

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université 8 Mai 1945 Guelma



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Hydraulique

THÈSE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE
DOCTORAT EN SCIENCE

Filière : Génie Civil

Présentée par

Benamara Fatima Zohra

Intitulée

Analyse de la stabilité des écrans de soutènement ancrés

Soutenue le :

Devant le Jury composé de :

Mr Nouaouria Mohamed Salah	Professeur	Univ. de Guelma	Président
Mr Belabed Lazhar	Professeur	Univ. de Guelma	Rapporteur
Mr Rouaiguia Amar	Professeur	Univ. de Guelma	Examineur
Mr Meksaouine Mohamed	Professeur	Univ. d'Annaba	Examineur
Mr Belouar Abdelghani	Professeur	Univ. de Constantine	Examineur
Mme Rehab Bekkouche Souhila	Maitre de Conf/A	Univ. de Skikda	Examineur

Année Universitaire : 2018/2019

Dédicace

« L'éducation est votre arme la plus puissante pour changer le monde. »

Nelson Mandela

A mon père et ma mère

Remerciements

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

Je tiens à exprimer ma gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse qui a été menée au sein du laboratoire de génie civil et d'hydraulique de l'Université 8 Mai 1945 de Guelma.

Mes remerciements s'adressent A: Monsieur BELABED Lazhar, professeur à l'Université de Guelma, et mon directeur de thèse pour la confiance qu'il m'a apportée tout au long de ce travail, pour son soutien et son aide à la recherche des solutions adéquates aux difficultés rencontrées au cours de cette thèse.

Mes sincères remerciements vont à Monsieur NOUAOURIA Mohamed salah, professeur à l'Université de Guelma et directeur du laboratoire de recherche de génie civil et d'hydraulique de l'université de Guelma d'avoir accepter de présider le jury de cette thèse.

Je tiens également à remercier Monsieur ROUAIGUIA Ammar, professeur à l'Université de Guelma, Monsieur MEKSAOUINE Mohamed, professeur à l'Université d'Annaba, Monsieur BLOUAR Abdelghani, professeur à l'Université de Constantine et Madame REHAB BEKKOUCHE Souhila, maitre de conférence A à l'Université de Skikda pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'examiner ce travail. Je leur exprime toute ma reconnaissance pour l'intérêt qu'ils ont porté à la lecture et la critique de ma thèse.

Je remercie vivement mademoiselle Arroudj Meryem, qui m'a aidé et soutenu pendant la rédaction de l'article.

Je remercie également l'ensemble des enseignants de département de génie civil et d'hydraulique de l'Université de Guelma.

Ces remerciements ne seraient pas complets sans une pensée pour ma sœur Warda, mes amis et collègues qui ont été présent quand j'en avais besoin.

Résumé :

Les écrans de soutènement ancrés sont des murs retenus par des ancrages dans le but d'atteindre une rigidité assez élevée que possible dans des considérations économiques. L'estimation de la longueur d'ancrage joue un rôle prépondérant dans l'étude de la stabilité des écrans de soutènement ancrés.

Le but de cette thèse est de déterminer la longueur d'ancrage en utilisant le modèle classique de Kranz et d'autres modèles proposés. Dans ce but, plusieurs études paramétriques ont été menées à travers l'analyse de la stabilité d'ensemble des écrans de soutènement ancrés dans le but d'obtenir des longueurs d'ancrage plus courtes et des murs plus stables.

Afin de valider les modèles mécaniques proposés, une étude numérique est effectuée en utilisant les logiciels GEO FEM et PLAXIS 8.6 sur le même profil type étudié analytiquement. Les études comparatives effectuées dans cette thèse ont montré que les modèles mécaniques proposés sont très utiles pour l'analyse de la stabilité des écrans de soutènements simplement ancrés en donnant des longueurs d'ancrage plus courtes et économiques par rapport aux modèles classiques.

Mots clés: Longueur d'ancrage, écrans de soutènement ancrés, modèles modifiés, surface de rupture, la pression des terres, GEO FEM et PLAXIS 8.6.

Abstract

The anchored retaining walls are restraining walls constructed by using anchors to achieve the highest stiffness possible within economic considerations. Anchor length estimation has an important role in the study of the stability of anchored retaining walls.

The purpose of this thesis is to determine the anchor length using the classical model of Kranz and other proposed models. For this purpose, several parametric studies have been conducted through the analysis of the overall stability of retaining anchored walls with the aim of obtaining shorter anchor lengths and more stable walls.

A numerical study is carried out by using GEO FEM and PLAXIS 8.6 software on the same standard profile as analytically studied so as to validate the proposed mechanical models. The comparative studies performed in this thesis have shown that the proposed mechanical models are very useful for analysis the stability of simply anchored retaining walls by giving shorter anchor lengths and economic compared to classical models.

Keywords: Anchor length, anchored retaining walls, improved models, failure surface, earth pressure, GEO FEM and PLAXIS 8.6.

المخلص

الجدران الاستنادية المشدودة هي جدران مثبتة يتم تشييدها باستخدام قضيب التثبيت لتحقيق أعلى صلابة ممكنة ضمن الاعتبارات الاقتصادية. إن تقدير طول قضيب التثبيت له دور هام في دراسة استقرار الجدران الاستنادية المشدودة.

الغرض من هذه الأطروحة هو دراسة طول قضيب التثبيت باستخدام نماذج الفشل المقترحة المختلفة و النموذج الكلاسيكي لكرانز. بالإضافة إلى ذلك ، تم استخدام العديد من الدراسات البارامترية من خلال تحليل الاستقرار للجدران الاستنادية المشدودة بهدف توفير أطوال قضبان تثبيت تكون أقصر وجدران أكثر استقراراً.

تم إجراء دراسة رقمية باستخدام برامج جيوفام و بلاكسيس 8.6 على نفس المواصفات القياسية التي تمت دراستها تحليلياً للتحقق من صحة النماذج الميكانيكية المقترحة. وأظهرت الدراسات المقارنة التي أجريت في هذه الأطروحة النماذج الميكانيكية المقترحة مفيدة جداً لتحليل الاستقرار للجدران الاستنادية المشدودة عن طريق إعطاء أطوال قضبان تثبيت أقصر واقتصادية مقارنة بالنماذج الكلاسيكية.

كلمات مفتاحية:

طول قضيب التثبيت ، الجدران الاستنادية المشدودة ، النماذج المحسنة ، سطح الفشل ، ضغط التربة ، جيوفام و بلاكسيس 8.6.

SOMMAIRE

Sommaire

	Page
Dédicace	1
Remerciements.....	2
Résumé.....	3
Abstract.....	4
ملخص	5
Sommaire.....	6
Introduction générale	11
Chapitre I: Généralités sur les écrans de soutènements ancrés	
I.1 Introduction.....	14
I.2 Le développement des écrans de soutènement	14
I.3 Les parois ancrées	16
I.3.1 Les rideaux de palplanches métalliques	17
I.3.2 Les parois composites	17
I.3.2.1 Paroi berlinoise.....	18
I.3.2.2 Paroi parisienne	19
I.3.2.3 Paroi lutétienne	19
I.3.2.4 Paroi rennais	20
I.3.2.5 Paroi moscovite	20
I.3.2.6 Paroi de pieux sécants	20
I.3.3 Les parois moulées et préfabriquées	21
I.4 Les systèmes d'appuis	22
I.4.1 Le sol au niveau de la fiche	22
I.4.2 Les butons	22
I.4.3 Tirants remblayés	23
I.4.4 Les tirants actifs	23
I.4.5 Les clous	25
I.5 Dimensionnement des écrans de soutènement.....	25
I.5.1 Les méthodes de calcul basées sur les états d'équilibre limite en poussée et butée.....	26
I.5.1.1 Les principales hypothèses classiques de poussée et de butée	26
I.5.1.2 Méthodes classiques de calcul des écrans de soutènement.....	30
I.5.1.2.1 Les parois simplement butées en pied	31
I.5.1.2.2 Les parois encastrées en pied	31
I.5.2 Méthode du coefficient de réaction	37
I.5.3 Méthode des éléments finis	40
I.5.4 Méthode du calcul à la rupture	41
I.5.4.1 Domaine des chargements potentiellement supportables	41
I.5.4.2 Approche cinématique par l'extérieur de K	41
I.5.4.2.1 Principe des puissances virtuelles	42
I.5.4.2.2 Puissance résistante maximale	42
I.6 Conclusion	43
Bibliographie du chapitre I	44

Chapitre II: Comportement à la rupture des écrans de soutènements ancrés

II.1 Introduction.....	47
II.2 Etats limites appréciés aux écrans de soutènement ancrés	47
II.2.1 Etats limites ultime..	47
II.2.2 Etats limites de service	48
II.3 Les modes de rupture des écrans de soutènement ancrés.....	48
II.3.1 Rupture par défaut de butée	48
II.3.2 Structure de l'écran	49
II.3.3 Charges verticales des écrans encastrés	49
II.3.4 Ruine d'un appui	50
II.3.5 Instabilité d'origine hydraulique du fond de l'excavation	50
II.3.6 Instabilité du massif d'ancrage d'un écran	51
II.3.7 Stabilité d'ensemble de l'écran	51
II.4 Synthèse bibliographique sur les modèles de rupture	52
II.4.1 Mécanisme a deux blocs rigides	52
II.4.1.1 Méthode de Kranz	52
II.4.1.2 Méthode de Ranke et Ostermayer	54
II.4.1.3 Méthode de Heibaum.....	55
II.4.1.4 Méthode de Schulz	55
II.4.1.5 Méthode de Broms	56
II.4.1.6 Choix de la ligne de rupture	56
II.4.2 Mécanisme à un seul bloc d'après FHWA.....	57
II.5 Aspect expérimental	57
II.5.1 Les essais en modèles réduit	57
II.5.1.1 Essai de Gaßler et Gudehus	57
II.5.1.2 Essai de Costopoulous	58
II.5.1.3 Essai de Masrouri	59
II.5.1.4 Essai de Heibaum	60
II.5.1.5 Essai de Nakai	61
II.5.2 Les essais en vrais grandeur.....	62
II.5.2.1 Essai de Von Wolffersdorff et Shahroui.....	62
II.5.2.2 Essai de Kazmierczak	62
II.6 Stabilité d'un écran de soutènement ancré	63
II.6.1 Stabilité interne	64
II.6.2 Stabilité externe	64
II.7 Phénomène de transfert de la charge le long de la longueur du scellement	65
II.8 Justification de la stabilité du massif d'ancrage	66
II.9 Conclusion	68
Bibliographie du chapitre II	69

Chapitre III: Estimation de la longueur d'ancrage minimale par la proposition des améliorations aux modèles de rupture des écrans de soutènement ancrés

III.1 Introduction.....	71
III.2 Etude analytique des modèles mécaniques modifiés.....	72
III.2.1 Dimensionnement d'un écran de soutènement ancré	73
III.2.2 Estimation des longueurs d'ancrages minimales	78
III.2.2.1 Mécanismes avec coupe intérieure	78
III.2.2.1.1 Modèle de Kranz modifié	78
III.2.2.1.2 Modèle de Heibaum modifié	83
III.2.2.2 Mécanismes avec une coupe extérieure	85
III.2.2.2.1 Modèle Schulz modifié	85
III.2.2.2.2 Le nouveau modèle proposé	86

III.3 Calcul de la longueur d'ancrage minimale	86
III.3.1 L'effet de la variation de l'inclinaison de la surface de rupture secondaire sur les longueurs d'ancrages.....	86
III.3.2 Comparaison des modèles de rupture	88
III.4 Conclusion	90
Bibliographie du chapitre III	92

Chapitre IV: Présentation des outils de la simulation numérique « PLAXIS 8.6 et GEO FEM »

IV.1 Introduction	93
IV.2 Présentation du logiciel PLAXIS 8.6	93
IV.2.1 Les modèles du comportement du sol	94
IV.2.2 Les éléments de maillage.....	96
IV.2.2.1 Les éléments du sol	96
IV.2.2.2 Les éléments de poutres	96
IV.2.2.3 Les éléments de géogridde	97
IV.2.2.4 Les éléments d'interface	97
IV.2.2.5 Réduction d'interface (R_{inter})	98
IV.2.3 Les étapes de la modélisation par PLAXIS V 8.6	99
IV.2.3.1 La géométrie	99
IV.2.3.2 Chargement et conditions aux limites	100
IV.2.3.3 propriétés des matériaux	101
IV.2.3.4 Génération du maillage	101
IV.2.3.5 Les conditions initiales	101
IV.2.3.6 Génération des contraintes initiales (procédure K0)	102
IV.2.3.7 Phase de calcul	102
IV.2.3.8 Visualisation des résultats	102
IV.3 Présentation du logiciel GEO FEM	102
IV.3.1 Eléments finis utilisés par le programme GEO FEM	103
IV.3.2 Modèles constitutifs élasto-plastiques des sols	104
IV.3.3 Modèles constitutifs de construction des éléments	106
IV.3.3.1 Tirants d'ancrages	108
IV.3.4 Les application du programme GEO FEM	107
IV.3.4.1 Les Informations de base sur la modélisation.....	108
IV.3.4.2 La saisie de la géométrie	109
IV.3.4.3 Sols - modèles constitutifs	110
IV.3.4.4 Corps rigides	111
IV.3.4.5 Affectation des sols.....	111
IV.3.4.6 Poutres	111
IV.3.4.7 Contacts (interfaces)	112
IV.3.4.8 Ancrages	113
IV.3.4.9 Surcharge	114
IV.3.4.10 Analyse	114
IV.3.4.11 Stabilité.....	115
IV.4 Conclusion	114
Bibliographie du chapitre IV	116

Chapitre V : Validation des modèles de rupture proposés par la simulation numérique

V.1 Introduction	117
V.2 Analyse de la stabilité de l'écran de soutènement simplement ancré par PLAXIS 8.6..	117
V.2.1 Caractéristique géométriques et mécaniques du modèle numérique.....	117

V.2.2 Les propriétés du sol	118
V.2.3 Génération du maillage	119
V.3 Analyse de la stabilité de l'écran de soutènement simplement ancré par GEO FEM ...	119
V.3.1 Caractéristique géométriques et mécaniques du modèle numérique	119
V.3.2 Génération du maillage.....	120
V.4 Présentation des résultats obtenus par PLAXIS 8.6 et GEO FEM	121
V.5 Présentation des résultats obtenus par PLAXIS 8.6 pour les deux cas associé et non associé	124
V.6 L'effet de la dilatance des sols frottant sur les mécanismes de rupture	125
V.7 Conclusion	125
Bibliographie du chapitre V	126
Conclusion générale	127
Perspectives	131
Liste des symboles utilisés.....	133
Liste des tableaux.....	135
Liste des figures.....	136
Annexe A.....	A1
Annexe B.....	B1

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les murs de soutènement sont exclusivement utilisés pour retenir des terrains. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Les ouvrages de soutènement sont classés en trois grandes familles suivant le mode de reprise de poussée et de fonctionnement qui sont les murs poids, les écrans de soutènements et les parois composites.

Un écran de soutènement ancré est une paroi plus ou moins épaisse réalisé en différents matériaux tels que le béton, l'acier ou encore le bois renforcés par des éléments d'appuis qui peuvent être des plaques métalliques, des tirants passifs ou actifs.

Dans cette étude on s'intéresse à l'étude des écrans de soutènement ancrés renforcés par des tirants d'ancrage précontraints qui sont constitués d'une armature de précontrainte (barre, fils, torons, etc....) qui est introduite dans un forage et scellée au terrain dans sa partie supérieure, par injection d'un coulis de ciment ou d'un mortier, avant d'être mise en tension et bloqué par une tête d'ancrage contre la structure ou l'élément de la structure à ancrer. Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

L'étude de la stabilité d'un écran de soutènement ancré consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable. La forme de cette surface définit le mécanisme de rupture utilisé dans cette étude.

La vérification de la stabilité globale est l'objectif des analyses de la stabilité basées sur la recherche de la position de la surface de rupture potentielle et son point de passage par rapport à la paroi de l'écran de soutènement ancré. Le but de passage de cette surface de glissement par rapport à la paroi définit deux types de mécanismes de rupture à savoir les mécanismes avec coupe intérieure et les mécanismes avec coupe extérieure. Dans les deux cas, on doit déterminer les équations d'état limite pour chaque mécanisme. Chaque équation est formulée à partir de l'étude d'équilibre des forces agissantes sur le modèle de rupture appliquées en amont et en aval de l'écran de soutènement ancré. Le massif de sol renforcé se comporte le plus souvent comme un bloc rigide.

