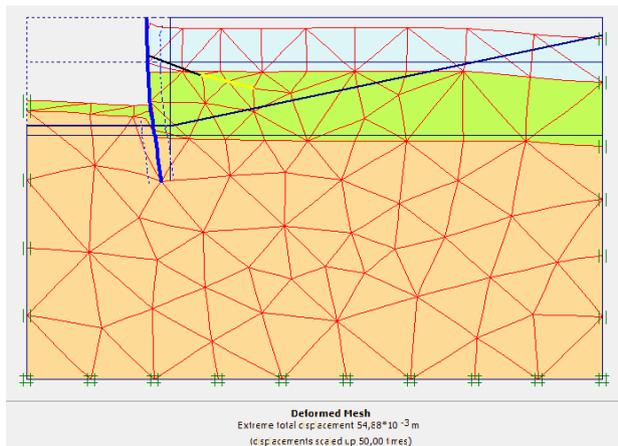


Figure IV.18 Phase 4 : Déformation de maillage.

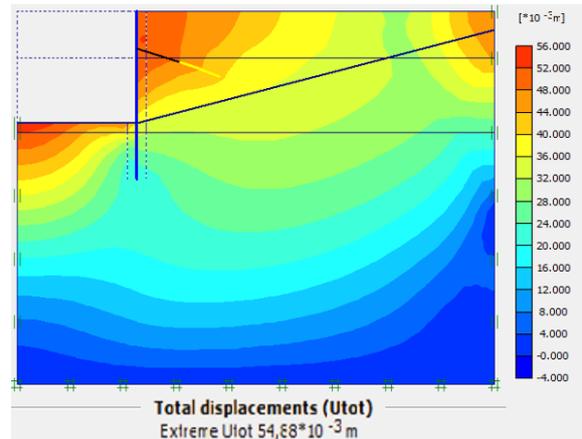


Figure IV.19 Phase 4 : Déplacement total

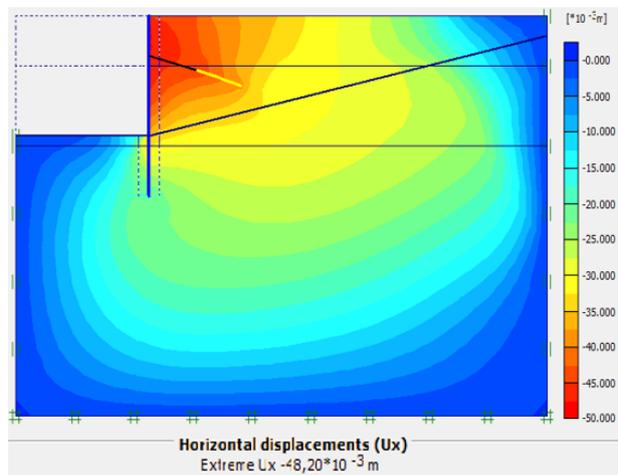


Figure IV.20 Phase 4 : déplacement Horizontal.

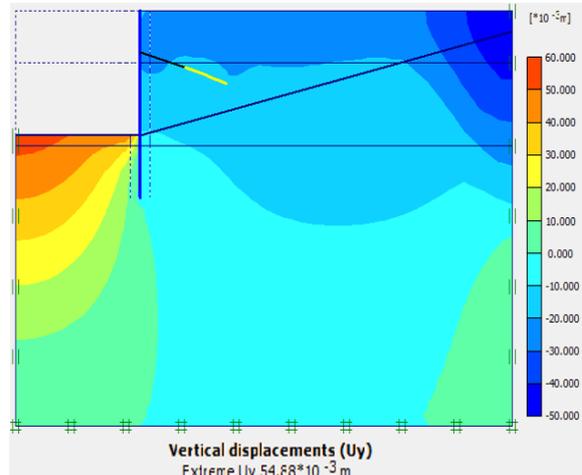


Figure IV.21 Phase 4 : déplacement Vertical

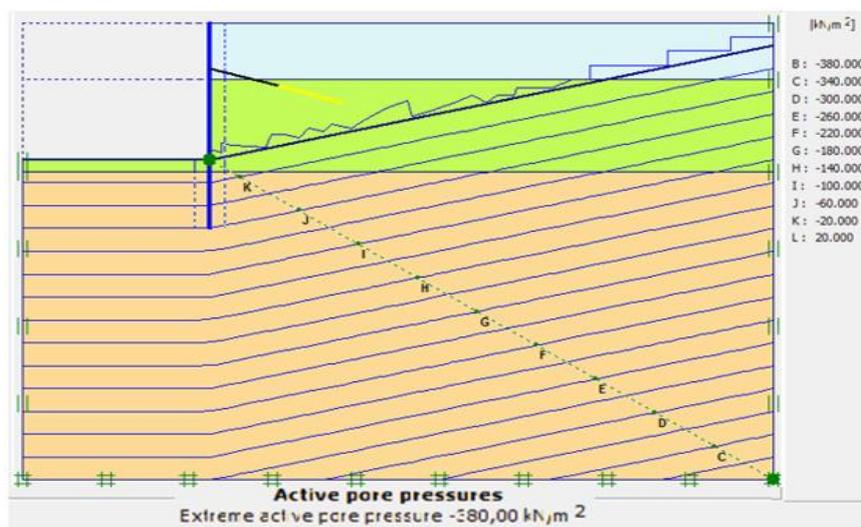
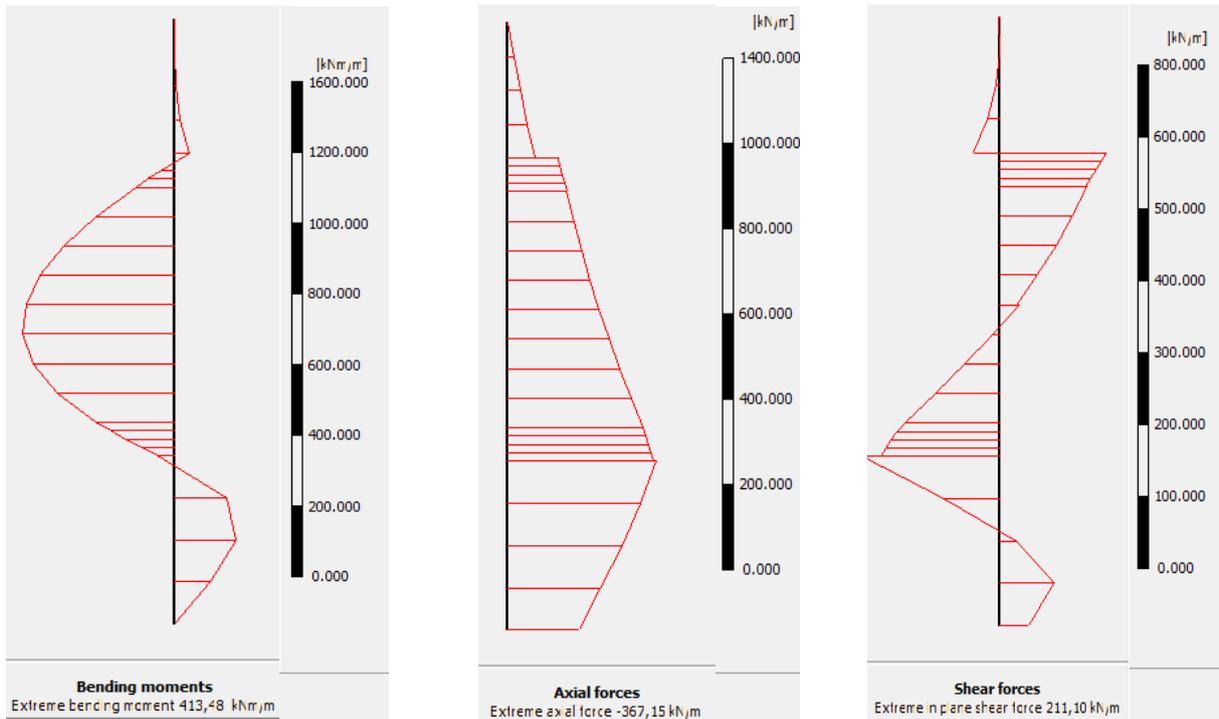


Figure IV.22 Phase 4 : Pression interstitielle.

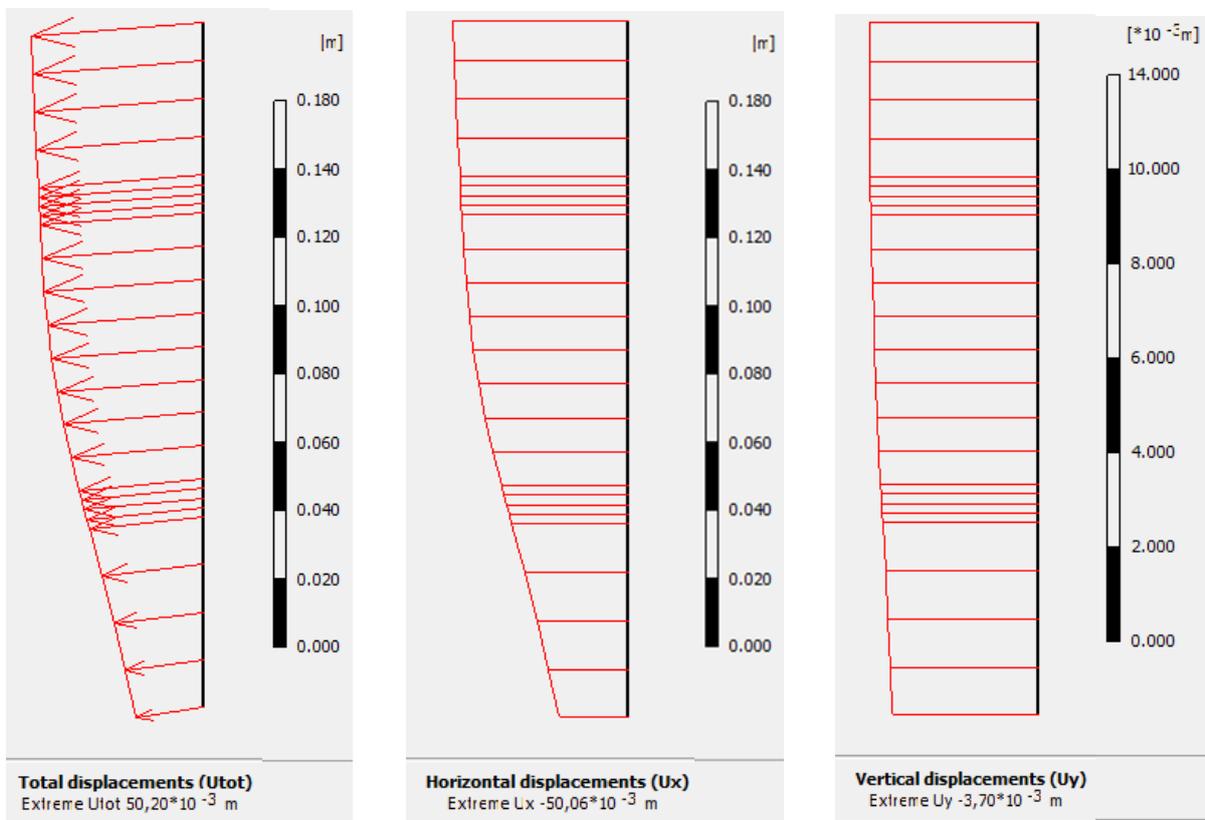


a- Moment fléchissant

b- Force axiale

c- Effort de cisaillement

Figure IV.23 Phase 4 : Les efforts dans la paroi



a- Déplacement total

b- Déplacement horizontal

c- Déplacement vertical

Figure IV.24 Phase 4 : Les Déplacements dans la paroi

➤ CAS 3 : TIRANTS D'ANCRAGE A – 6 m DE LA SURFACE DU SOL

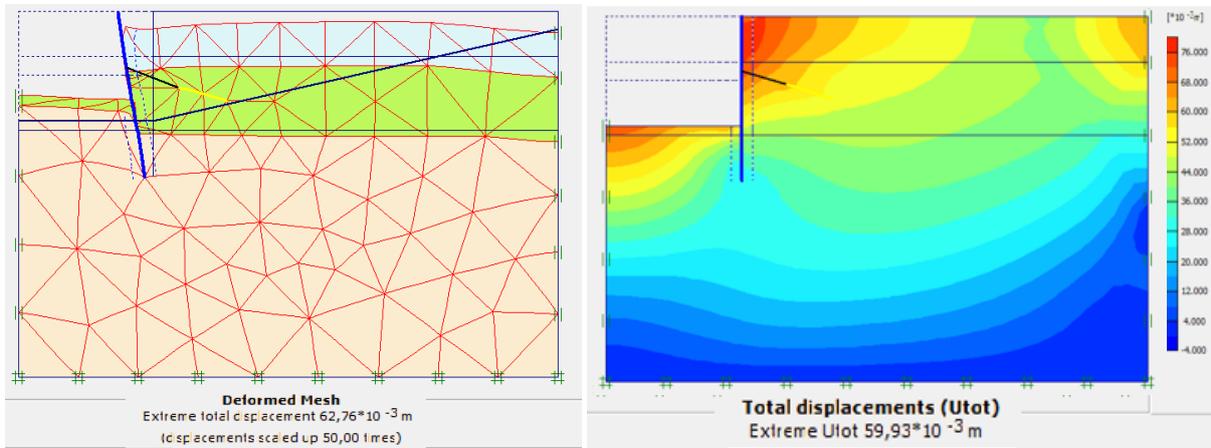


Figure IV.25 Phase 4 : Déformation de maillage. Figure IV.26 Phase 4 : Déplacement total

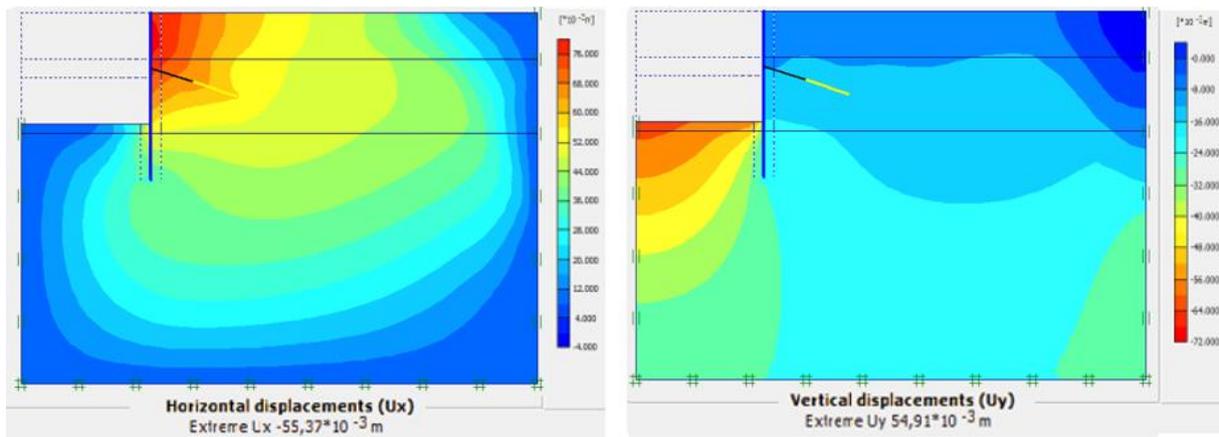


Figure IV.27 Phase 4 : déplacement Horizontal. Figure IV.28 Phase 4 : déplacement Vertical

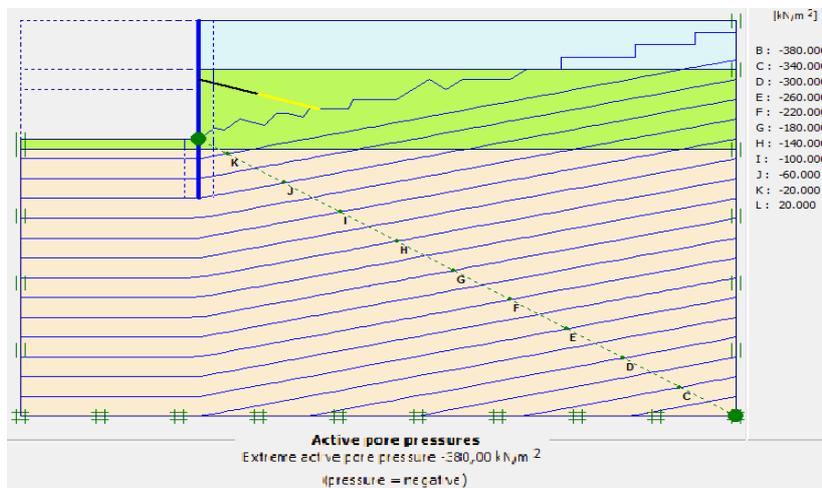
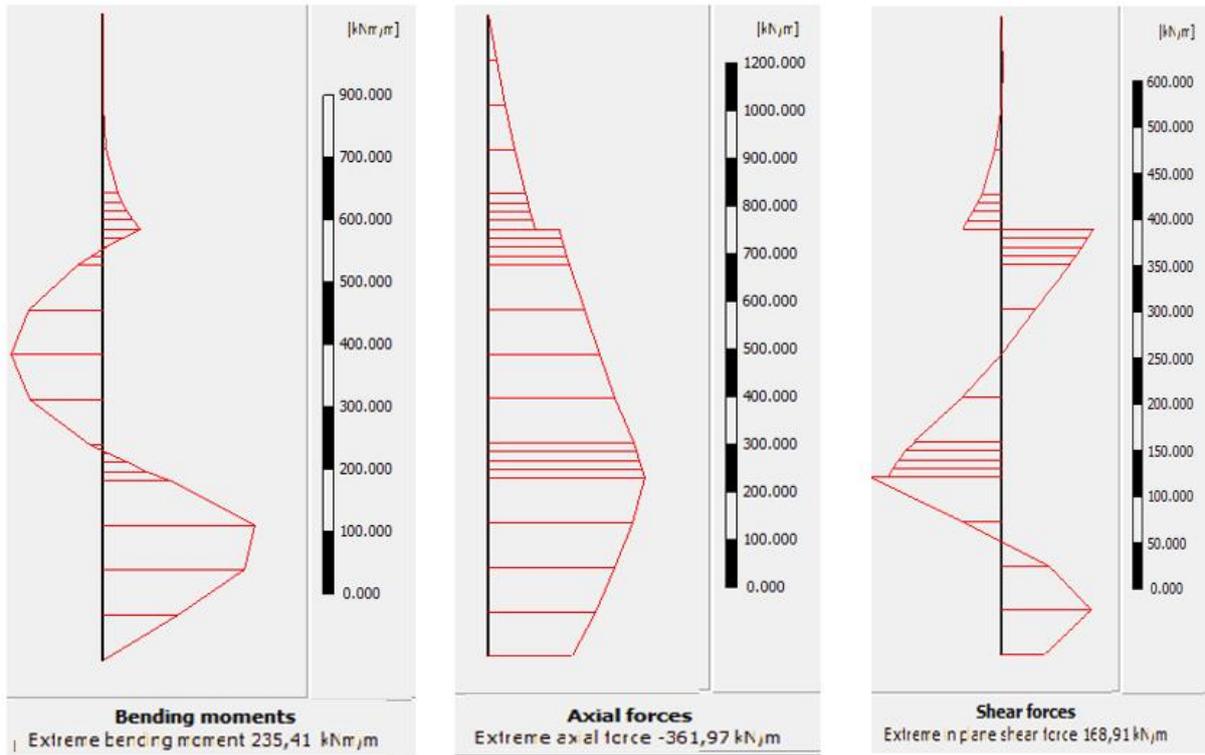


Figure IV.29 Phase 4 : Pression interstitielle.