Ce travail de thèse s'intéresse à proposer un nouveau modèle de rupture amélioré basé sur des modèles reconnues de Kranz (1953), Schultz (1977) et Heibaum (1987) en apportant quelques modifications à chaque modèle, afin d'obtenir des longueurs d'ancrages minimales et économiques et des écrans de soutènements plus stables. Pour mener à terme ce travail, nous avons réalisé une bonne partie bibliographique, riche en informations et qui comporte deux chapitres.

Le premier chapitre de cette thèse est consacré à la définition des écrans de soutènement ancrés les plus courants (rideaux de palplanches, parois moulées et les parois composites) complétée par une description des différents systèmes d'appuis.

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement, quel que soit leurs types, passe par l'application des théories de poussée et de butée. Une synthèse de ces théories et des méthodes de calcul usuelles sont également présentés. Enfin, on terminera ce chapitre par une discussion sur les travaux analytiques et numériques effectués dans ce contexte.

Le deuxième chapitre présente les différents modes de rupture affectant les éléments structuraux des écrans de soutènement ancrés et les causes probable menant à la rupture. On a présenté également les principaux mécanismes de rupture de l'ensemble (sol+écran+ ancrage) observés durant les essais en modèles réduits et en vrais grandeur réalisés et cités par différents chercheurs renommés à travers plusieurs années.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude analytique par la proposition des améliorations aux modèles de rupture des écrans de soutènement simplement ancrés afin d'obtenir des longueurs d'ancrages minimales par le développement des équations d'équilibres pour chaque modèle de rupture amélioré.

Le quatrième chapitre est une présentation des logiciels « PLAXIS 8.6 et GEO FEM » utilisés dans la modélisation numérique par élément finis afin de valider les modèles de rupture améliorés.

Le cinquième chapitre est consacré à la modélisation numérique au moyen de logiciels basés sur la méthode des éléments finis. On terminera ce chapitre par la présentation des résultats de calcul avec les interprétations explicatives.

Nous terminons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre étude.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES ECRANS DE SOUTENEMENT ANCRES

I.1 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 [12].

Les soutènements englobent aussi bien les structures massives qui sont les murs de soutènement (emprise et poids de l'ouvrage importants), que les structures plus souples que sont les écrans de soutènement (aussi appelés rideaux de soutènement, qui sont relativement minces et peuvent être réalisés en différents matériaux tels que le béton, l'acier ou encore le bois). Les murs de soutènement sont quasi exclusivement utilisés pour retenir des terrains tandis que les écrans peuvent également servir à maintenir une fouille hors d'eau et servir de fondation à une superstructure. Dans le cas d'un soutènement de terrain, la mise en place d'un mur ou d'un écran, permet de s'affranchir de la réalisation d'un talus pour assurer la stabilité du terrain et permet donc ainsi de limiter l'emprise nécessaire au projet, ce qui est intéressant en sites urbains, car la place y fait souvent défaut [17].

I.2 Le développement des murs de soutènement

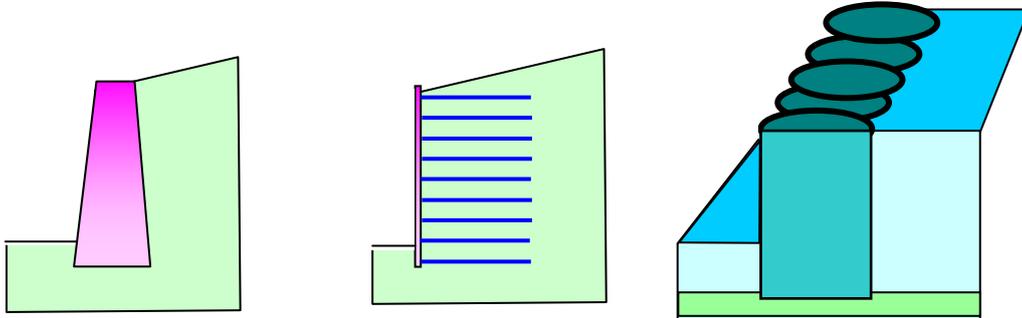
Les murs de soutènement constituent une des techniques les plus anciennes puisqu'elle était déjà utilisée durant l'antiquité pour supporter des excavations ou des remblais [21]. Le mur de soutènement prenait alors la forme de mur poids en maçonnerie qui permettait par sa seule masse de retenir les terrains situés derrière lui.

Ce type de soutènement s'est développé de façon importante au cours du temps jusqu'au début du XX^{ème} siècle, période à laquelle il a commencé à être délaissé au profit de nouvelles techniques tels que les écrans de soutènement utilisant des matériaux industriels comme le béton et l'acier [14]. Toutefois, cette technique a continué d'évoluer durant le XX^{ème} siècle en ayant notamment davantage recours au béton coulé en place ou sous forme d'éléments préfabriqués.

Les murs de soutènement sont souvent classés en fonction de leur masse, de leur flexibilité et de la manière de reprise de la poussée des terres [28].

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués.

- Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement



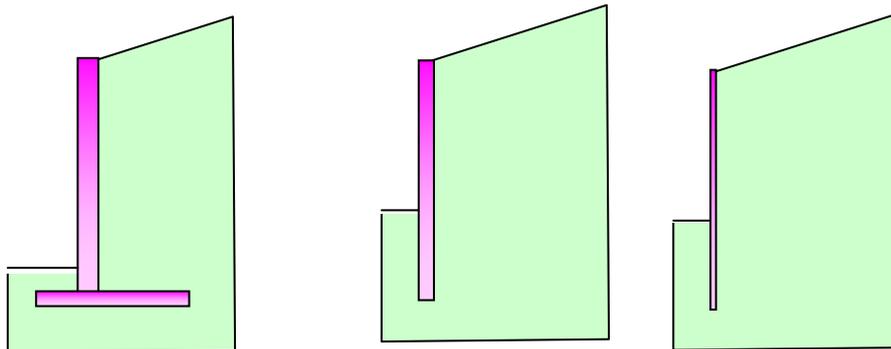
Mur poids en béton ou maçonnerie

Mur en terre armée

Ouvrage cellulaire

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

- Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement



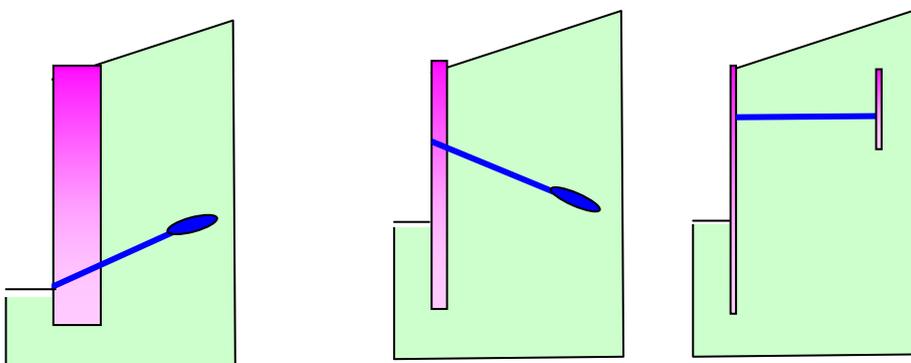
Mur cantilever en béton armé

Paroi moulée

Rideau de palplanches

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

- Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages



Mur en béton ancré

Paroi moulée ancrée.

Rideau ancré

Figure. I.3 Reprise de la poussée grâce à un ancrage [28].

I.3 Les parois ancrées

Les parois ancrées sont formées d'éléments verticaux (pieux, planches ou tubes) liés entre eux par un procédé quelconque (mortier, planches, emboîtement), et elle s'oppose à la poussée du sol par des tirants d'ancrage (le plus souvent en acier) qui relient l'écran à une plaque ou un corps mort (rocher ou bloc maçonné ou bloc béton) enterré à une certaine distance en arrière de l'écran.

La résistance à la flexion de ces ouvrages joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu alors que leur poids a un rôle insignifiant. 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 (Fig. I.4).

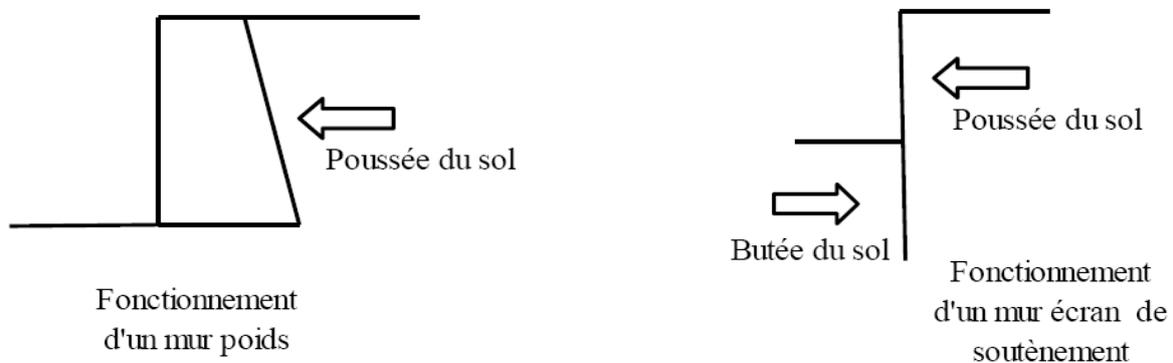


Figure. I.4 Différence de fonctionnement entre un mur poids et un écran de soutènement [28]

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 (Fig. I.5).

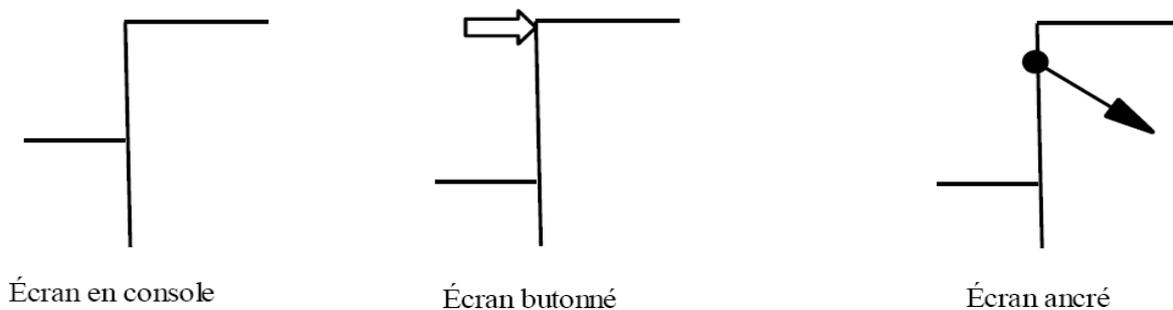


Figure. I.5 Représentation schématique des différents types d'écran de soutènements [18].

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

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

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

1.3.1 Les rideaux de palplanches métalliques

La palplanche est une pièce «en bois, acier, béton, etc., » de section spéciale, permettant de l'emboîter à une autre et généralement utilisée à la constitution de parois étanches en terrains meubles, aquifères ou immergés.

La palplanche est souvent définie comme un « profilé métallique » mais la palplanche ne désigne pas seulement le profilé acier mais bien un profilé de section spécifique fait dans divers matériaux tels que le béton, le bois, ou le PVC.

Les palplanches métalliques sont particulièrement bien adaptées à la réalisation de soutènements en présence d'eau (nappe phréatique ou site aquatique) car elles 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) (Fig. I.6) [25]

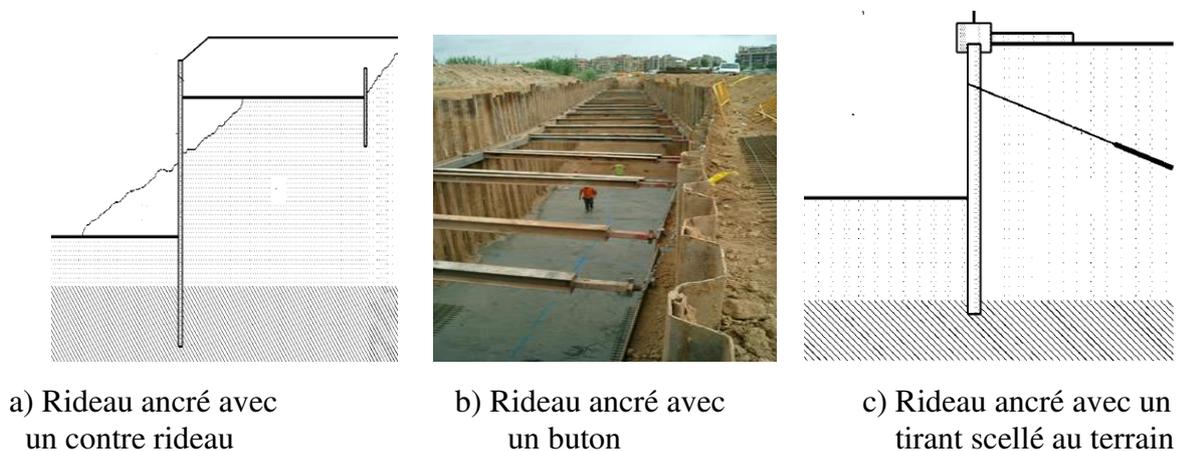


Figure I.6 Rideaux de palplanches [12]

1.3.2 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 [23] :

- les berlinoises

- les micro-berlinoises
- les parisiennes
- les lutétiennes
- les 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).

1.3.2.1 Paroi berlinoise

Une paroi composite est largement utilisée lors de la reconstruction de Berlin, d'où son nom. La paroi Berlinoise est un type de soutènement, provisoire ou définitif, constitués de poteaux métalliques espacés, fichés dans le sol et d'un parement (béton projeté sur nappe de treillis soudé, béton armé coffré, etc.) réalisé entre les poteaux. La figure I.7 présente les opérations successives de réalisation d'une paroi berlinoise. Ces ouvrages peuvent être ancrés par un ou plusieurs lits de tirants précontraints (Fig. I.8).

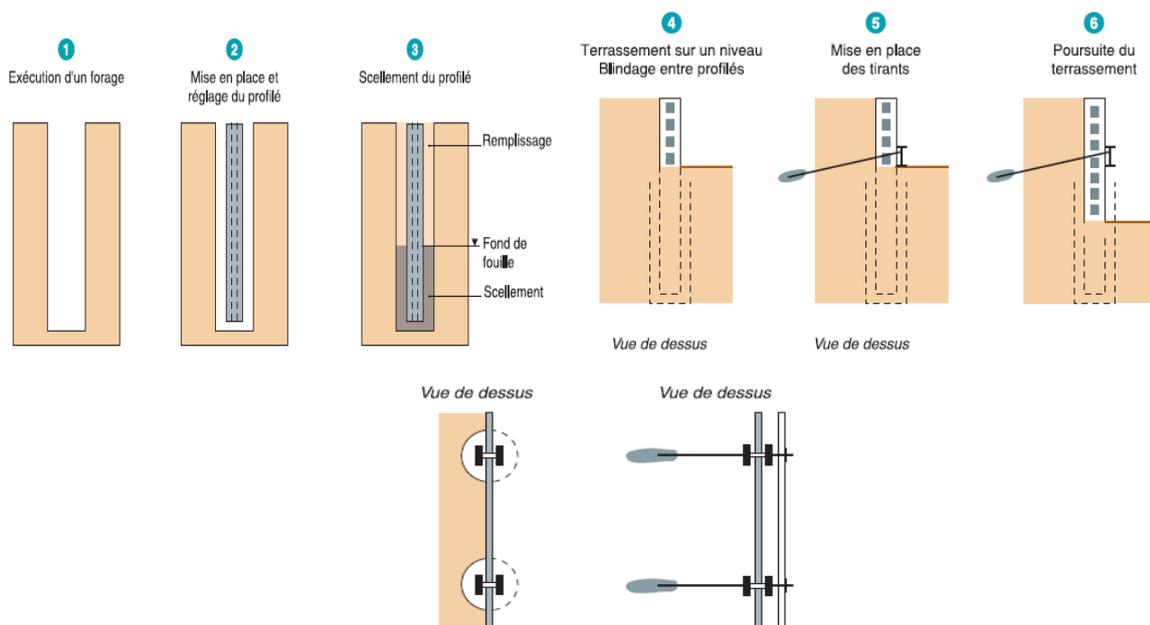


Figure. I.7 Schéma d'exécution d'une paroi berlinoise [23]



Figure. I.8 Paroi berlinoise ancrée par des tirants précontraints [23]

1.3.2.2 Paroi parisienne

Dans une paroi parisienne, les éléments verticaux sont constitués par des poteaux en béton armé préfabriqués mis en place dans un forage rempli d'un coulis de bentonite ciment (Fig. I.9). Dans certains sols, il est possible de les mettre en place par battage ou vibro fonçage. Les poteaux peuvent être rainurés ou équipés d'armatures en attente dans lesquelles seront ancrés les panneaux.