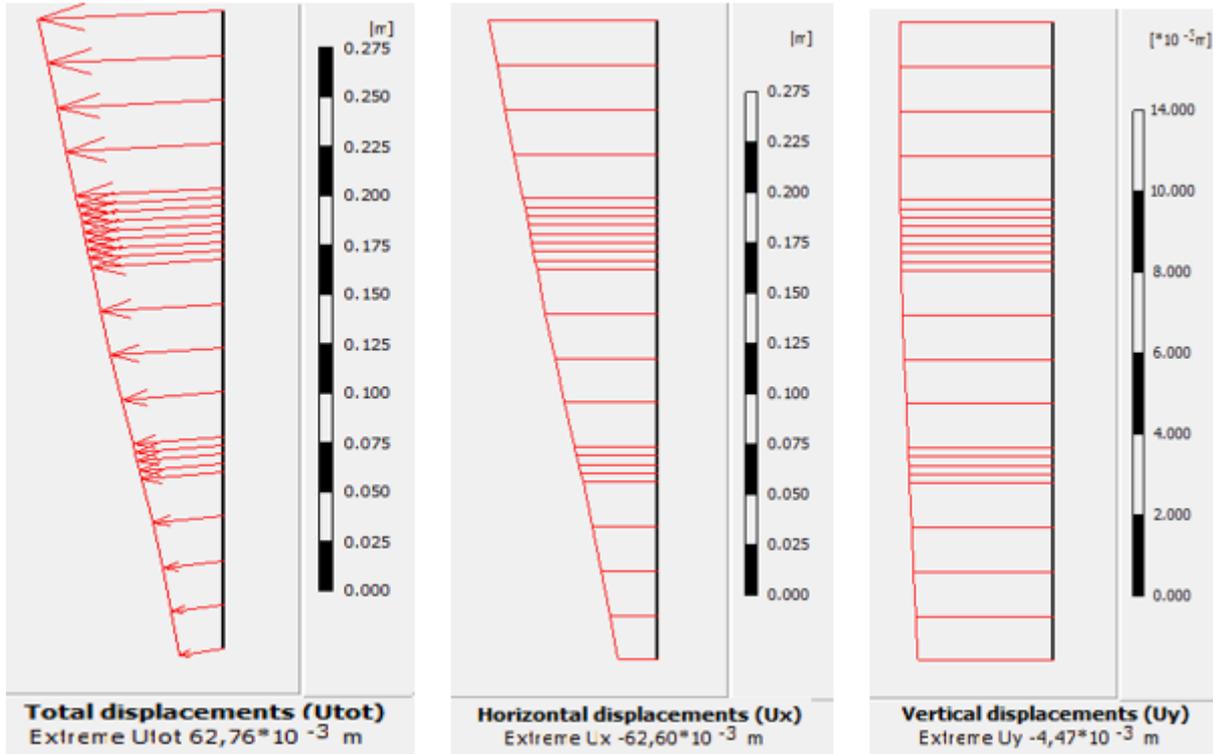


a- Moment fléchissant

b- Force axiale

c- Effort de cisaillement

Figure IV.30 Phase 4 : Les efforts dans la paroi



a- Déplacement total

b- Déplacement horizontal

c- Déplacement vertical

Figure IV.31 Phase 4 : Les Déplacements dans la paroi

➤ CAS 4 : TIRANTS D'ANCRAGE A – 8 m DE LA SURFACE DU SOL

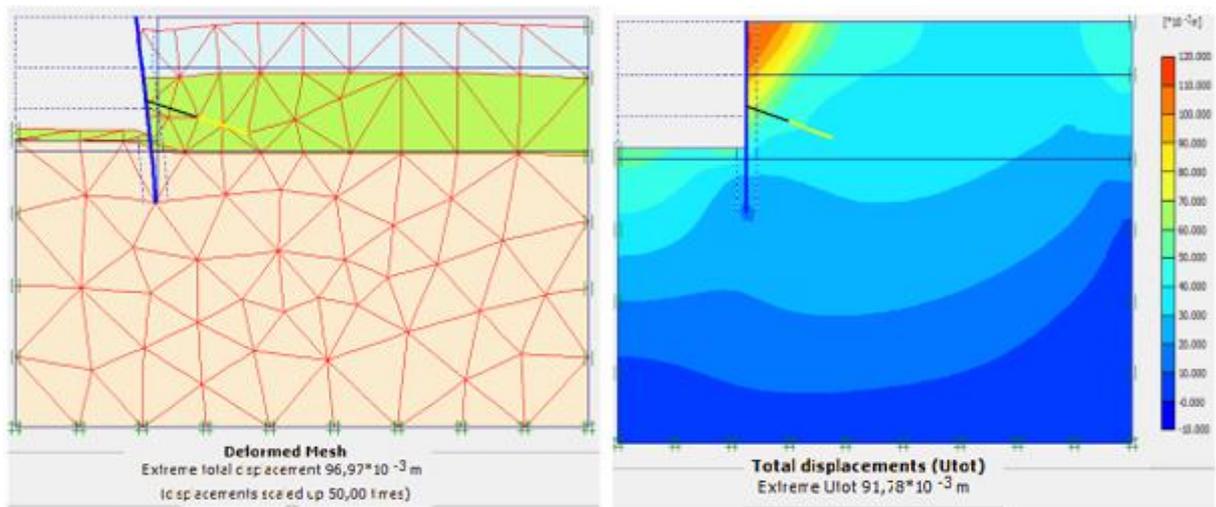


Figure IV.32 Phase 4 : Déformation de maillage. Figure IV.33 Phase 4 : Déplacement total

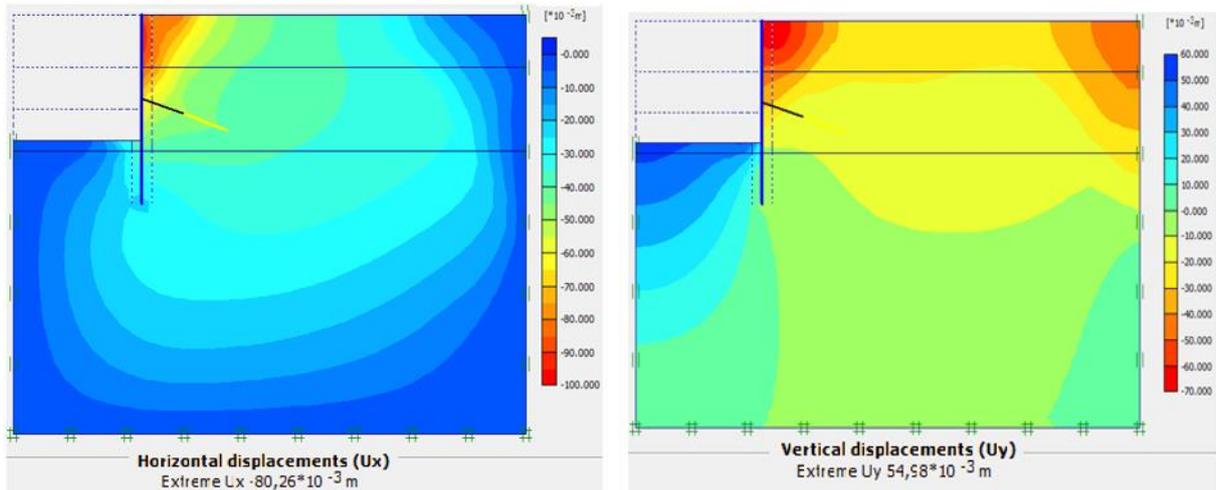


Figure IV.34 Phase 4 : déplacement Horizontal. Figure IV.35 Phase 4 : déplacement Vertical

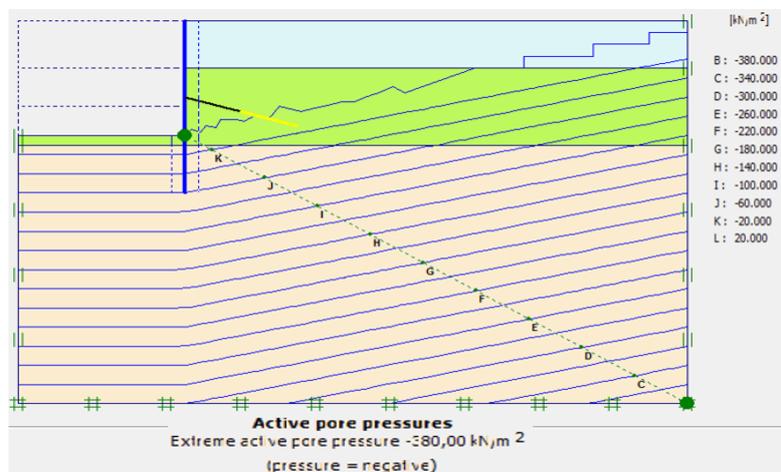
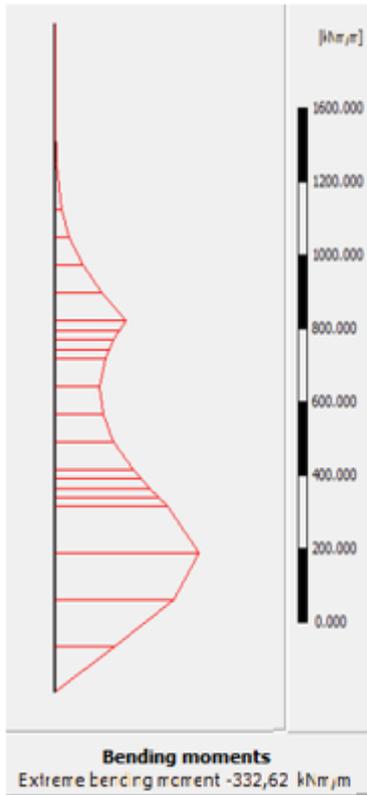
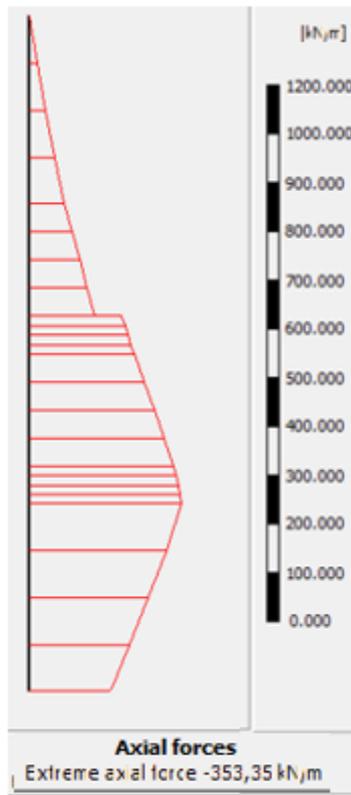


Figure IV.36 Phase 4 : Pression interstitielle.



a- Moment fléchissant

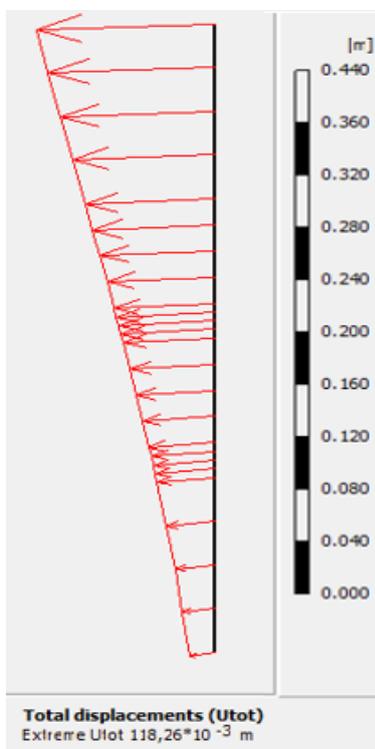


b- Force axiale

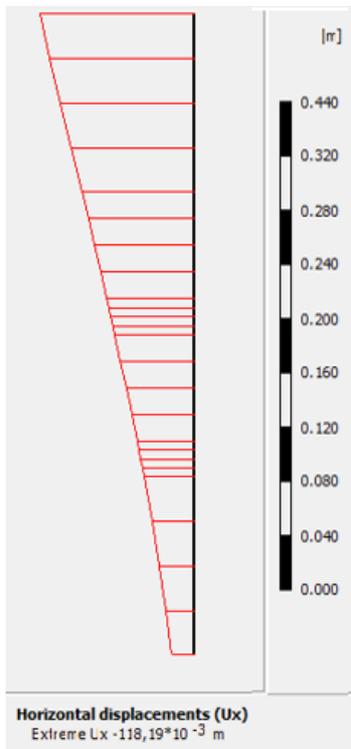


c- Effort de cisaillement

Figure IV.37 Phase 4 : Les efforts dans la paroi



a- Déplacement total



b- Déplacement horizontal



c- Déplacement vertical

Figure IV.38 Phase 4 : Les Déplacements dans la paroi

➤ CAS 5 : TIRANTS D'ANCRAGE A – 10 m DE LA SURFACE DU SOL

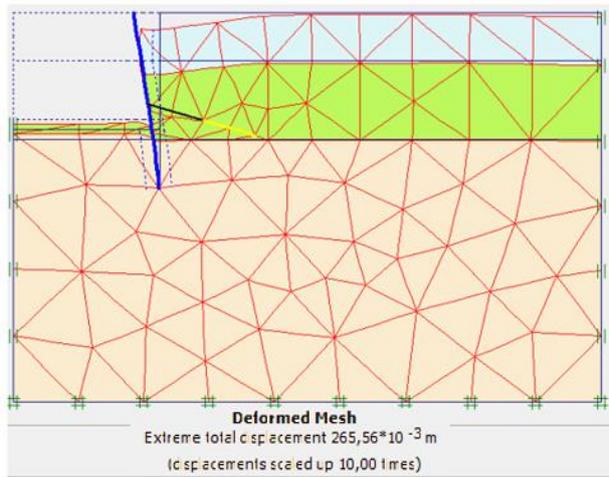


Figure IV.39 Phase 4 : Déformation de maillage.

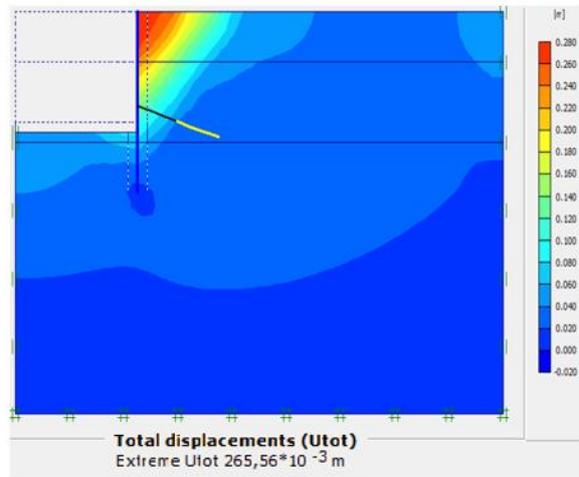


Figure IV.40 Phase 4 : Déplacement total

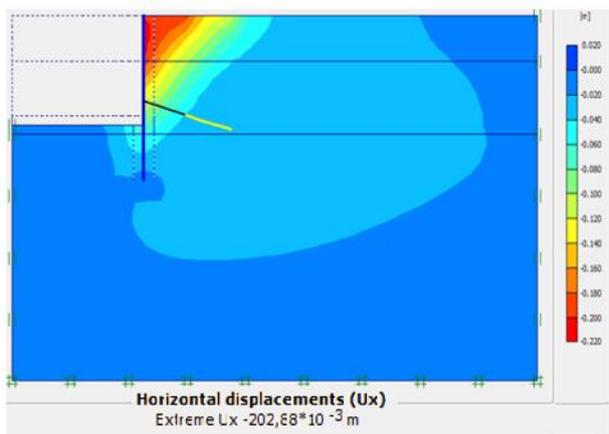


Figure IV.41 Phase 4 : déplacement Horizontal.

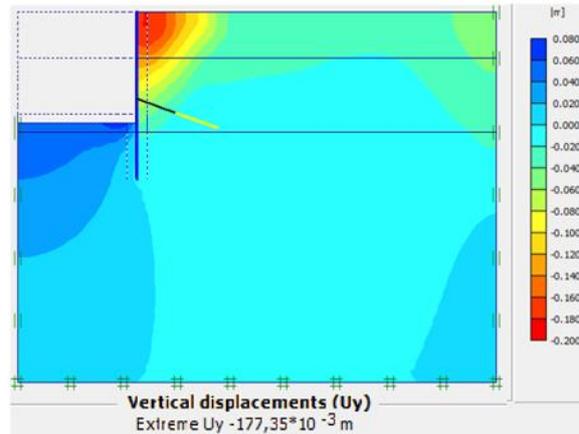


Figure IV.42 Phase 4 : déplacement Vertical

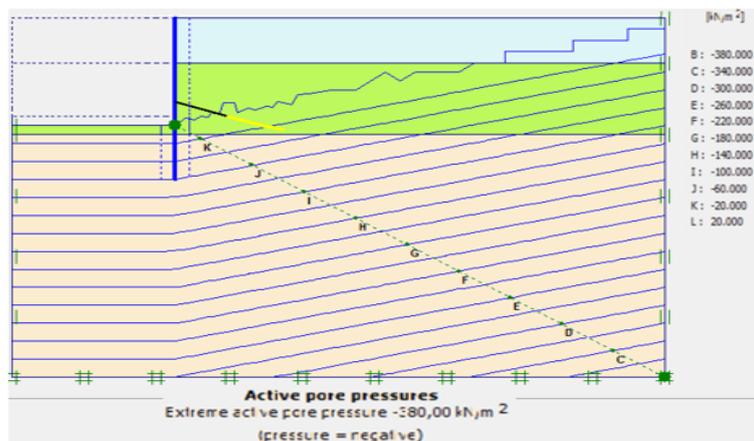


Figure IV.43 Phase 4 : Pression interstitielle.