L'intérêt de cette technique est de conférer à l'ouvrage une plus grande rigidité que celle qui lui est donnée par de simples profilés métalliques et ainsi de limiter les déplacements. L'inconvénient de la paroi parisienne réside dans des problèmes de manutention des poteaux, ce qui limite leur longueur. La voûte est constituée de béton projeté entre les pieux ou les profilés [12].

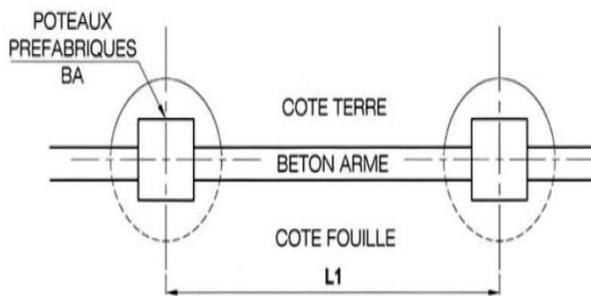


Figure. I.9 Paroi parisienne [23]

1.3.2.3 Paroi lutétienne

Il s'agit d'une évolution du procédé de la paroi parisienne dans laquelle les poteaux préfabriqués sont remplacés par des pieux en béton armé coulés en place dans les forages. Le domaine d'emploi de la paroi lutétienne est plus étendu que celui de la paroi parisienne car les éléments verticaux peuvent être réalisés avec une géométrie et une longueur adaptée à la particularité du chantier. L'inconvénient de la paroi lutétienne réside dans le positionnement des armatures en attente qui doit être très précis pour pouvoir fixer les panneaux (Fig. I.10).

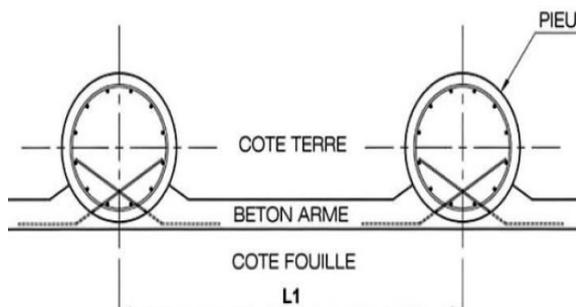


Figure. I.10 Paroi lutétienne [23]

1.3.2.4 Paroi rennaise

Ce soutènement constitue une variante de la paroi lutétienne, pour les terrains de forte cohésion. Il ne comporte que des pieux forés, distants les uns des autres. La mise en œuvre d'un parement de finition en béton coulé en place ou rapporté reste évidemment possible (Fig I.11).

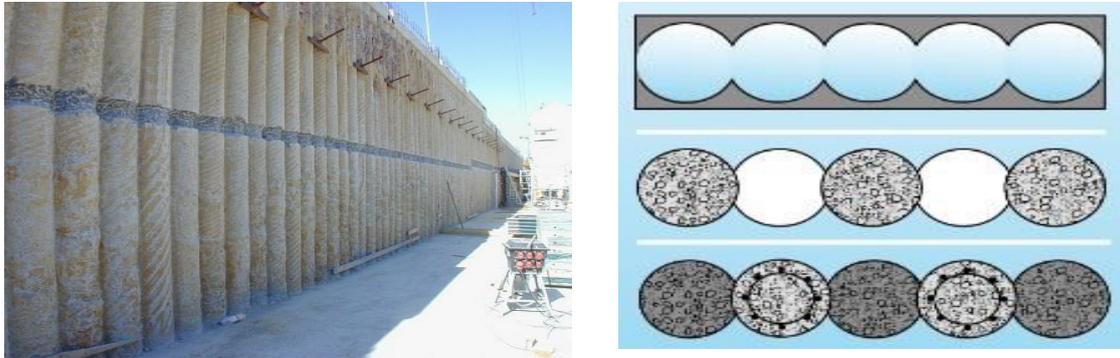


Figure. I.11 Paroi rennaise [42]

1.3.2.5 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 (Fig. I.12). 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 lutétienne et donc de limiter les déplacements.

L'inconvénient de cette technique réside, comme pour la paroi parisienne ou lutétienne, 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 [36].

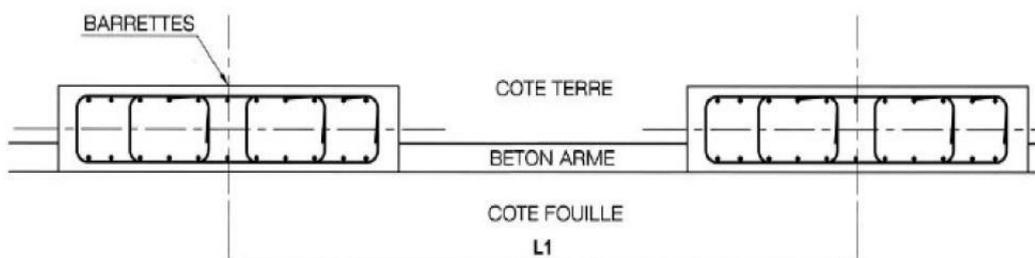


Figure. I.12 Schéma d'une paroi moscovite [17]

1.3.2.6 Paroi de pieux sécants

Soutènement constitué de pieux forés en béton dont l'espacement est inférieur au diamètre, et réalisé en exécutant successivement des pieux primaires, puis des pieux secondaires. Les pieux primaires ne sont pas ferrailés, peuvent être plus courts que les pieux secondaires et constituent le blindage ; les pieux secondaires viennent mordre sur les pieux primaires et sont

armés pour constituer l'élément résistant de l'écran vis-à-vis de la flexion. Les parois peuvent être planes, courbes, présenter des angles et former des enceintes fermées (Fig. I.13).

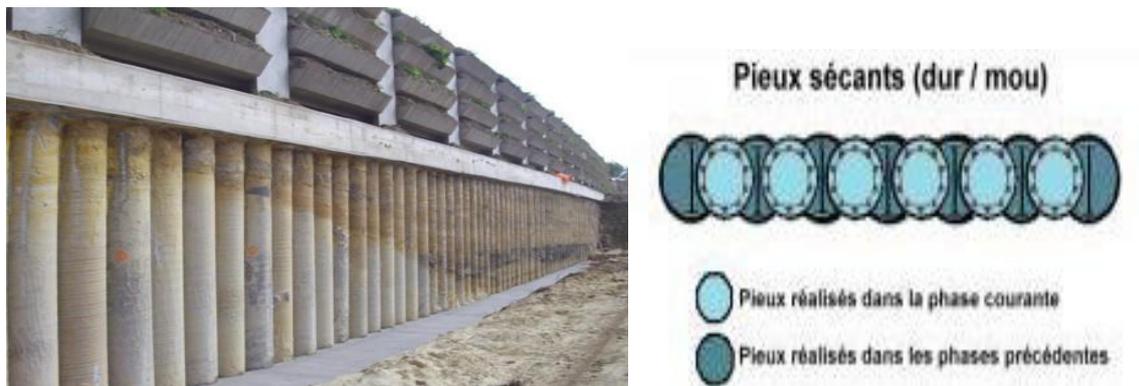


Figure. I.13 Paroi de pieux sécants [42]

1.3.3 Les parois moulées et préfabriquées

La technique de la paroi moulée, plus récente, est attribuée à deux ingénieurs Italiens [43]. Une paroi moulée est constituée d'une juxtaposition de panneaux verticaux de 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 être aussi utilisée. La figure I.14 présente les opérations successives de réalisation d'une paroi moulée.

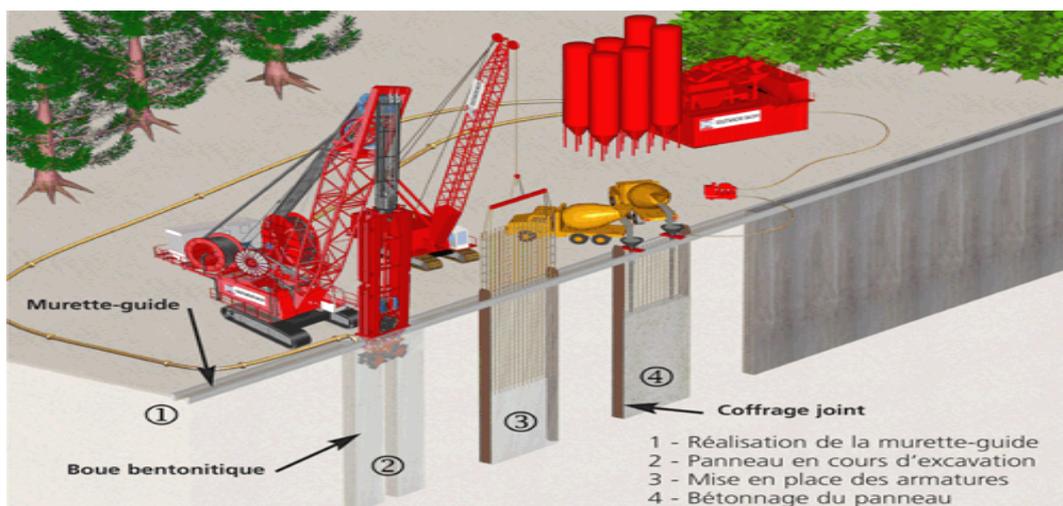


Figure. I.14 Principe général d'exécution d'une paroi moulée [45]

Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que le béton a atteint une résistance suffisante. Lorsque la partie libre de l'ouvrage n'excède pas 5 à 6 mètres, la paroi peut simplement être encastree dans le sol. Pour des hauteurs libres plus importantes

ou des contraintes relatives aux déplacements sévères, la paroi est ancrée par un ou plusieurs niveaux de tirants ou boutonnée.

Les parois préfabriquées sont constituées de panneaux préfabriqués mis en place dans les excavations dans lesquelles ils sont généralement scellés avec un coulis de ciment-bentonite.

1.4 Les systèmes 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.

1.4.1 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 [42].

1.4.2 Les butons

Les butons sont constitués de poutres en béton armé, de profilés ou de tubes métalliques prenant appuis sur deux structures construites en vis-à-vis (Fig. I.15). 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.



Figure. I.15 Paroi berlinoise butonnée [25]

I.4.3 Tirants remblayés

L'ancrage à des corps-morts est la technique de base pour l'ancrage des ouvrages de soutènement partiellement remblayés. Les ancrages, alors disposés entre deux couches de remblai, sont constitués le plus souvent de tirants métalliques ancrés à un corps-mort ou massif d'ancrage réalisé en arrière du soutènement. Ils sont constitués de ronds d'acier filetés, ou barres d'acier à haute adhérence. Ils sont constitués de barres métalliques fixées à un dispositifs d'ancrage pouvant être un rideau de palplanches (contre rideau), des plaques en béton disposées horizontalement (dalles flottantes), des plaques de béton disposées verticalement travaillant par butée (plaques d'ancrage).

Ces tirants, sans précontrainte initiale, nécessitent des déplacements importants pour mobiliser de la butée au niveau du rideau d'ancrage et ainsi équilibrer les efforts transmis par la structure. Cette technique d'ancrage intéresse particulièrement les rideaux de palplanches compte tenu de la possibilité qu'offrent ces derniers de réaliser des soutènements en partie remblayés et en partie excavés. Ils sont alors constitués de barres métalliques fixées à une extrémité au rideau de palplanches et à l'autre extrémité à un dispositif d'ancrage (Fig. I.16).

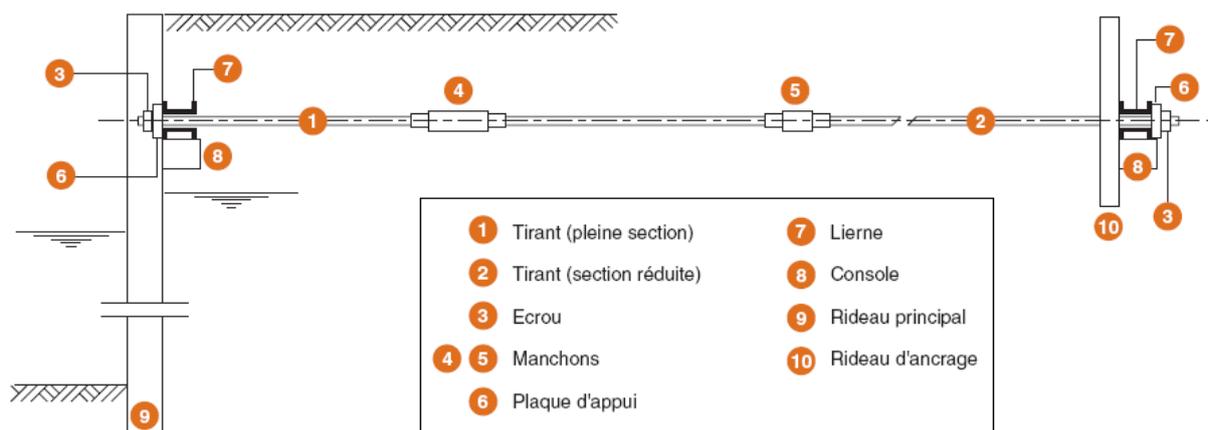


Figure. I.16 Schéma général d'ancrage de type remblayé [25]

I.4.4 Les tirants actifs

Les tirants d'ancrage précontraints sont des éléments de construction dont la fonction est de transmettre des efforts au sol meuble ou rocher, par l'intermédiaire d'armatures actives.

Ils sont constitués d'une armature de précontrainte (barres, fils, torons, etc.) qui est introduite dans un forage et scellée au terrain dans sa partie inférieure, par injection d'un coulis de ciment ou d'un mortier, avant d'être mise en tension et bloquée par une tête d'ancrage contre la structure ou l'élément de structure à ancrer [38].

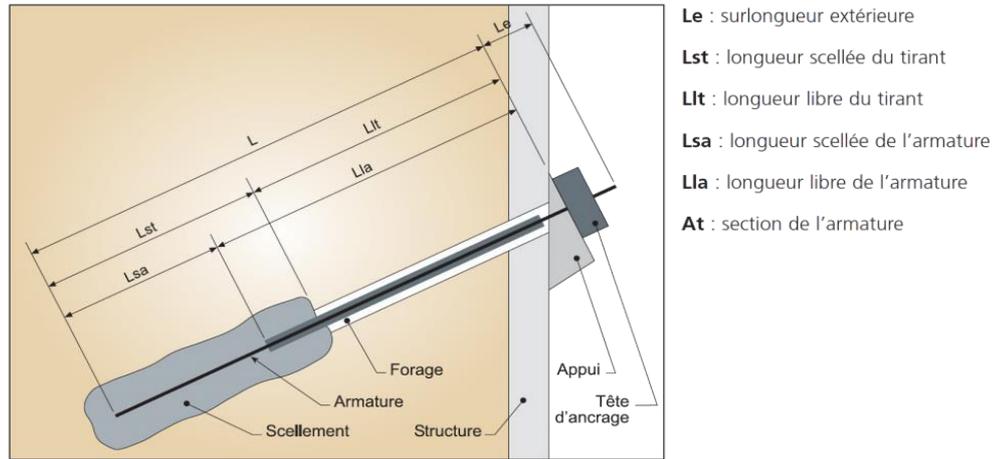
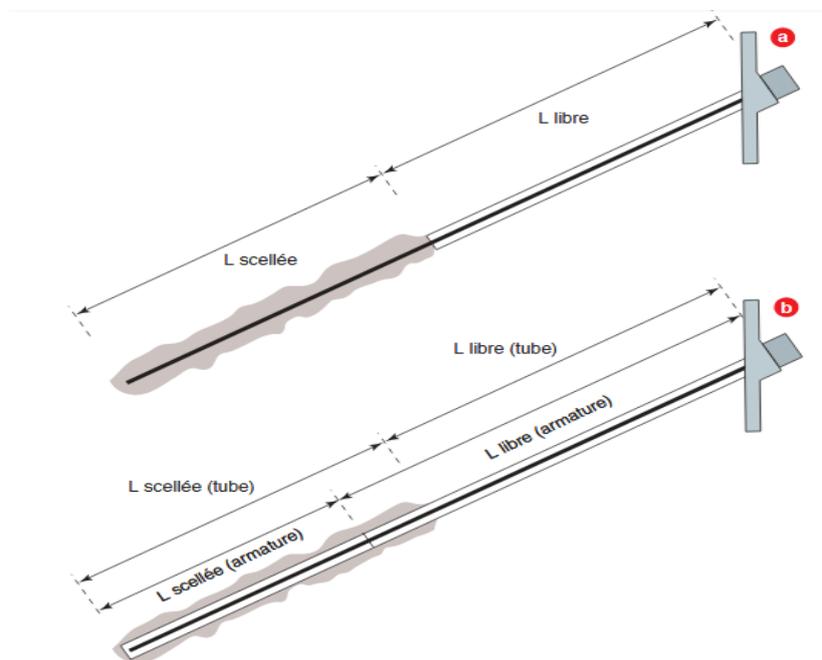


Figure. 1.17 Descriptif simplifié d'un tirant d'ancrage [41]

Le corps des tirants d'ancrage comprend deux parties distinctes : la première prend naissance sous la tête d'ancrage et constitue la longueur libre de celui-ci, et la seconde prolonge celle-ci jusqu'à l'extrémité inférieure du tirant et constitue sa longueur de scellement (Fig. I.18).