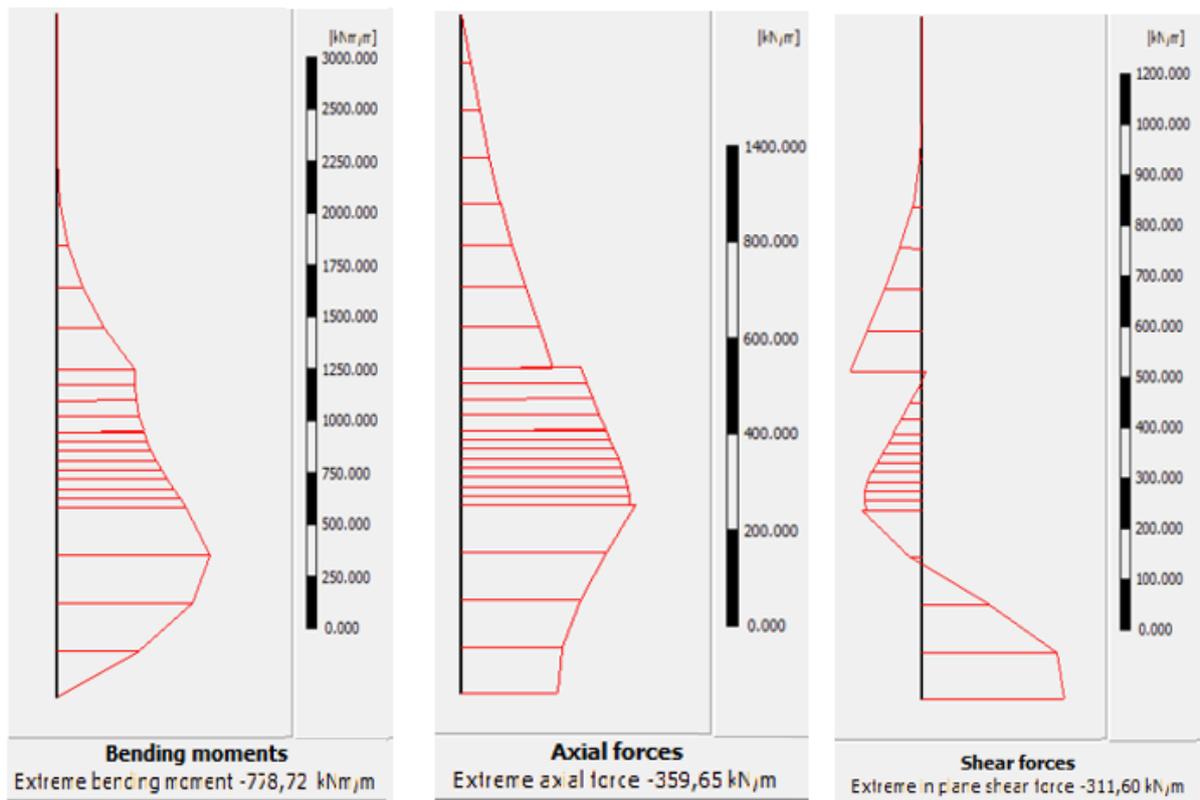


Figure IV.44 Phase 4 : Les efforts dans la paroi

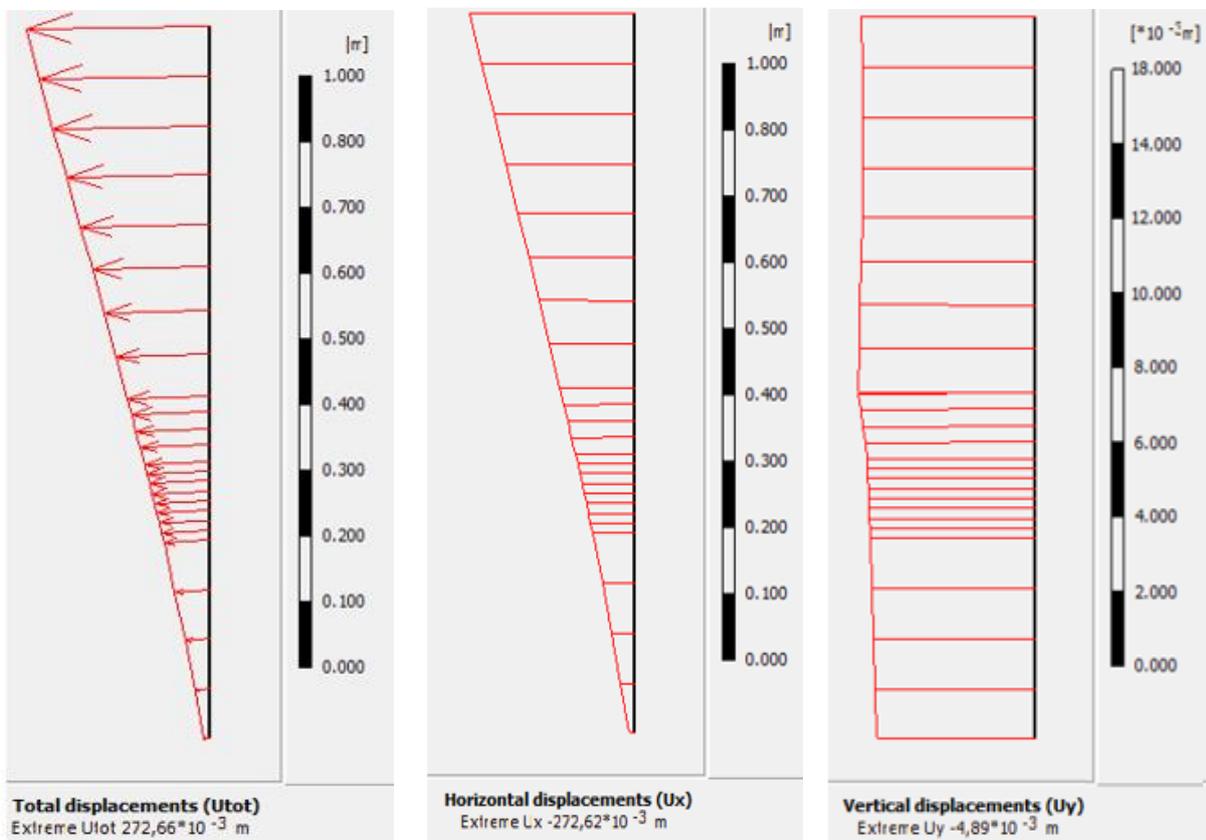


Figure IV.45 Phase 4 : Les Déplacements dans la paroi

La profondeur de tirant d'ancrage	Déplacement total (m)
2m	$67.02 \cdot 10^{-3}$
4m	$50.20 \cdot 10^{-3}$
6m	$62.76 \cdot 10^{-3}$
8m	$118.26 \cdot 10^{-3}$
10m	$272.66 \cdot 10^{-3}$

TableauIV.4. Variation des déplacements de la paroi en fonction des positions des tirants d'ancrages

La profondeur de tirant d'ancrage	Moment fléchissant (KN.m)	Force axiale (kN/m)	Efforts tranchants (KN/m)
2m	568.54	- 378.7	235.30
4m	413.48	- 367.15	211.10
6m	235.41	- 361.97	168.91
8m	- 332.62	- 353.35	-129.47
10m	- 778.72	- 359.65	- 311.60

Tableau IV.5. Les efforts dans la paroi

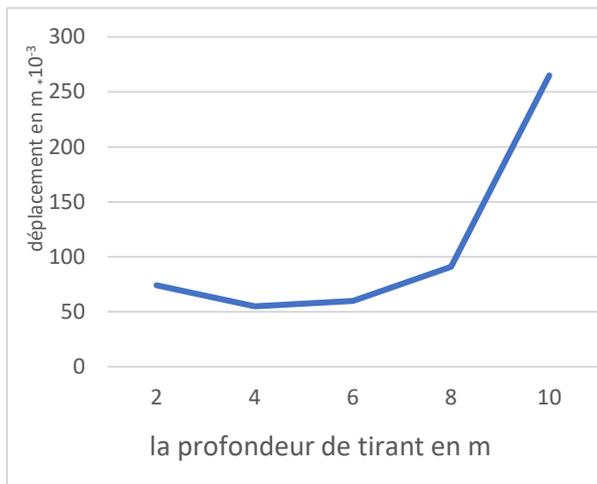


Figure IV.46 Phase 4 : Diagramme de Déplacement total

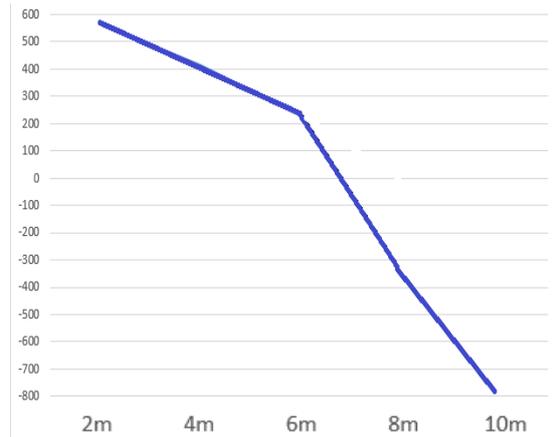


Figure IV.47 Phase 4 : Diagramme de Moment fléchissant

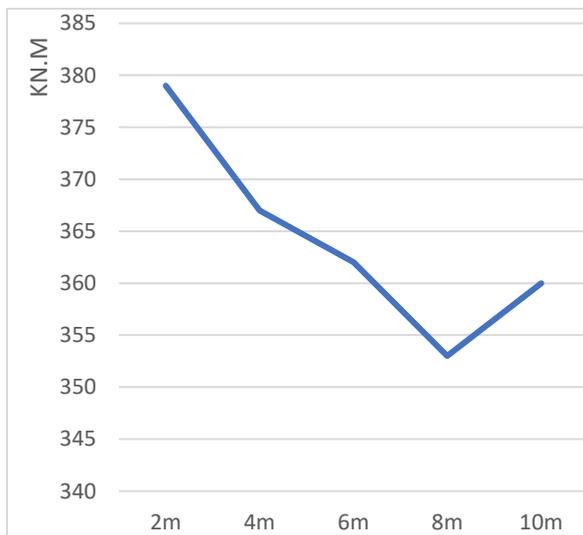


Figure IV.48 Phase 4 : Diagramme de Force axiale

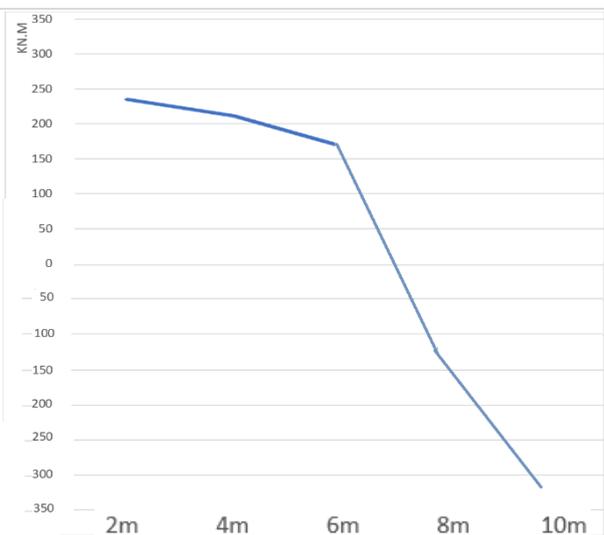


Figure IV.49 Phase 4 : Diagrammes des Efforts tranchant

IV.6. DISCUSSION :

D'après les résultats présentés ci-dessus, on remarque que la variation du niveau des tirants d'ancrages influe peu sur les déplacements verticaux mais elle influe sur les déplacements horizontaux. Cependant elle influe beaucoup sur les efforts (moment de flexion, effort normal et effort tranchant).