Lorsque l'armature du tirant est directement scellée au terrain, la longueur libre et la longueur de scellement de l'armature sont respectivement confondues avec la longueur libre et la longueur de scellement de tirant. Il peut ne pas en être de même lorsque l'armature est scellée dans un tube lui-même scellé dans le terrain.



a-armature directement scellée au terrain. **b**-armature scellée dans un tube à l'aide d'un coulis, le tube lui-même scellé au terrain.

Figure. 1.18 Corps des tirants [24].

I.4.5 Les clous

Les clous sont constitués de barres de diamètre 20 à 50 mm. Les techniques de réalisation des clous peuvent être classées en deux familles principales : clous « battus »: battage, fonçage, vibrofonçage, procédés utilisés seuls ou associés ; clous scellés par un coulis de ciment : clous scellés dans des forages préalables, clous « auto foreurs » avec injection par l'armature et l'outil de forage.

Dans la première famille, les clous sont généralement constitués par des cornières, des profilés ou des tubes métalliques. Dans la deuxième famille, les armatures scellées dans des forages sont le plus souvent des barres (aciers Haute Adhérence) pour le béton armé. Leur longueur est généralement supérieure à 6,00 m et peut atteindre 20 m. Ils sont dits « passifs » et sont sollicités en traction, en flexion et en cisaillement par les mouvements du terrain. (Fig I.19)

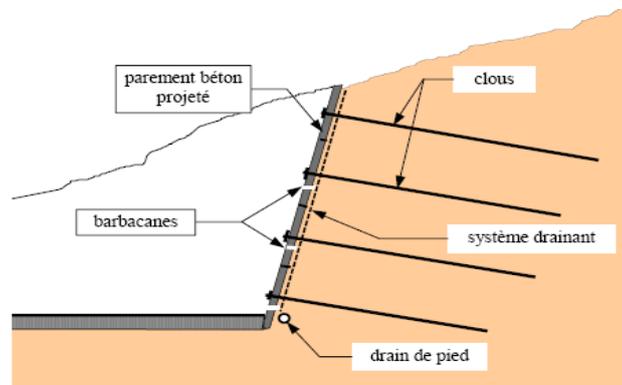


Figure. I.19 Paroi clouée [12]

I.5 Dimensionnement des écrans de soutènements

Dans le cadre de la fonction d'écran de soutènement qu'il s'agit d'un rideau de palplanches ou paroi moulée, L'étude comprend les phases suivantes :

- Détermination d'une valeur de la fiche compatible avec la sécurité de l'ouvrage et l'économie du projet outre que la hauteur des terres retenues (Hauteur de l'excavation).
- Détermination de la force d'ancrage et dimensionnement des tirants d'ancrage,
- Détermination du moment fléchissant maximal et dimensionnement de l'écran.

Les méthodes de calcul sont de quatre types :

- Méthode *aux états limites* basées sur l'état d'équilibre limite (à la rupture) de poussée ou de butée.
- Méthode *aux coefficients de réactions* basée sur les lois rhéologiques ou comportements élasto-plastique.
- Méthode *des éléments finis* basées sur les modèles de comportement très sophistiqués.
- Méthode *de calcul à la rupture* qui permet d'établir des bornes, respectivement inférieure et supérieure

I.5.1 Les méthodes de calcul basées sur les états d'équilibre limite en poussée et butée

I.5.1.1 Les principales hypothèses classiques de poussée et de butée

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement, quel que soit leur type, passe par l'application des théories de poussée et de butée aux calculs des sollicitations exercées à l'ouvrage par le terrain. Lorsque l'on dit qu'un sol est soumis à une *poussée* ou une *butée*, on a tendance à parler de pression active et de pression passive *du sol*. Le développement de la pression des terres actives ou passives se produit soit par *rotation* de l'écran autour de son pied ou de son sommet, et également par *translation* latérale de l'écran.

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

A) Equilibre limite de Coulomb

Les théories de poussée et de butée sont fondées sur les travaux de Coulomb [16]. Dans la méthode de Coulomb, la zone de rupture est réduite à un plan (surface de glissement critique), l'équilibre est global sous forme de l'équilibre d'un prisme. Le frottement mobilisé le long de la surface de glissement est pris en compte, la surcharge et le frottement sont mobilisés à l'interface entre le mur et le terrain (cas particulier).

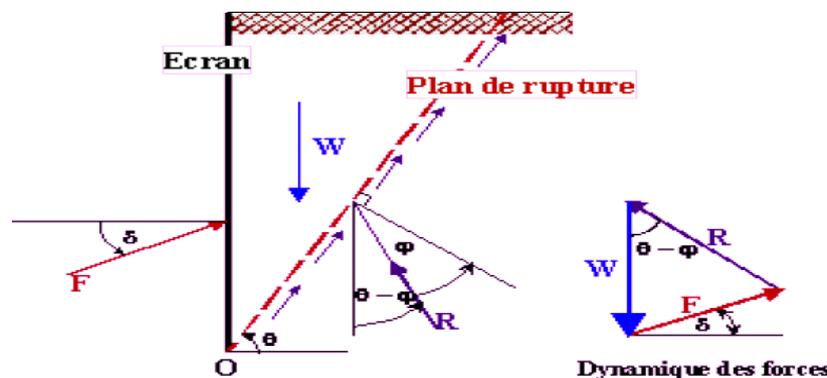


Figure. I.20 Méthode de Coulomb (surface libre et plan) [16]

- 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 (θ) avec l'horizontale (Fig. I.20).
- 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 δ 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 (1.21).

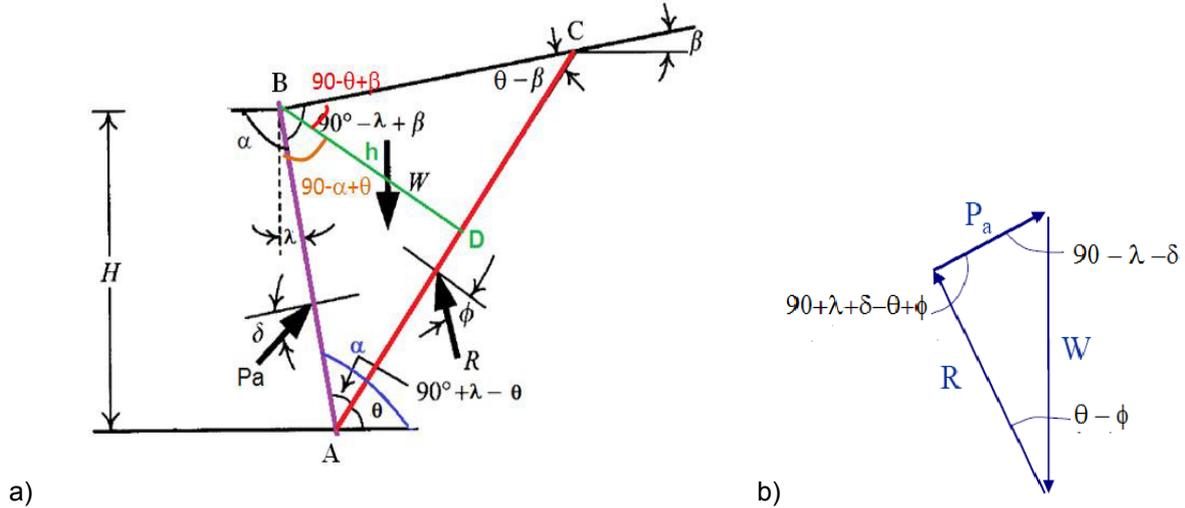


Figure. I.21 Equilibre d'un coin quelconque [16].

Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme d'équilibre limite (Fig. I.21b),

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

D'après le polygone des forces pour le prisme illustré à la figure I.21b et la loi des sinus, nous pouvons écrire :

$$\frac{P_a}{\sin(\theta - \phi)} = \frac{W}{\sin(\alpha - \theta + \phi + \delta)}$$

$$\Rightarrow P_a = \frac{W \sin(\theta - \phi)}{\sin(\alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad (\text{I.1})$$

Le poids des terrés W du prisme ABC est déterminé comme suit :

$$W = \frac{1}{2} \gamma \cdot h \cdot \overline{AD} \cdot \overline{DC} \quad (\text{I.2})$$

D'après la figure I.21 a. on a :

$$\overline{AB} = \frac{H}{\cos(\alpha - 90)} = \frac{h}{\sin(\alpha - \theta)} \quad (\text{I.3})$$

$$\overline{BC} = \frac{\overline{DC}}{\sin(90 - \theta + \beta)} = \frac{h}{\sin(\theta - \beta)} \quad (\text{I.4})$$

$$\Rightarrow \overline{DC} = h \frac{\sin(90 - \theta + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \quad (\text{I.5})$$

$$\text{on a : } \overline{AD} = \overline{AB} \sin(90 - \alpha + \theta) = h \frac{\sin(90 - \alpha + \theta)}{\sin(\alpha - \theta)} \quad (\text{I.6})$$

On substituant les \overline{AD} et \overline{DC} dans l'équation I. 2, on trouve:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin^2(\alpha - \theta)}{\cos^2(\alpha - 90)} \left[\frac{\sin(90 - \alpha + \theta)}{\sin(\alpha - \theta)} + \frac{\sin(90 - \theta + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \right] \quad (I.7)$$

En substituant W dans P_a on aura l'Eq (I.8) :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin^2(\alpha - \theta)}{\cos^2(\alpha - 90)} \left[\frac{\sin(90 - \alpha + \theta)}{\sin(\alpha - \theta)} + \frac{\sin(90 - \theta + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \right] \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\alpha - \theta + \varphi + \delta)} \quad (I.8)$$

P_a varie avec (θ) donc la valeur maximale de la pression des terres active P_a est obtenue en

$$\text{dérivant l'équation I. 8 par rapport à } \theta : \quad \frac{dP_a}{d\theta} = 0 \quad (I.9)$$

La solution de l'équation I.9 donne la force de poussée active:

$$P_a = 1/2. K_{ayh} \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (I.10)$$

$$\text{Avec : } k_{ayh} = \frac{\cos(\varphi + \lambda)^2}{\cos^2(\lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta_a) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2} \quad (I.11)$$

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

Pour l'état passif, On suivra le même raisonnement précédent. La résultante des pressions des terres passives est le minimum de $P(\theta)$. Elle est donnée par :

$$P_p = 1/2. K_{pyh} \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (I.12)$$

$$\text{Avec : } k_{pyh} = \frac{\cos(\varphi - \lambda)^2}{\cos^2(\lambda) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_p) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta_p) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2} \quad (I.13)$$

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 :

$$P_a = 1/2. K_{ay} \gamma \cdot H^2 + K_{aq} \cdot q \cdot H - K_{ac} \cdot c \cdot H \quad (I.14)$$

La force de poussée passive est donnée par :

$$P_p = 1/2. K_{py} \gamma \cdot H^2 + K_{pq} \cdot q \cdot H + K_{pc} \cdot c \cdot H \quad (I.15)$$

Avec :

K_{aq} et K_{pq} : Les coefficients des pressions des terres actives et passives due à la surcharge

k_{ac} et k_{pc} : Les coefficients des pressions des terres actives et passives due à la cohésion

B) Equilibre limite de Rankine

La méthode de Rankine (1857) est basée sur toute une zone en rupture (Fig. I.22). Elle présente l'inconvénient d'imposer, a priori, la valeur du frottement entre le sol et le mur.

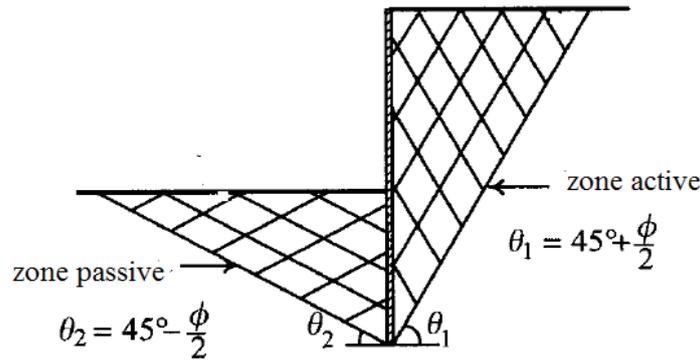


Figure. I.22 Modèle de Rankine [31]

L'hypothèse qui consiste à prendre les valeurs de la contrainte verticale égale à $(\gamma.z)$ (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 $\left(\frac{\pi}{2} \pm \frac{\phi}{2}\right)$ entre elles.

Dans le cas d'un massif à surface horizontale. Le théorème des états correspondants permet de prendre en compte la cohésion. Les contraintes de poussée et de butée sont alors :

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a} \quad (\text{I.16})$$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_p} \quad (\text{I.17})$$

$$K_a = \tan^2 \left(\pi/4 - \phi/2 \right) \quad (\text{I.18})$$

$$K_p = \tan^2 \left(\pi/4 + \phi/2 \right) \quad (\text{I.19})$$

La théorie de Rankine est relativement simple mais ses applications sont limitées. En effet, les lignes de glissement observées sur site ne sont pas droites. De plus, dans le cas de massifs limités par des parois on constate que la rugosité de l'écran joue un rôle important. Finalement, l'obliquité des contraintes sur l'écran est une caractéristique du frottement du massif et de l'écran, alors que dans la théorie de Rankine, elle ne dépend que de l'obliquité de la surface libre et de l'angle de frottement interne

C) L'équilibre limite de Boussinesq

Les travaux de Boussinesq ont amélioré la théorie de Rankine en prenant en compte l'interaction réelle entre le sol et l'écran (dépendant de la rugosité de l'écran) [3]. 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 (Fig. I.23).

La stabilité d'une paroi de soutènement peut être assurée par plusieurs composantes. Dans le cas d'une paroi non ancrée, la stabilité est assurée uniquement par la butée des terres sur la fiche (pression du terrain sur la paroi côté fouille) tandis que dans le cas d'une paroi avec ancrage la stabilité de la paroi est assurée à la fois par la butée et par la résistance de l'ancrage à l'arrachement (Fig. I.24).

Pour assurer la stabilité du soutènement on peut donc jouer sur 3 éléments : la longueur de la fiche, la rigidité de la paroi et la présence d'un système d'appui (sur un ou plusieurs niveaux de type butonnage ou ancrage). Deux types de paroi peuvent être distingués : les parois simplement butées en pied (qui sont obligatoirement ancrées) présentant une faible valeur de fiche, et les parois encastrées en pied (ancrées ou non) et présentant une valeur de fiche élevée. Costet et Sanglerat, décrivent dans leur ouvrage la technique de calcul classique d'un rideau de palplanche dans différentes configurations [10].