On a remarqué que la meilleure position (profondeur) du tirant d'ancrage est à 1/3 de la hauteur de la paroi ce qui correspond à la profondeur – 4m.

➤ CAS 6 : POUR $f = 4\text{m}$ AVEC LA MEILLEURE POSITION DU TIRANT D'ANCRAGE

$h = 4\text{m}$:

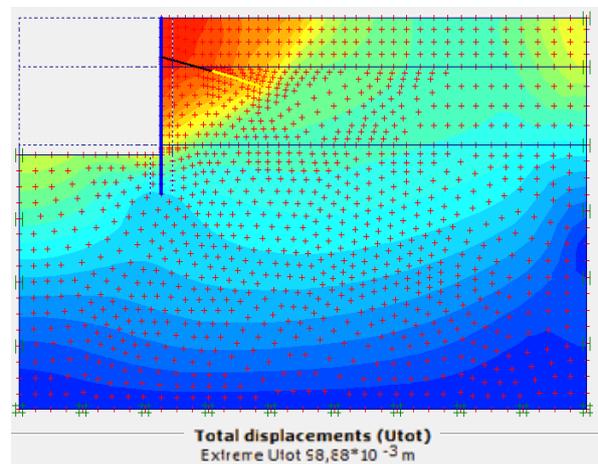
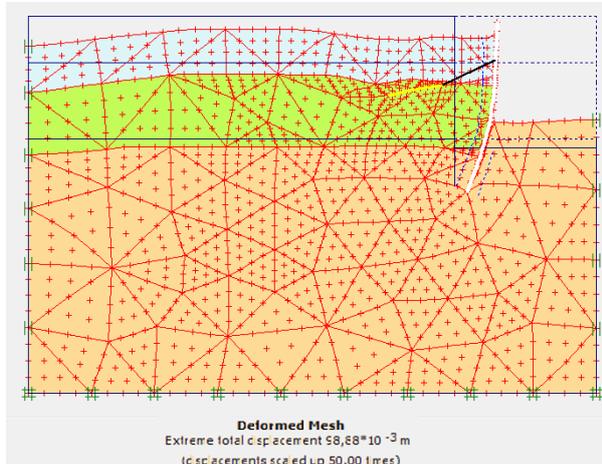


Figure IV.50 Phase 4 : Déformation de maillage.

Figure IV.51 Phase 4 : Déplacement total

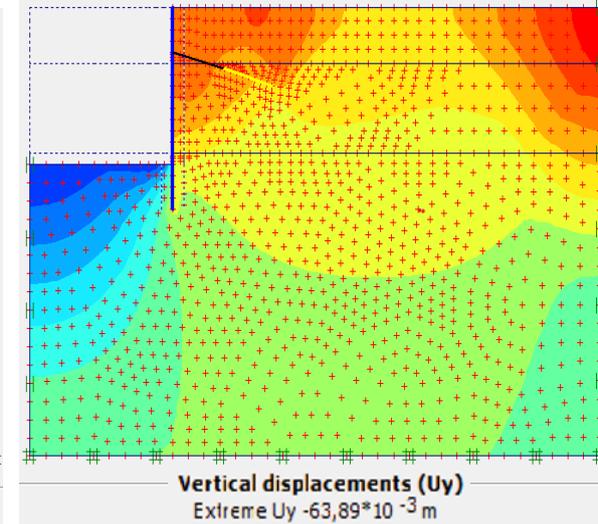
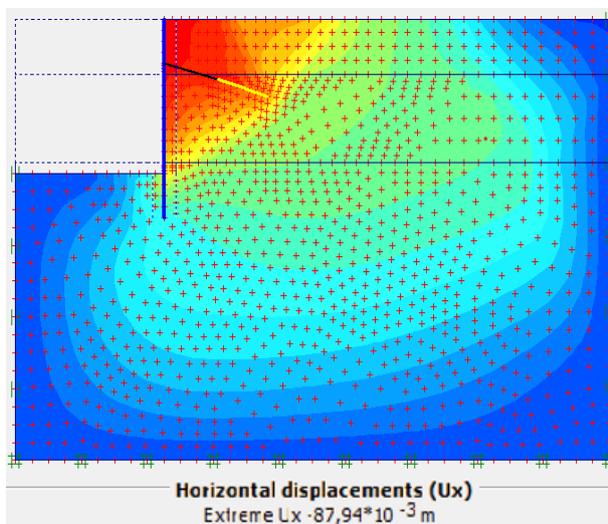


Figure IV.52 Phase 4 : déplacement Horizontal.

Figure IV.53 Phase 4 : déplacement Vertical

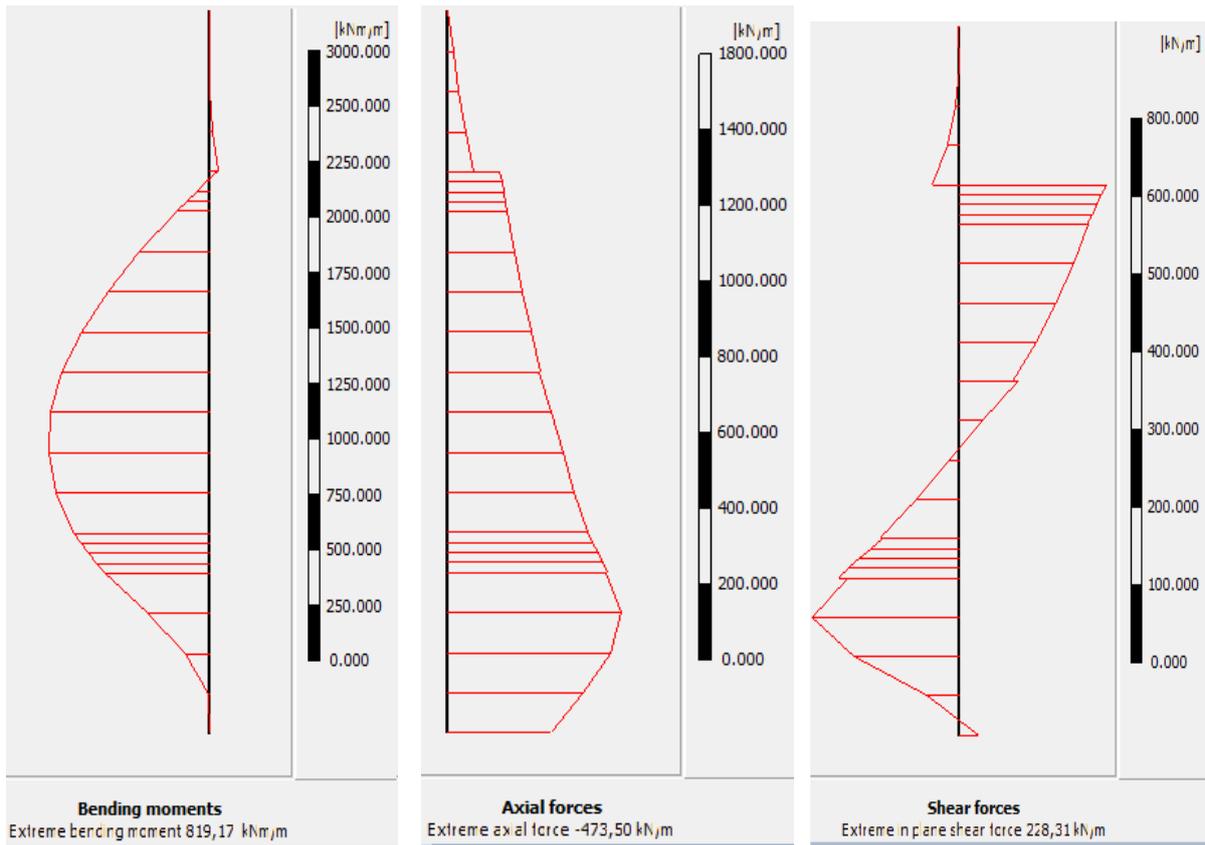


Figure IV.54 Phase 4 : Les efforts dans la paroi

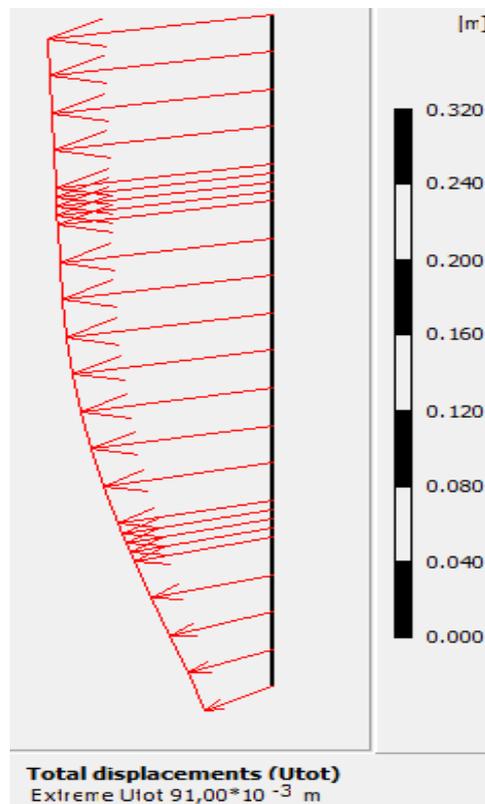


Figure IV.55 Phase 4 : Le Déplacement total dans la paroi

	f = 6m	f = 4m
Déplacement total m	$50.02 \cdot 10^{-3}$	$91.00 \cdot 10^{-3}$
Moment fléchissant KN.M	413.48	819.17
Force axial KN/M	- 367.15	- 473.50
Efforts tranchant KN/M	211.10	228.31

TableauIV.6 : Variation des déplacements et des efforts dans la paroi t en fonction de la profondeur de la fiche f

- D'après les résultats présentés ci-dessus, on remarque que la variation de la profondeur de la fiche influe sur le déplacement total de la paroi.et influe beaucoup sur les efforts (moment de flexion, effort normal).