I.5.1.2.1 Les parois simplement butées en pied

Dans le cas d'un écran simplement buté en pied avec ancrage unique, on considère d'une part que l'écran est assez rigide et, d'autre part, que sa fiche est suffisamment faible pour que seule la poussée se développe sur la face amont du mur, sans mobilisation possible d'une zone de contre butée (Fig. I.25). Par contre, les déplacements en pied de l'écran sont suffisants pour que le sol atteigne un état limite de butée côté aval. Les deux inconnues que sont, la traction dans l'ancrage et la fiche sont obtenues en résolvant les deux équations d'équilibre du rideau [20].

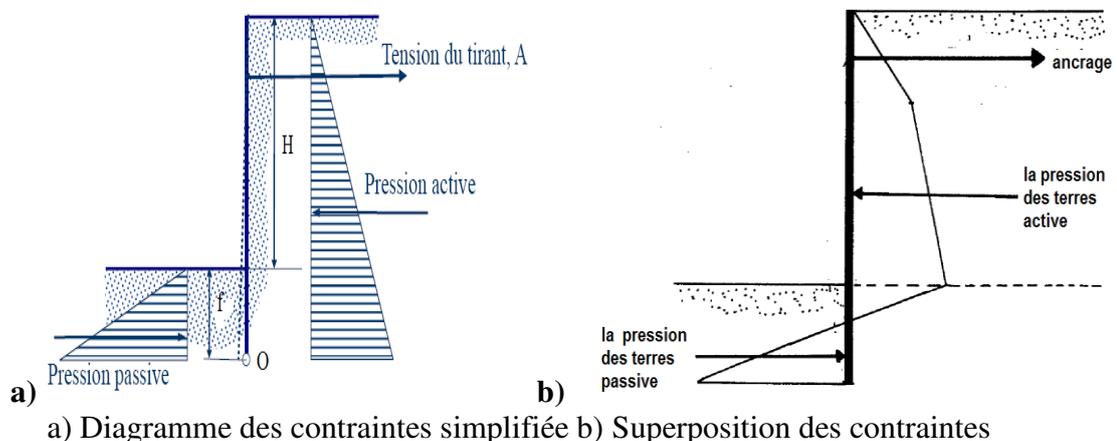


Figure. I.25 Soutènement avec ancrage simplement buté en pied [10].

I.5.1.2.2 Les parois encastrées en pied

a) Rideau non ancré en tête

Un rideau non ancré subit une rotation autour d'un point situé dans sa partie en fiche. Le calcul est fait sur la base des hypothèses simplificatrices suivantes (Fig. I.26) :

- 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 .
- Les deux inconnues du problème sont alors f 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 $D = f_0 + 0,2 f_0$.
- La contre-butée s'obtient en projetant sur un axe horizontal $C = B' - P'$
- La fiche ainsi calculée correspond à l'équilibre limite du rideau. En pratique on affecte un coefficient de sécurité de 2 au coefficient de butée pris en compte dans les calculs.

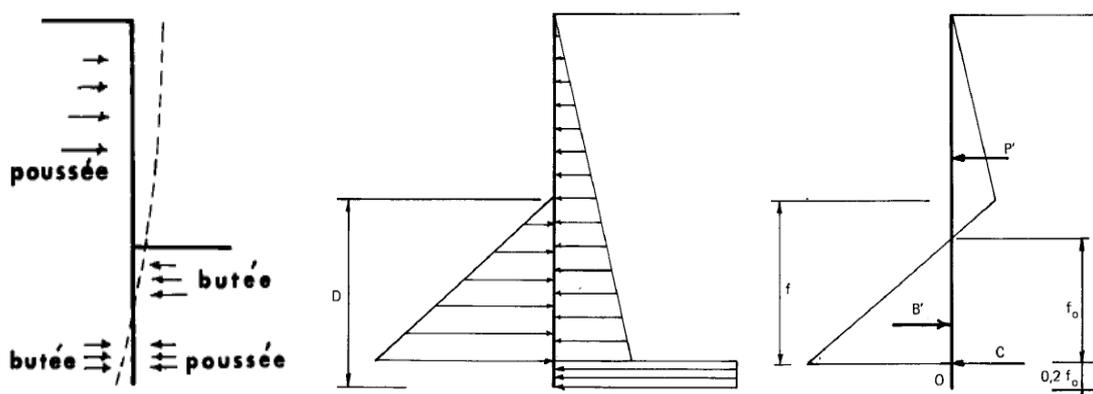


Figure. I.26 Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré [20].

b) Rideau encastré et ancré en tête

Dans le cas d'un écran encastré et ancré en pied, l'écran subit une rotation autour d'un point situé dans la partie fiche de l'écran. Le problème comporte une troisième inconnue et sa résolution nécessite une condition supplémentaire. Celle-ci est imposée sur l'allure de la déformée (Méthode de la ligne élastique) ou sur la position du point de moment nul (Méthode de la poutre équivalente) [2].

- **Méthode de la ligne élastique**

On admet pour le calcul que la pression des terres se distribue le long du rideau de la même façon que dans le cas d'un rideau non ancré. Le problème comporte alors trois inconnues, la force d'ancrage T , la contre-butée C et la fiche D . Ces inconnues ne pouvant être obtenues uniquement à partir des équations de la statique une condition supplémentaire doit être imposée. Cette condition fait intervenir la déformée du rideau ou ligne élastique; on admet que le rideau est complètement encastré lorsque la tangente à la ligne élastique au point d'application O de la contre butée est verticale, c'est-à-dire que la rotation du rideau est nulle au point O (Fig. I.27).

En pratique, le calcul est fait par approximations successives. On se donne une valeur D de la fiche, on détermine les valeurs de T et de C correspondantes au moyen des équations d'équilibre [20]. On en déduit le diagramme des moments fléchissant et, par une double

intégration, la déformée du rideau. On calcule ensuite la rotation en O, qui n'est généralement pas nulle au premier essai. On recommence le calcul avec d'autres valeurs de D jusqu'à ce que la condition de rotation nulle soit vérifiée.

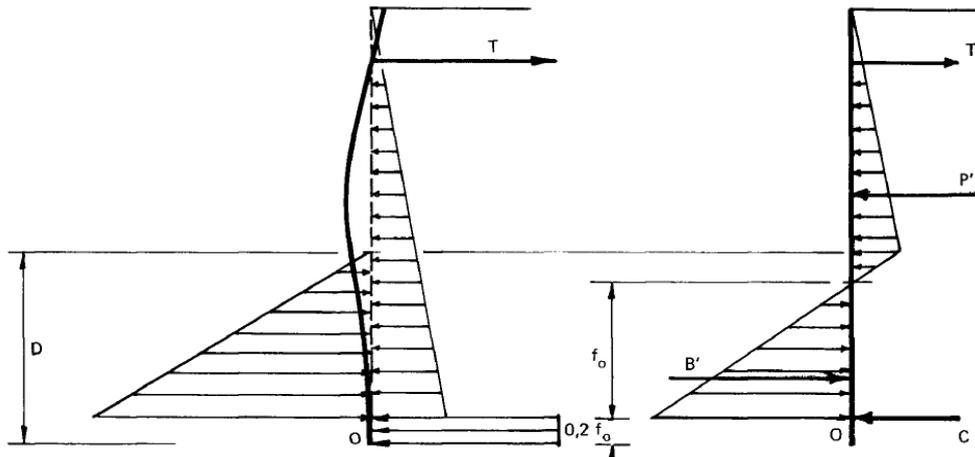


Figure. I.27 Efforts pris en compte dans le calcul d'un rideau encastré, ancré en tête [20].

- **Méthode de la poutre équivalente**

Blum a développé une méthode qui porte son nom [4]. Pour un écran de soutènement ancré en tête par une nappe de tirants. Blum a analysé pour différentes longueurs de fiche, les distributions des pressions sur l'ouvrage, des moments fléchissant et des déplacements horizontaux de l'ouvrage. Cette analyse a permis 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 l'apparition d'un moment dit d'encastrement, et la fiche est alors encastrée dans le sol (Fig. I.28).

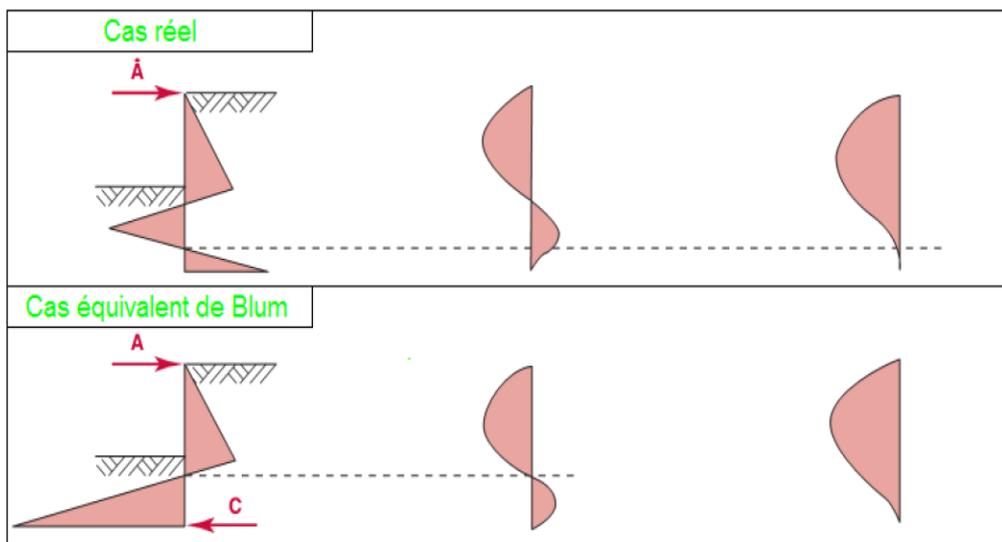


Figure. I.28 Distribution idéalisée de la pression des terres [15]

Blum propose ensuite afin de simplifier le calcul de représenter les efforts de contrebutée par une force localisée passant par le centre de rotation comme représenté dans la Figure I.29. Cette approximation est compensée par une majoration de la fiche f_0 qu'il fixe à 20 %

La condition supplémentaire est obtenue en assimilant le point de moment fléchissant nul en fiche avec le point de pression résultante nulle du sol sur l'écran. Les éléments de l'écran de part et d'autre de ce point peuvent alors être calculés comme deux poutres isostatiques sur appuis simples.

L'effort d'ancrage T et la réaction d'appui R sont obtenus en résolvant les deux équations d'équilibre statique de la poutre supérieure du point de moment fléchissant nul. Les équations d'équilibre de la poutre inférieure du point de moment fléchissant nul conduisent aux valeurs correspondantes à la fiche f_0 de l'écran [2].

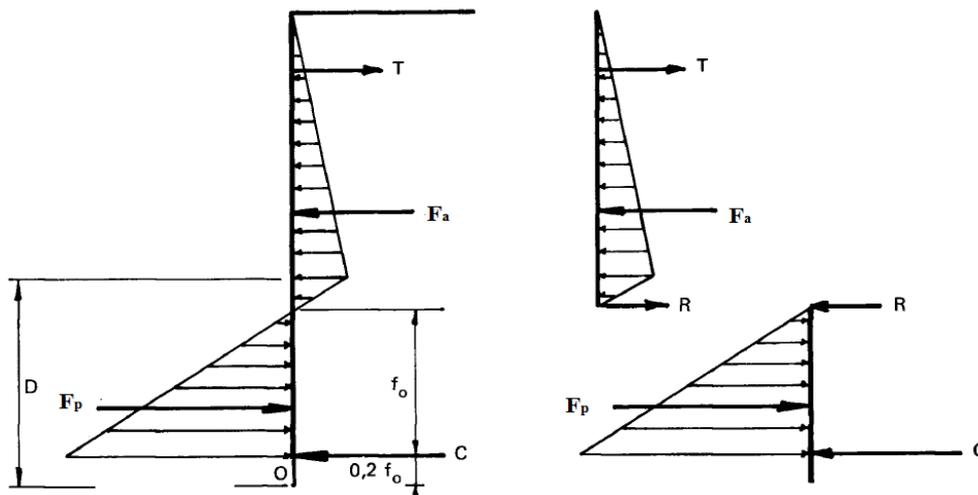


Figure. I.29 Calcul d'un rideau encastré, ancré en tête par la méthode de la poutre équivalente [20]

- **Méthode 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 [40]. 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 (Fig. I.30).

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 (Fig. I.30).

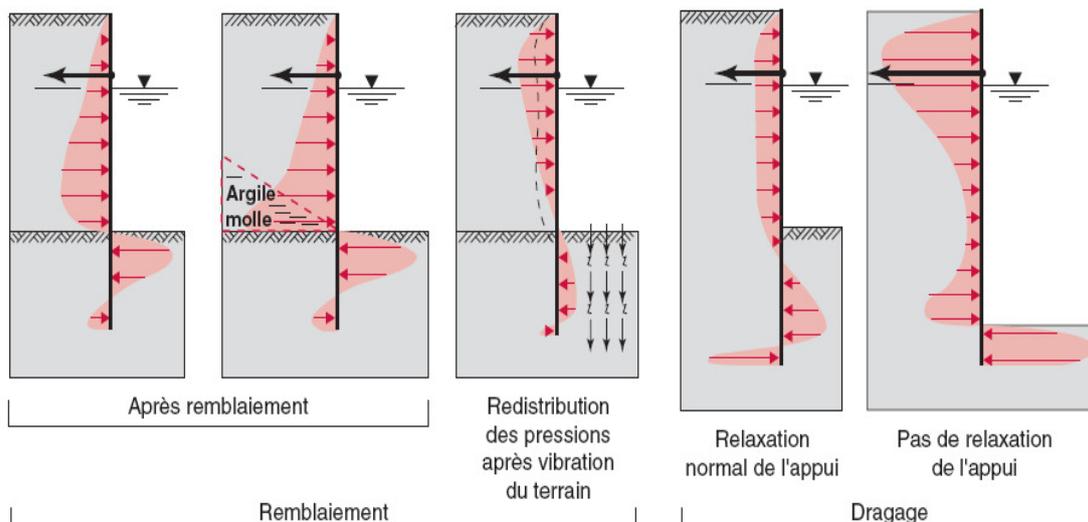
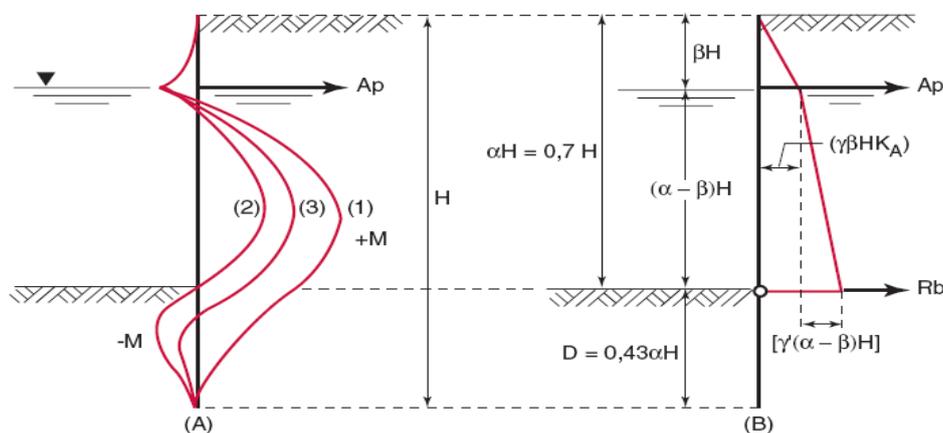


Figure. I.30 Distributions de pressions mesurées à l'issue de différentes procédures de Construction [40].

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 encastrés dans du sable, fondée sur les deux principes :

- d'une fiche égale à 30 % de la hauteur totale ;
- d'une articulation de l'écran au niveau du fond de la fouille (Fig. I.31).



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

(A) schéma de principe de la méthode proposée par Tschebotarioff correspondant à la distribution du moment fléchissant

Figure. I.31 Influence du degré d'encastrement de l'écran sur la distribution des moments fléchissant [40]

• **Méthode 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 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 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. I.32) [32].