➤ CAS 7 : POUR UNE PAROI AUTO STABLE AVEC LA MEME PROFONDEUR D'EXCAVATION ET $f=1/3H$:

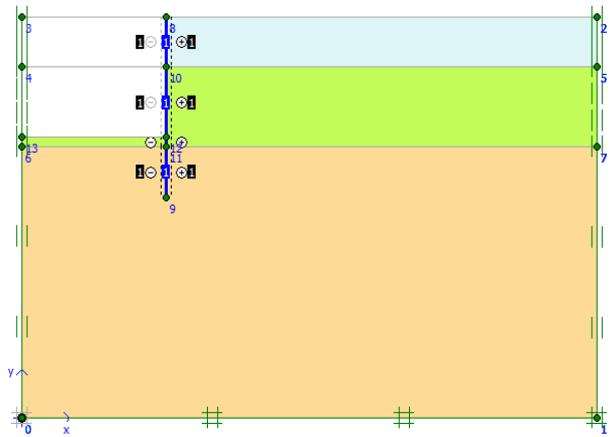


Figure IV.56: Phase 2 – Excavation jusqu'à 12m

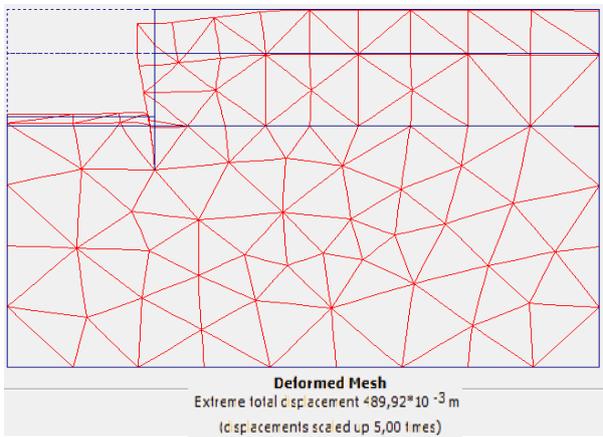


Figure IV.57 Phase 4 : Déformation de maillage.

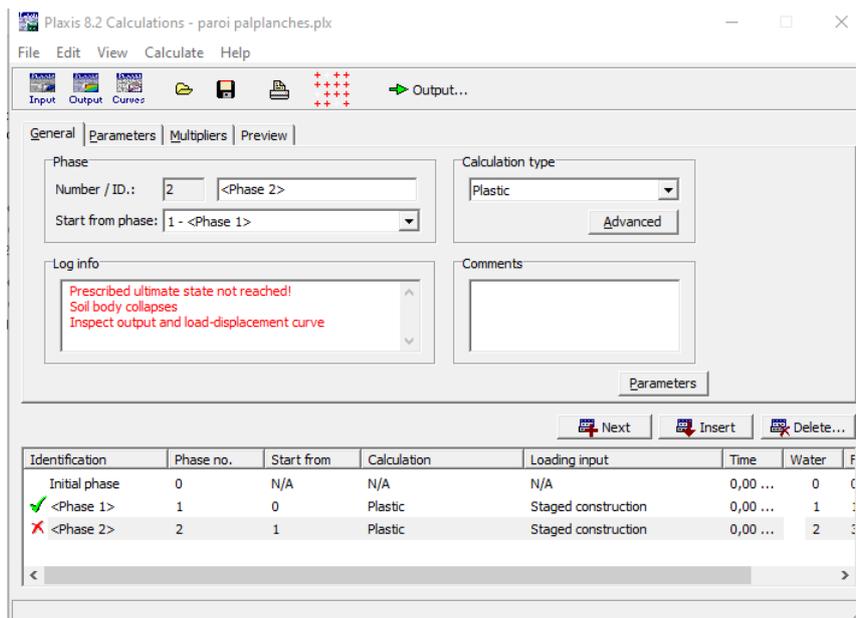


Figure IV.58: Fenêtre général de calcul

- On a remarqué que L'état ultime prescrit n'est pas atteint et le sol s'effondre. Il est nécessaire de mettre en œuvre un ou plusieurs niveaux d'appui pour avancer dans le creusement de la fouille.

➤ CAS 8 : POUR UNE PAROI AUTO STABLE AVEC LA MEME PROFONDEUR

D'EXCAVATION ET $f = H$:

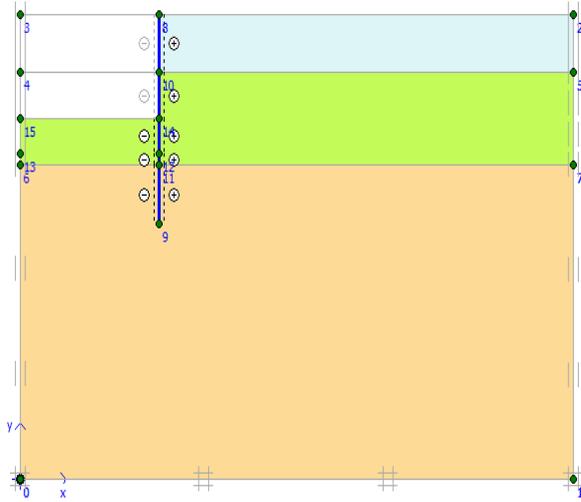


Figure IV.59: Phase 2 – Excavation jusqu'à 12m

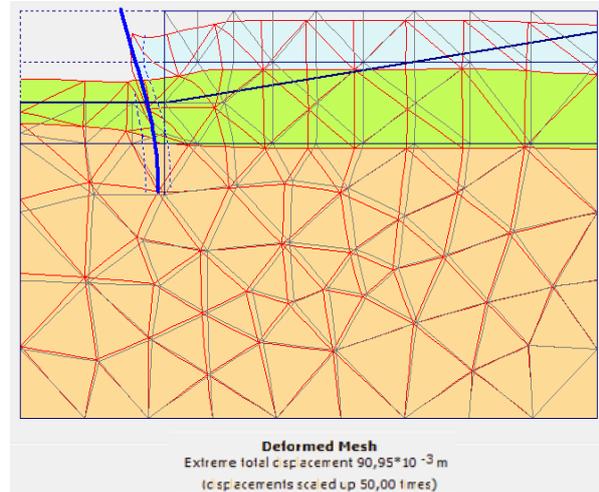


Figure IV.60 Phase 2 : Déformation de maillage.