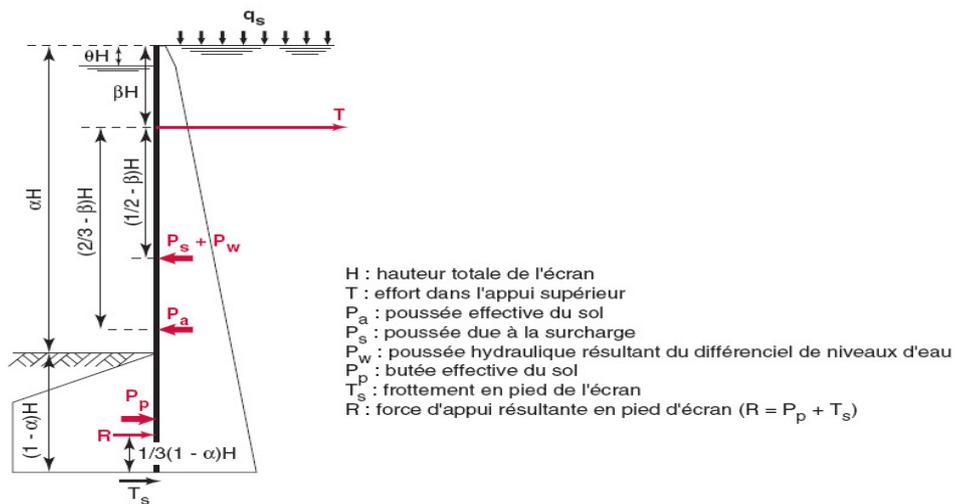


Figure. I.32 Diagramme de chargement adopté par Rowe pour le calcul en butée simple [19].

Les sollicitations ainsi déterminées sont ensuite corrigées, à l'aide d'abaques résultant des essais, pour tenir compte de la flexibilité de l'écran et de l'état de densité du sol (Fig. I.33).

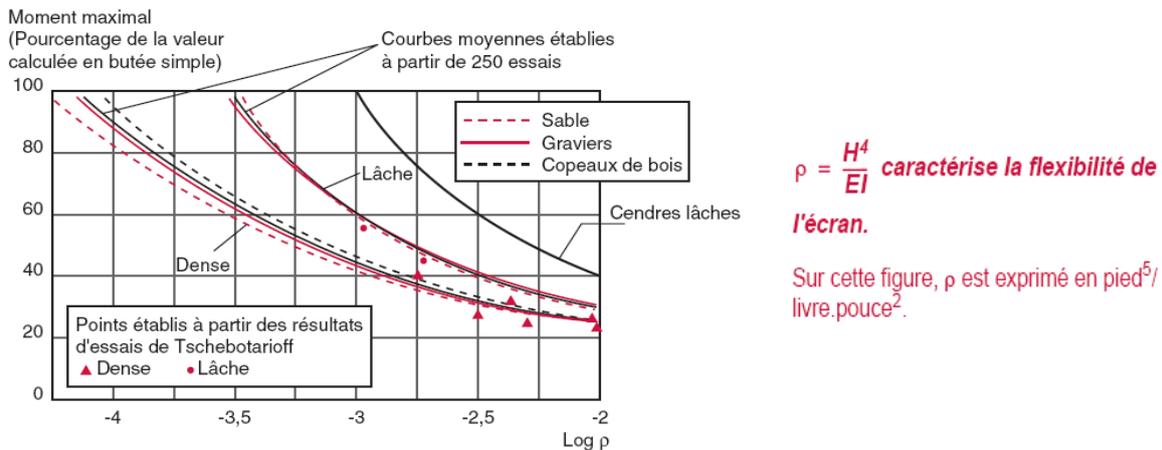


Figure. I.33 Résultats expérimentaux obtenus par Rowe [19].

- **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.

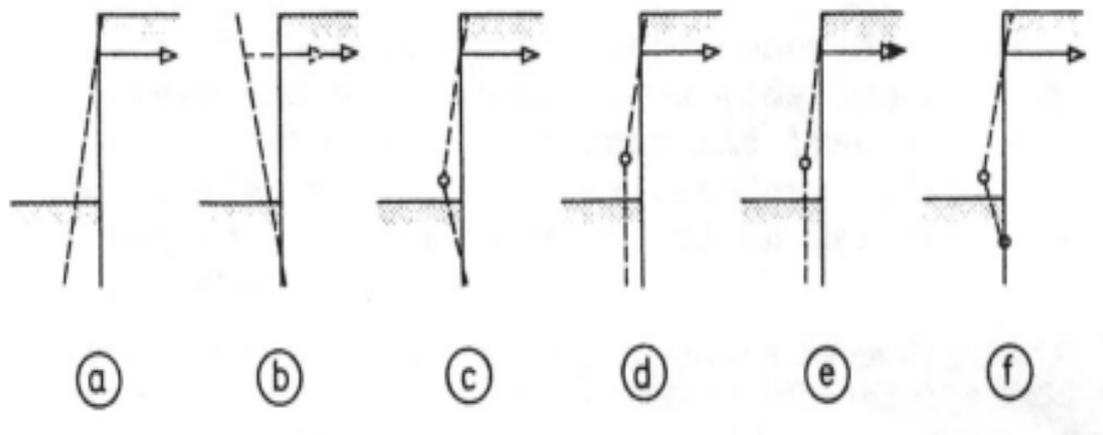


Figure. I.34 Modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée avec ou sans formation de rotules plastiques dans la structure [5]

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 [5].

I.5.2 Méthode du coefficient de réaction

La méthode du module de réaction, ou modèle de Winkler ou encore méthode des ressorts indépendants [40], 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 y (Fig. I.35 a) :

$$p = ky \quad (I.20)$$

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.

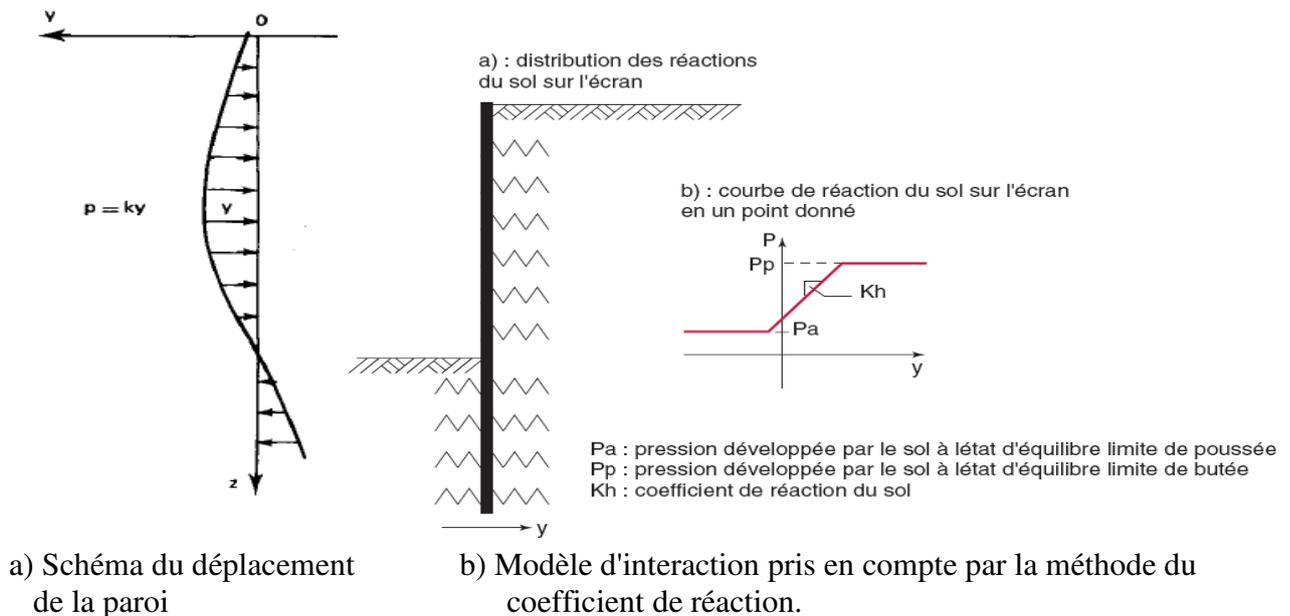


Figure. I.35 Méthode du module de réaction [9].

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 peuvent être trouvés dans la littérature ([38]; [39]; [32]; [37]; [36]; [29]). 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. I.35 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 ([1]; [2]; [28]).

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 [39]. Cette analyse conduisit Terzaghi à exprimer le coefficient de réaction sous la forme :

$$K_h = l_h \frac{Z}{D} \quad (I.21)$$

Dans le cas des sables et sous la forme :

$$K_h = l_{hl} \frac{1}{D} \quad (I.22)$$

- Dans le cas des argiles raides.

Dans ces expressions, (z) désigne le niveau considéré de la fiche, (D) «la longueur sollicitant», dépendant de la longueur en fiche de l'ouvrage et du mode de fonctionnement de l'ouvrage, (l_h) une constante caractérisant les sables, compte tenu de leurs états de densité et de

la présence d'une nappe d'eau, et (I_{h1}) une constante caractérisant les argiles compte tenu de leur consistance.

La contribution de Ménard fait appel à la théorie établie par Ménard et Bourdon (1964) 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 :

$$K_h = \frac{E_M}{\frac{\alpha a}{2} + 0.133(9a)^\alpha} \quad (\text{I.23})$$

où

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

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 :

$$K_h = 2.10 * \frac{E_M^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}} \quad (\text{I.24})$$

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 :

$$a = \min\left[\frac{2}{3} \text{ fiche} ; 1.7 \left(EI \frac{\alpha}{E_m}\right)^{0.33}\right] \quad (\text{I.25})$$

Une nouvelle méthode a été proposée par Chadeisson dans les années 1970 [7]. 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. I.36) et est basée sur les retours d'expériences de différents chantiers instrumentés. Cet abaque a été publié par Monnet [27].

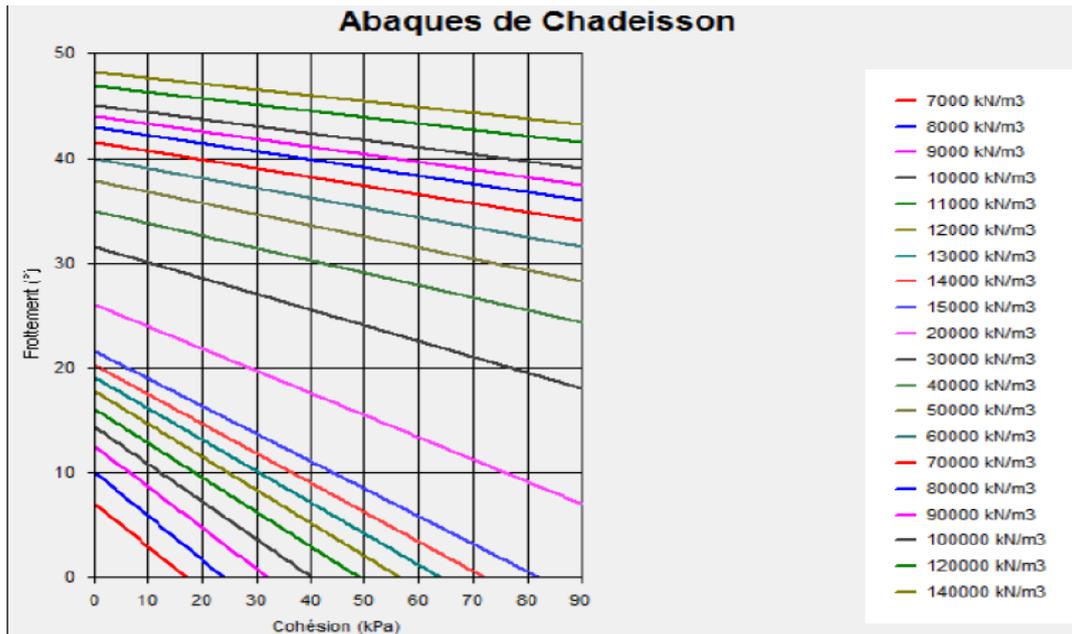


Figure. I.36 Abaques de Chadeisson (tiré du manuel d'utilisation de K-Rea)

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer le coefficient de réaction. Ces méthodes relient souvent ce coefficient aux paramètres du sol et de l'ouvrage sous forme d'équation.

Le calcul au coefficient de réaction demeure néanmoins la méthode la plus couramment utilisée. Les dimensionnements réalisés avec cette méthode se sont révélés être fiables dans la mesure où aucun incident majeur n'a été observé sur des chantiers de soutènement qui soit imputable au principe du calcul en lui-même.

I.5.3 Méthode des éléments finis

L'utilisation de la méthode des éléments finis pour le calcul géotechnique et plus précisément pour les soutènements datent du début des années 1970 [8]. 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 limitée 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:

- La loi de comportement du sol,
- La définition de l'état de contrainte initiale,
- Le choix des paramètres,
- La modélisation de l'écran,
- La modélisation de l'interface sol-structure,
- 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.

I.5.4 Méthode du calcul à la rupture

La théorie du calcul à la rupture vise à déterminer si un ouvrage avec une géométrie donnée supportera le chargement qui lui est appliqué, compte tenu des caractéristiques des matériaux qui le constituent. Pour ce faire, on pose comme condition nécessaire à la stabilité de l'ouvrage, la compatibilité entre son équilibre quasi-statique et les conditions imposées par ses capacités de résistance. On retrouve ce mode de raisonnement dans la théorie de Coulomb mais c'est à Salençon que l'on doit sa formalisation [33].

Elle permet d'établir des bornes, respectivement inférieure et supérieure, des chargements extrêmes par deux approches distinctes: l'approche statique par l'intérieur et l'approche cinématique par l'extérieur qu'on va développer dans la section suivante.

I.5.4.1 Domaine des chargements potentiellement supportables

Le calcul à la rupture fournit une réponse à la stabilité de la structure à travers la détermination du domaine K des chargements potentiellement supportables. Le terme « potentiellement » fait ici référence au fait qu'il ne s'agit que d'une supposition de stabilité. Ce domaine est défini comme l'ensemble des chargements \underline{Q} tel qu'il soit possible de mettre en évidence un champ d'efforts intérieurs $\underline{\sigma}(\underline{x})$ statiquement admissible (S.A.) avec \underline{Q} et vérifiant, en tout point de Ω , le critère de résistance, soit :

$$\underline{Q} \in K \Leftrightarrow \begin{cases} \exists \underline{\sigma}(\underline{x}) \text{ S.A avec } \underline{Q} & \text{(condition d'équilibre)} \\ \underline{\sigma}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \quad \forall \underline{x} \in \Omega & \text{(condition de résistance)} \end{cases} \quad (I.26)$$

Où les conditions pour qu'un champ d'efforts intérieurs $\underline{\sigma}(\underline{x})$ soit statiquement admissible regroupent les équations d'équilibre local (avec un chargement volumique éventuellement) : $\underline{\text{div}} \underline{\sigma} + \rho \underline{F} = \underline{0}$, les équations de continuité des efforts intérieurs ainsi que les conditions aux limites en efforts du problème [34]. La condition $\underline{Q} \in K$ représente donc une condition nécessaire de stabilité de la structure au sens du calcul à la rupture.

I.5.4.2 Approche cinématique par l'extérieur de K

L'approche cinématique par l'extérieur du domaine des chargements potentiellement supportables consiste à identifier des chargements n'appartenant pas au domaine K .