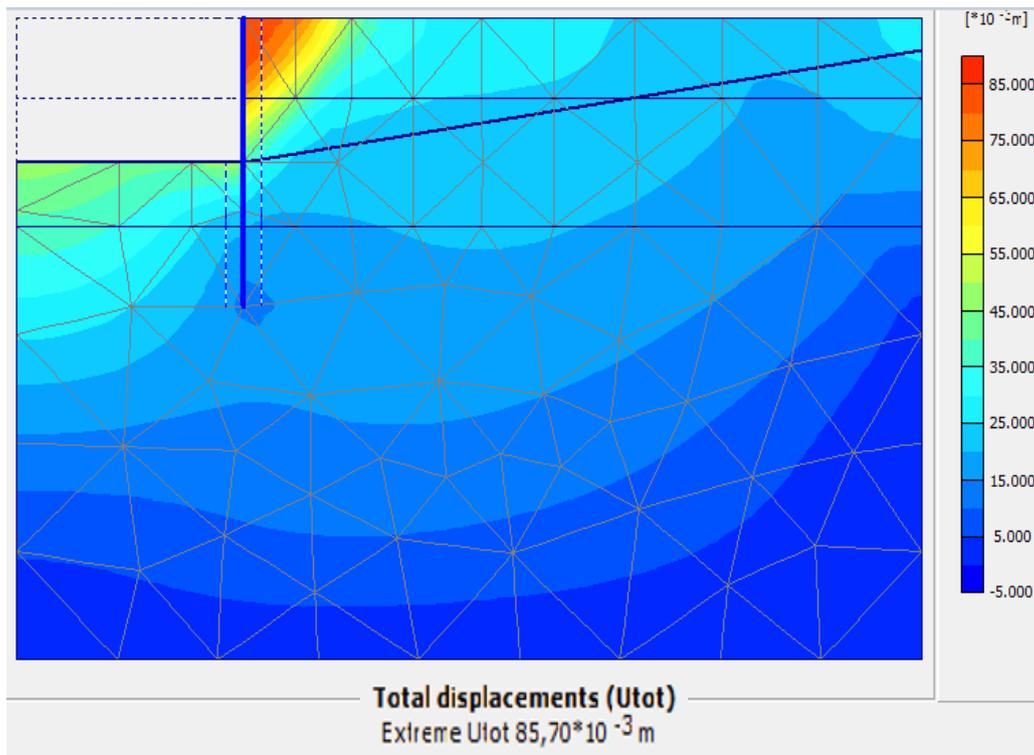


Figure IV.61 Phase 2 : Déplacement total

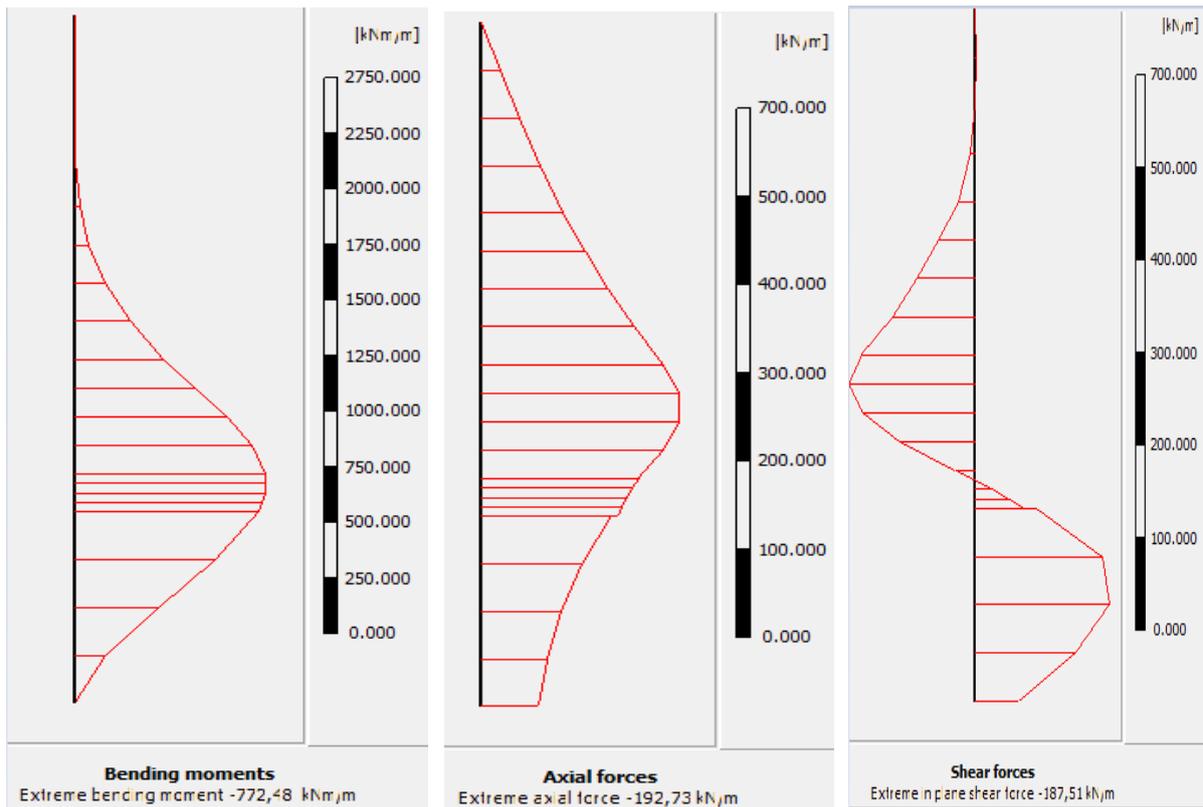


Figure IV.62 Phase 2 : Les efforts dans la paroi

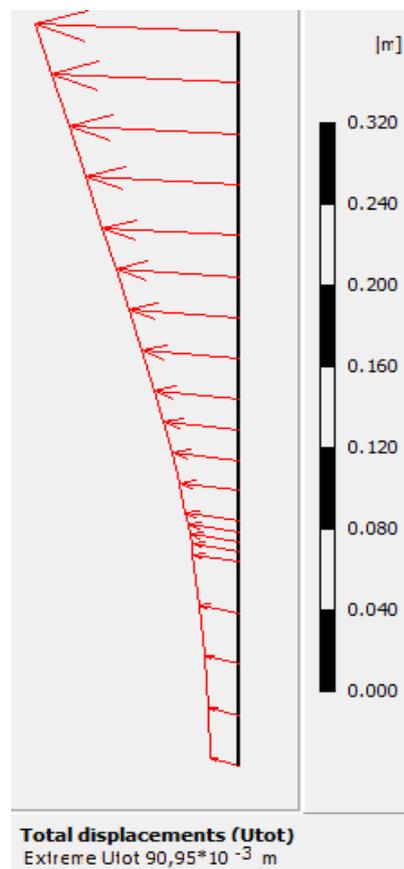


Figure IV.63 Phase 2 : Le Déplacement total dans la paroi

- On a remarqué que La variation de la profondeur de la fiche influe sur le déplacement total de la paroi et influe beaucoup sur les efforts. Pour $f \geq H$ la paroi peut être auto-stable, ceci confirme la méthode empirique.

IV.7. CONCLUSIONS :

Dans ce chapitre, on a fait une modélisation 2D numérique en éléments finis (plaxis 2D) simulant les différentes étapes de réalisation d'une excavation de 12 m de profondeur avec une nappe phréatique. Pour maintenir l'excavation, un rideau de palplanches métallique auto stable et ancré (une seule nappe d'ancrages) a été réalisé. Les résultats obtenus à partir de la présente étude nous ont permis de tirer les conclusions suivantes en variant différents paramètres (position du tirant d'ancrage incliné de 16° par rapport à l'horizontale, la fiche) :

- La variation du niveau des tirants d'ancrages influe peu sur les déplacements verticaux mais il influe sur les déplacements horizontaux. Cependant elle influe beaucoup sur les efforts (moment de flexion, effort normal et effort tranchant).
- La variation de la profondeur de la fiche influe sur le déplacement total de la paroi et influe beaucoup sur les efforts (moment de flexion, effort normal).
- On a remarqué que :
 - La meilleure position (profondeur) du tirant d'ancrage est à $1/3$ de la hauteur de la paroi
 - Jusqu'à une profondeur de la fiche $f \geq H$, la paroi peut être auto-stable et pour des profondeurs de $f < H$, il est nécessaire de mettre en œuvre un ou plusieurs niveaux d'appui (butons ou tirants).

Référence bibliographique

- [01] Fixot, J., Analyse comparative de la norme NF P 94 282 sur les écrans de soutènement. Génie civil, 2013.
- [02] Benamara Fatima Zohra. Analyse de la stabilité des écrans de soutènement ancrés. 2019. Thèse de doctorat en science. Université 8 Mai 1945 Guelma
- [03] Magoura Nadjib ; Comportement d'un écran de soutènement renforcé par des armatures métalliques.2017. Mémoire de Master Académique. Université Mohamed Boudiaf - m'sila
- [04] M^{elle} Mebarki Chahrazed. Modélisation numérique d'une excavation avec paroi moulée pour la construction d'un hôtel en Lybie. Mémoire de Master Académique. Université Badji Mokhtar - Annaba 2018
- [05] <https://www.soleffi.fr/metiers/soutenements-provisoires-et-definitifs/micro-berlinoise/>
- [06] LCPC, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en parois composites
- [07] <https://www.atlas-fondations.fr/fr/techniques/parois/autres-parois/paroi-parisienne-ou-lutecienne>
- [8] EN 1997-1., Eurocode 7 Géotechnique Design – Part 1 : General Rules. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium, 2004.
- [9] <https://www.ffgb.be/fr/news/des-butons-dans-les-travaux-de-fondations>
- [10] Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art ; sous-fascicule 51.2 les tirants d'ancrage
- [11][https://www.freyssinet.com/freyssinet/wfreyssinet_fr.nsf/0/2506068E29C99AF1C1257C62005BADAB/\\$file/C%20IX%20](https://www.freyssinet.com/freyssinet/wfreyssinet_fr.nsf/0/2506068E29C99AF1C1257C62005BADAB/$file/C%20IX%20)
- [12] Khater Ibtissem : Estimation des pressions de terre passive et active en présence d'écoulement dans les fouilles de largeur limitée / Thèse de doctorat en science en : hydraulique. Université Mohamed Khider – Biskra 2019
- [13] <http://thesis.univ-biskra.dz/2415/3/chapitre%20I-Version%20finale-2013.pdf>
- [14] <http://thesis.univ-biskra.dz/1106/4/CHAPITRE%2002.pdf>
- [15] https://bouassidageotechnics.files.wordpress.com/2016/03/chapitre_07.pdf
- [16] Chaffai Kamila et Kahoul Abir : calcul des écrans de soutènement ancrés /Mémoire de Master. Option : Géotechnique. Université 08 Mai 1945 de Guelma

[12] Khater Ibtissem : Estimation des pressions de terre passive et active en présence d'écoulement dans les fouilles de largeur limitée / Thèse de doctorat en science en : HYDRAULIQUE. Université Mohamed Khider – Biskra 2019

[17] EC 7-1- pr EN 1997-1. Projet définitif. Janvier 2004. Eurocode 7 : Calcul géotechnique. Partie 1 : Règles générales. CEN, Brxelles, Belgium, 2004.

[18] MAGHMOULI AMEL - Mémoire de Magister : détermination des pressions des terres sur les écrans plans de soutènement avec et sans ancrages. Université 08 Mai 1945 de Guelma

[19] M. BIETH Emmanuel /ENTPE Cours de Mécanique des sols appliqués. Murs de soutènement2009-2010

[20] Delattre, L., Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement. L'approche par le calcul– les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction, Bulletin des laboratoires des ponts n°234, 2001, pp 35-55.

[21] JEAN-FRANÇOIS CORTÉ., A propos de la méthode du module de réaction pour le calcul des soutènements, Bull, liaison Labo. P. et Ch. - 104, 1979, pp. 43- 53

[22] Delattre, L., Sonja MARTEN ; Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement. L'approche par le calcul– II* – Les approches empiriques et semi-empiriques, Bulletin des laboratoires des ponts n°244-245, AOÛT 2003, pp 31-51

[23] H. JOSSEAUME ; méthode de calcul des rideaux de palplanches étude bibliographique ; Bull. Liaison Labo. P. et Ch. – 72 août 1974