I.5.4.2.1 Principe des puissances virtuelles

Soit $\underline{\hat{U}}$ un champ de vitesse généralisée virtuelle qui n'est astreint à aucune des limites imposées aux mouvements réels (liaisons, condition d'incompressibilité, etc.). En particulier, ce champ peut présenter des discontinuités $[\underline{\hat{U}}]$ à la traversée des surfaces de discontinuités notées Σ . En supposant que ce champ soit cinématiquement admissible (C.A.) avec les conditions aux limites en vitesse sur le bord $\partial\Omega$, on peut introduire un vecteur des paramètres cinématiques généralisés $\underline{\hat{q}}$, associé par dualité au vecteur des paramètres de chargement \underline{Q} , de telle sorte que la puissance virtuelle des efforts extérieurs développée dans ce champ de vitesse s'écrit :

$$P_e(\underline{\hat{U}}) = \underline{Q} \cdot \underline{\hat{q}} \quad (I.27)$$

Le principe des puissances virtuelles permet de reformuler, de manière complètement équivalente, les équations d'équilibre de la structure en écrivant l'égalité de la puissance virtuelle des efforts extérieurs $P_e(\underline{\hat{U}})$ et de la puissance virtuelle de déformation $P_d(\underline{\hat{U}})$, soit ici :

$$\underline{\sigma} \text{ S.A. avec } \underline{Q} \Leftrightarrow \forall \underline{\hat{U}} \text{ C.A. avec } \underline{\hat{q}}, \\ \underline{Q} \cdot \underline{\hat{q}} = P_d(\underline{\hat{U}}) = \int_{\Omega} (\underline{\sigma} : \underline{\hat{d}}) d\Omega + \int_{\Sigma} ((\underline{\sigma} \cdot \underline{n}) \cdot [\underline{\hat{U}}]) d\Sigma \quad (I.28)$$

Où $\underline{\hat{d}}$ est le taux de déformation virtuel : $\underline{\hat{d}} = \frac{1}{2} [\underline{\text{grad}} \underline{\hat{U}} + {}^T \underline{\text{grad}} \underline{\hat{U}}]$ et $[\underline{\hat{U}}]$ est le taux de vitesse virtuelle à la traversée de la surface de discontinuité de vitesse. on a $\underline{\sigma} : \underline{\hat{d}} = \sigma_{ij} \hat{d}_{ij}$

I.5.4.2.2 Puissance résistante maximale

À partir de l'expression (I.28) du principe des puissances virtuelles, on introduit la puissance résistante maximale, valeur maximale de la puissance de déformation compte tenu du critère de résistance du matériau en tout point. Cette dernière a pour expression :

$$P_{rm}(\underline{\hat{U}}) = \int_{\Omega} \pi(\underline{\hat{d}}) d\Omega + \int_{\Sigma} \pi(\underline{n}; [\underline{\hat{U}}]) d\Sigma \quad (I.29)$$

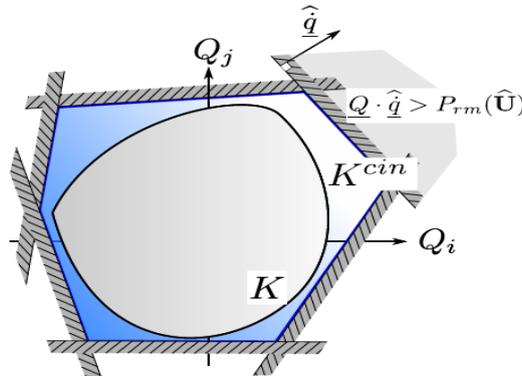


Figure. I.37 Approche cinématique par l'extérieur du domaine des chargements potentiellement supportables [33].

$$\text{où : } \quad \pi(\underline{\hat{d}}) = \sup \{ \underline{\sigma} : \underline{\hat{d}} \} \quad \text{et} \quad \pi(\underline{n}; [\underline{\hat{U}}]) = \sup \{ (\underline{\sigma} \cdot \underline{n}) \cdot [\underline{\hat{U}}] \} \quad (\text{I.30})$$

Sont les fonctions d'appui du domaine de résistance

Il découle immédiatement que :

$$\underline{Q} \in K \Leftrightarrow \forall \underline{\hat{U}} \text{ C.A. avec } \underline{\hat{q}}, \quad \underline{Q} \cdot \underline{\hat{q}} = P_d(\underline{\hat{U}}) \leq P_{rm}(\underline{\hat{U}}) \quad (\text{I.31})$$

Cette dernière inégalité peut s'interpréter géométriquement de la façon suivante: pour un champ de vitesse virtuelle $\underline{\hat{U}}$ donné, le domaine K est inclus dans le demi-espace contenant l'origine et délimité par l'hyperplan d'équation I.32 :

$$\underline{Q} \cdot \underline{\hat{q}} = P_{rm}(\underline{\hat{U}}) \quad (\text{I.32})$$

En considérant différents champs de vitesse virtuelle (mécanismes de ruine), on obtient un domaine convexe K^{cin} correspondant à l'intersection d'autant de demi-espaces et qui contient K . On obtient donc une approche par l'extérieur du domaine des chargements potentiellement supportables : $K \subseteq K^{cin}$ (Fig. I.37) [33].

Pour une direction de chargement donnée, la mise en œuvre de l'approche cinématique du calcul à la rupture conduit donc à la détermination d'une borne supérieure du chargement extrême de la structure.

I.6 Conclusion

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. La retenue des terres répond à des besoins multiples tel que préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes ou autre), créer des obstacles verticaux de grande hauteur, ou soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau. La nécessité toujours croissante de limiter l'emprise des fouilles favorisa l'émergence des écrans des soutènements.

Une présentation rapide des techniques de soutènements a été faite dans ce chapitre avec d'un côté les ouvrages de soutènement discontinus (paroi berlinoise, paroi de pieux distants) adaptés aux terrain les plus cohérents et de l'autre les soutènements continus (paroi de pieux sécants et paroi moulée) mieux adaptés à des faciès fortement fracturés et/ou altérés.

Ce chapitre a permis de présenter les différentes méthodes pouvant être utilisées pour dimensionner des ouvrages de soutènement, de la plus simple (méthode de l'équilibre limite) à la plus évoluée (méthodes aux éléments finis) en passant par les plus utilisées à l'heure actuelle (méthode au coefficient de réaction et la méthode du calcul à la rupture).

Bibliographie du chapitre I

- [1] Balay, J. ; Frank, R., et Harfouche, L., Programme Denebola pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 120, juillet-août 1982, pp. 3-12.
- [2] Balay, J., Parois moulées. Ancrages, Techniques de l'ingénieur, C252, Paris, 1988, 12 p.
- [3] Boussinesq, J., Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface est horizontale, Annales des Ponts et Chaussées, Tome 3, 1882, pp. 623-643.
- [4] Blum, H., Spannungsverhältnisse bei Bohlwerken. W. Ernst & Sohn. Berlin. 1931.
- [5] Brinch Hansen, J., Earth pressure calculation, Copenhagen, The Danish Technical Press, The Institution of Danish Civil Engineers, 1953, 271p.
- [6] Caquot, A., et Kerisel, F., Tables for the Calculation of Passive Pressure.Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations, Gauthier-Villars, Paris. 1948
- [7] Chadeisson, R., Parois continues moulées dans le sol. Comptes rendus du Vème CIMSTF, Paris : Dunod, vol. 2, 1961, pp. 563-568.
- [8] Clough, G.,W., et Duncan, J. M., Finite element analysis of retaining wall behavior. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 97(SM12), 1971, pp. 1657-73.
- [9] Corté, J., F., 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
- [10] Costet, J., et Sanglerat G., Cours pratique de mécanique des sols. Tome 2 : calcul des ouvrages. 3^{ème} édition, Dunod, paris. 1983, 447p.
- [11] Coulomb, C.,A., Sur une application des règles de maximis et de minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture, Mémoires de l'Académie des Sciences présentés par des savants, 7, 1776, pp. 343-382.
- [12] Delahaye, E.; Haiun, G., et Millan, A.L., Les ouvrages de soutènement. Guide de Conception générale, SETRA, France, 1998.
- [13] Delattre, L., Comportement des écrans de soutènement: Expérimentations et calculs, Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, ENPC, 1999, 498 p.
- [14] Delattre, L., Un siècle d'écrans de soutènement – Revue bibliographique sur l'évolution des techniques, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, 227, juillet-août 2000, pp. 51-61.
- [15] 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.
- [16] Emmanuel, M., B., Cours de Mécanique des sols appliquée : Murs de soutènement, ENPE, 2010, 25p.
- [17] EN 1997-1., Eurocode 7 Geotechnical Design – Part 1: General Rules. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium, 2004.
- [18] Fixot, J., Analyse comparative de la norme NF P 94 282 sur les écrans de soutènement. Génie civil, 2013.

- [19] Houy, G., A., Etude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation, *Sols-Soils*, 9, 1964, pp. 11-27.
- [20] Josseumeh, Comportement et méthodes de calcul des rideaux de soutènement, Cours de l'ENTPE, Lyon, 1974, 35 p.
- [21] Kérisel, J., The history of geotechnical engineering up until 1700. The Golden Jubilee Book, Part One, pp. 3-95. Proceedings of the Eleventh International Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Balkema, Rotterdam, 1985.
- [22] Kérisel, J., History of retaining walls design, Proc. of the Conf. Retaining Structures (Instn of Civ. Eng., Cam-bridge, 20-23 juillet 1992), Londres, Thomas Telford, 1993, pp. 1-16.
- [23] LCPC, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en parois composites, 2003, 66 p.
- [24] LCPC, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des poutres et voiles ancrés par tirants précontraints, techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées, guide technique, LCPC, 2003
- [25] LCPC, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des rideaux de palplanches métalliques, 2003, 82 p.
- [26] Ménard, L. ; Bourdon G., et Houy, A., Etude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation, *Sols-Soils*, 9, 1964, pp.11-27.
- [27] Monnet, A., Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique, *Revue française de Géotechnique*, 65, 1994, pp. 67-72
- [28] Schlosser, F., Ouvrages de soutènement-poussée et butée, éditions Techniques de l'Ingénieur, Traité de Construction, réf C242, 1990, 16 p.
- [29] Schmitt, P., Etude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souples, *Revue française de Géotechnique*, 28, 1984, pp. 27-40.
- [30] Smith, G.,N., et Smith Ian, G.,N., Elements of soil mechanics , blakwell science , Great Britain, 1998, 487p.
- [31] Rankine, W.,M.,J., On Stability on Loose Earth, *Philosophic Transactions of Royal Society*, London, Part I, 1857; pp.9-27.
- [32] Rowe, P.,W., Anchored sheet-pile walls, Proc. Instn Civ. Engrs, Pt I, Vol. 1, 1952, pp. 27-70.
- [33] Salençon, J., Calcul à la rupture et analyse limite: Press ENPC, Paris, 1983, 366 p.
- [34] Schmitt, N. ; Berhhaud, Y., et de Buhan, P., Aide mémoire de mécanique des sols: Dunod, Paris, 2013, 338p.
- [35] Sciliosser, F., Murs de soutènement. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C244, 1994a, pp. 1-23.
- [36] Scott, R., Foundation Analysis. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1981.
- [37] Tcheng, C., Essais de butée en vraie grandeur et contraintes engendrées par une surcharge rectangulaire sur un mur vertical. In *Comptes rendus du 5^{ème} congrès international de mécanique des sols et des trauaux de fondation*, Madrid, Spain, 1971.

- [38] Terzaghi, K., Large Retaining Wall Tests. Engineering News Record, 112, 1934, pp.136-140.
- [39] Terzaghi, K., Evaluation of coefficients of subgrade réaction, Géotechnique, 4, 1955, pp. 297-326.
- [40] Tschebotarioff, G.,P., et Brown P.P., Lateral earth pressure as a problem of deformation or of rupture. Comptes-rendus du I^{le} CIMSTF, Vol. II, 1948, pp. 81-86.
- [41] Veder, C., Procédés de construction de diaphragmes imperméables à grande profondeur au moyen de boues thixotropiques. Comptes-rendus du III^{eme} CIMSTF (Zurich), vol 2, 1953, pp 91-94.
- [42] Winkler, E., Die Lehre von Elastizität und Festigkeit, Prague, H. Dominicus, 1867.
- [43] <http://www.atlas-fondations.fr/Business-Units/Bored---Micro-Piles/Parisienne-wand.aspx>
- [44] <http://www.soletanche-bachy.com/sbf/sbf.nsf/technique/tirants-d-ancrage>
- [45] <http://www.sif-groutbor.ch/wp/nos-techniques/paroi-de-soutenement-4/paroi-moulee-beton/>

CHAPITRE II

COMPORTEMENT A LA RUPTURE DES ECRANS DE SOUTÈNEMENT ANCRES

II.1 Introduction

Pour la conception des écrans de soutènement, il est nécessaire de définir «la rupture» et de savoir comment les écrans peuvent s’effondrer. Dans des conditions statiques, les écrans de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons et les ancrages. Un écran de soutènement bien conçu permettra d’atteindre l’équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s’approchent de la résistance au cisaillement du sol [33].

II.2 Etats limites appréciés aux écrans de soutènement ancrés

La condition d’état-limite exprime la condition reliant les paramètres de l’ouvrage et de son environnement qui doit être nécessairement remplie pour que l’état-limite ne soit pas atteint.

Tous les états limites possibles du terrain concerné doivent être pris en considération afin de remplir les exigences fondamentales de stabilité, de limitation des déformations, de durabilité et de limitation des mouvements des ouvrages ou réseaux voisins [27].

Quelques états limites possibles sont listés ci-après :

- perte d’équilibre global du terrain et des structures associées ;
- mouvements excessifs du terrain à cause de déformations de cisaillement, de tassements, de vibrations ou de soulèvements ;
- dommages ou mise hors service de structures, de routes ou de réseaux voisins, à cause des mouvements du terrain.

La vérification de la stabilité des ouvrages de génie civil s’effectue suivant deux états limites

II.2.1 Etats limites ultime

Le calcul aux états limites ultime (ELU) : Qui a pour objectif de s’assurer que la probabilité de ruine de l’ouvrage est acceptable. Ces états limites se rapportent à la rupture quand les

charges appliquées induisent des efforts qui sont plus grands que la résistance du système entier ou des différents composants, et la structure devient instable [9].

II.2.2 Etats limites de service

Le calcul aux (ELS) : Ces états limites se rapportent aux conditions qui n'impliquent pas l'effondrement mais altère plutôt l'exploitation avérée normale de la structure. L'état limite de service principal lié aux écrans de soutènement est caractérisé par les déformations excessives de l'écran. Ces états limites peuvent avoir pour but de s'assurer :

- Que la probabilité de dépasser un seuil de déformation jugée critique est acceptable,
- Que les sollicitations des matériaux ont une probabilité acceptable de respecter des seuils au-delà desquels la durabilité pourrait être compromise.

Dans ce travail on se limite au calcul de stabilité des écrans de soutènement ancrés à l'état limite ultime (ELU) c.à.d. à l'état de rupture.

II.3 Les modes de rupture des écrans de soutènement

Les risques de ruine des écrans de soutènement à prendre en considération sont multiples et fonction du projet (type de soutènement et conditions de terrain).

II.3.1 Rupture par défaut de butée

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.1a), autour d'un appui en pied (Fig.1c) ou d'un appui en tête dans le cas d'un écran avec un niveau d'appui (Fig.1b).

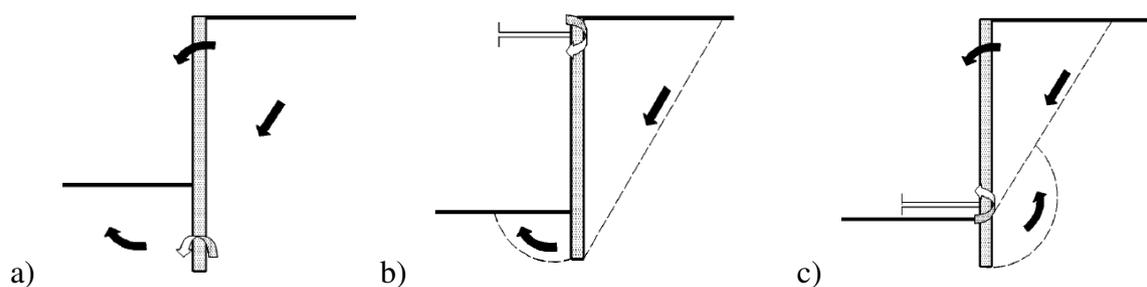


Figure. II.1 Rupture rotationnelle des écrans par insuffisance de la fiche ou insuffisance de la butée [27]

Les défauts de butée en pied peuvent avoir différentes conséquences :

- ruine de l'écran par déplacement et rotation excessifs.
- ruine de l'écran par rupture, par suite d'un moment d'encastrement supérieur à celui pris en compte au niveau de l'appui le plus bas (Fig. II.1c)
- désordres dans les structures liées ou voisines.

- Dans le cas d'une charge horizontale importante en tête d'un écran (précontrainte d'un tirant, actions dues à une structure associée à l'écran), un défaut de butée en tête peut également être à l'origine de désordres importants, voire de ruine, de l'écran ou des structures associées ou voisines, et il convient d'examiner également cet état-limite ultime [9].

II.3.2 Structure de l'écran

La ruine d'un écran de soutènement ancré peut se produire lorsque la résistance structurelle 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.2)

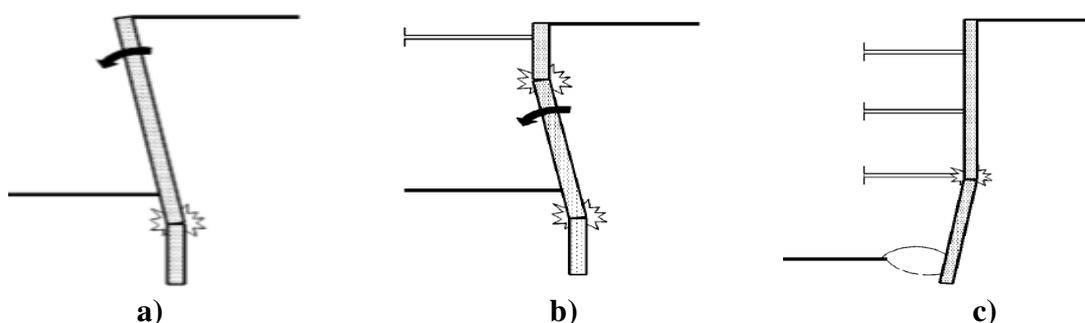


Figure. II.2 Exemples de rupture de structure d'un écran de soutènement [29]

II.3.3 Charges verticales des écrans encastrés

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.3).

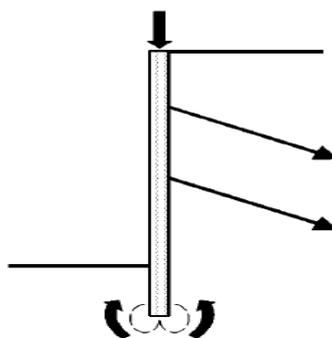


Figure. II.3 Rupture verticale des écrans par insuffisance de capacité portante [27]

II.3.4 Ruine d'un appui

Les risques de ruine des appuis à considérer sont fonction du type d'appui (Fig. II.4):

- 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.

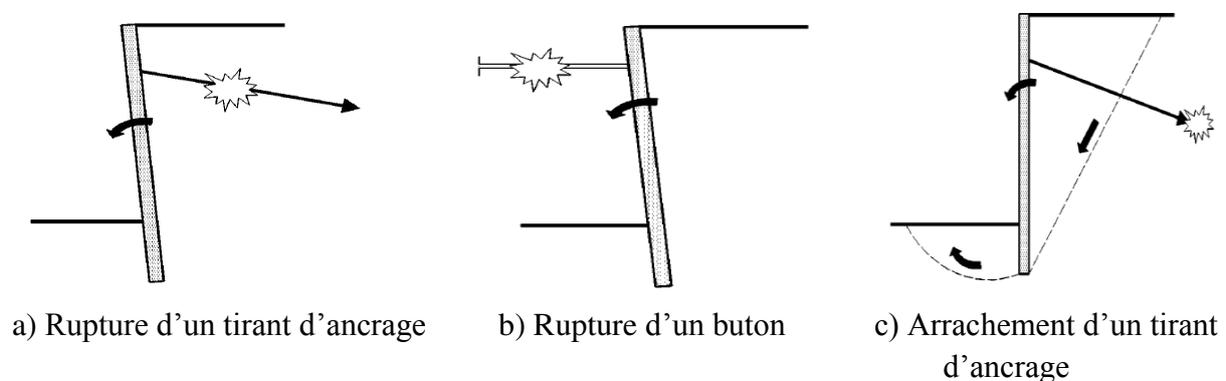


Figure. II.4 Ruine d'un écran par rotation consécutive à la ruine d'un élément d'appui [27]

II.3.5 Instabilité 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 (Fig. II.5);
- 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.

Légende

- 1 Niveau de l'excavation (gauche)
- 1 Niveau de la nappe (droite)
- 2 Eau
- 3 Sable

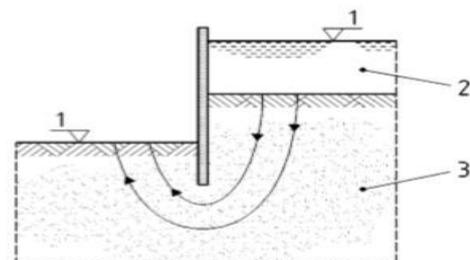


Figure. II.5 Exemple de situation où le soulèvement du sol par annulation des contraintes effectives verticales peut être critique [27]

II.3.6 Instabilité du massif d'ancrage d'un écran

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.6).

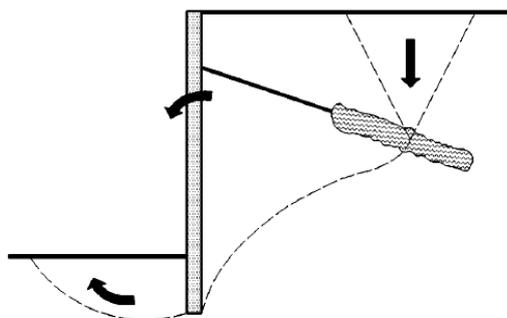


Figure. II.6 Exemple d'un mécanisme de rupture trois blocs pouvant provoquer l'instabilité d'un écran [9]

II.3.7 Stabilité d'ensemble de l'écran

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

Dans chaque cas pertinent, une analyse spécifique de la stabilité initiale du site doit être réalisée et lorsque la stabilité initiale du site n'est pas jugée suffisante, il convient de rendre le site stable avant le début des travaux (Fig. II.7).

Une étude des risques d'instabilité d'ensemble de l'écran liée à la réalisation des travaux (excavation/remblayage) doit être réalisée.

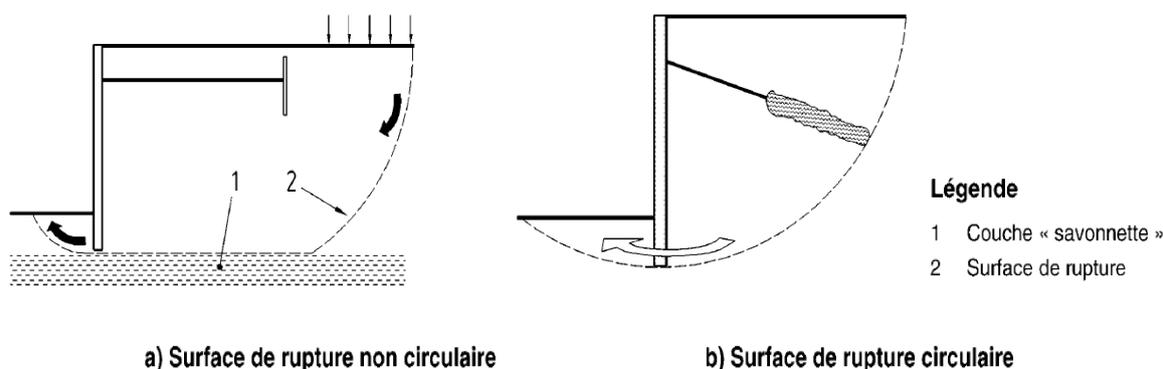


Figure. II.7 Exemples de mécanismes de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran [27]

Dans chaque cas pertinent, on doit vérifier qu'il n'y a pas de risque de soulèvement global du fond de fouille (renard solide) du fait de la réalisation de l'excavation et du déchargement du sol en aval de l'écran.

II.4 Synthèse bibliographique sur les modèles de rupture

L'étude de la stabilité d'un écran de soutènement ancré s'effectue habituellement par l'analyse de la stabilité de l'un des deux mécanismes suivants : mécanisme à double blocs ou à un seul bloc (Fig. II.8).

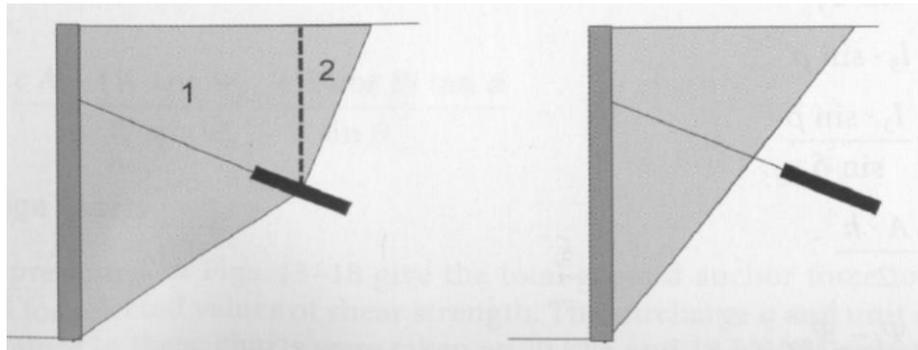


Figure. II.8 Méthodes des blocs pour l'analyse de la stabilité avec deux ou un seul bloc [34]

II.4.1 Mécanisme a deux blocs rigides

Les écrans de soutènement ancrés rencontrés sont réalisés pour la stabilité des fouilles profondes. L'analyse de la stabilité d'ensemble des écrans de soutènements ancrés se fait généralement par l'étude du modèle classique de Kranz développé pour les tirants passif à plaque d'ancrage [5].

II.4.1.1 Méthode de Kranz

La méthode de Kranz concerne les murs et parois ancrés et doit permettre de vérifier la longueur des ancrages. C'est donc dans un contexte d'une tradition allemande bien développée de recherche sur les questions d'ancrage qu'Egidius Kranz a réalisé ses travaux et soutenu sa thèse de docteur ingénieur le 9 juin 1939 à Berlin.

La méthode vise essentiellement à déterminer la force maximale supportable dans l'ancrage et à la comparer à la force que le tirant doit reprendre du fait de la poussée des terres. Kranz choisit d'étudier l'équilibre du bloc ABEF (Fig. II.9). Il en déduit une valeur maximale supportable de la force de traction T_{\max} dans l'ancrage.

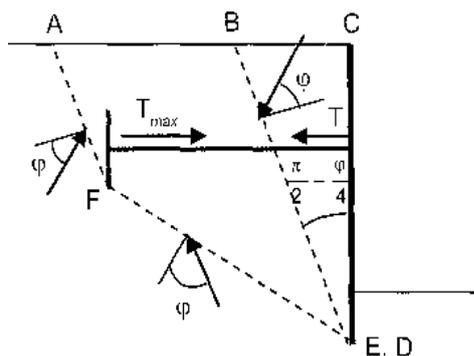


Figure. II.9 Méthode de Kranz pour l'analyse d'une plaque ancrée avec longueur d'ancrages courts [22]

La condition de stabilité de Kranz compare la force T maximale compatible avec la stabilité du bloc ABEF et la force T que doit reprendre le tirant au niveau du mur. La condition de stabilité de Kranz s'écrit en définitive :

$$T_{\max} > T \quad (\text{II.1})$$

Cette condition repose sur deux éléments : un certain choix des lignes de rupture et un certain choix de paramètre pour mesurer la sécurité.

Dans la méthode originelle de Kranz (1939), la ligne de rupture passe par la partie inférieure de l'ancrage et s'éloigné de la paroi en faisant un angle de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ avec la verticale (ligne AF de la figure II.9). Pour les autres auteurs, la ligne de rupture rejoint verticalement la surface supérieure du massif avec prise en compte de la poussée sur FA [23].

Kranz a proposé l'équation II.2 pour le calcul du coefficient de sécurité F_s :

$$F_s = \frac{T_{\text{nécé}}}{T_{\text{mob}}} \quad (\text{II.2})$$

T_{mob} : l'effort d'ancrage mobilisable

$T_{\text{nécé}}$: l'effort d'ancrage nécessaire

Des critiques ont été formulées au fil des années qui portent sur les deux caractéristiques essentielles de la méthode de Kranz: le choix du bloc étudié et le choix du paramètre caractérisant la sécurité et l'absence de données expérimentales dans l'ouvrage de Kranz.

Jelinek et Ostermeyer ont constaté expérimentalement que les deux lignes de rupture BD et FE (Fig. II.9) peuvent apparaître successivement mais pas simultanément. L'équivalent de la ligne BD n'est pas visible dans les expériences de Verdeyen (1964) qui sont les plus représentatives du problème étudié par Kranz [15] et [16].

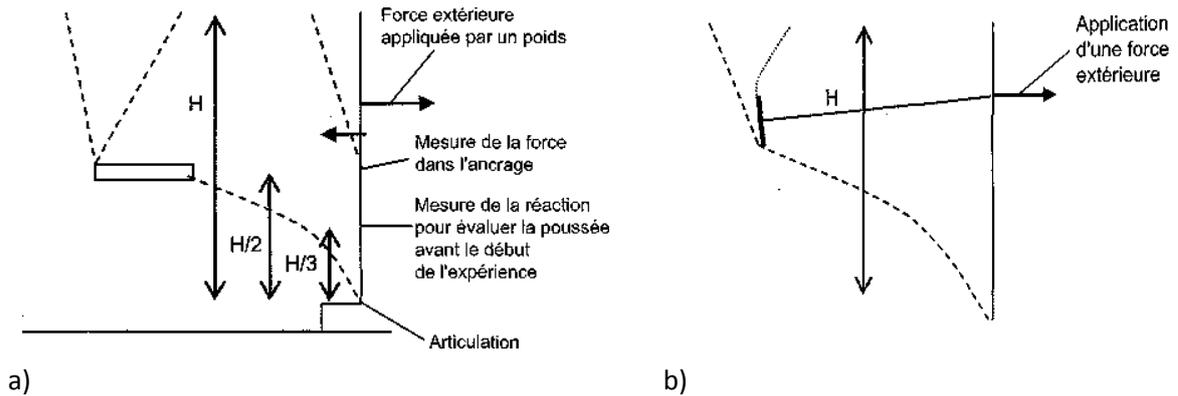


Figure. II.10 Schéma de l'expérience et allure des lignes de ruptures selon
a) Jelinek et Ostermeyer [15] [16], b) Verdeyen et Nuyens [32]

La méthode de Kranz est restée longtemps appliquée en Allemagne en gardant le bloc préconisé par Kranz (Fig. II.11) [8]. Jessberger (1968) l'a adaptée au cas des ancrages scellés par injection, en proposant d'effectuer le calcul comme s'il y avait un mur d'ancrage situé à la moitié de la longueur de la zone scellée [17].

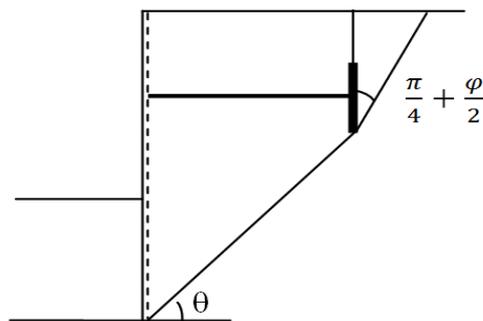


Figure. II.11 Modèle de Kranz [23]

II.4.1.2 Méthode de Ranke et Ostermayer

La méthode de Ranke et Ostermayer est une extension de la méthode de Kranz pour les tirants d'ancrages simples et multiples [18], comme le montre la Figure II.12 [24]. Selon leur méthode, La surface de rupture passe au milieu de la longueur du scellement.

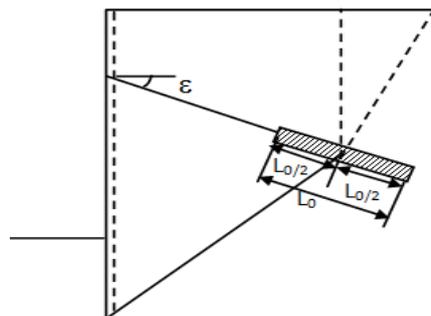


Figure. II.12 Modèle de Ranke et Ostermayer [18]

II.4.1.3 Méthode de Heibaum

Franke et Heibaum (1988) ont développé un modèle caractérisé par une surface de glissement profonde inclinée d'un angle (θ) avec l'horizontale, qui coupe la longueur de scellement à une distance quelconque (L_c) mesurée à partir de la pointe arrière de la longueur de scellement (voir Fig II.13). Il a supposé un mur vertical fictif sur lequel une pression de terre active horizontale (P_{a1}) est appliquée [11].

Heibaum (1987) a rapporté les effets de la force de cohésion (C) sur la ligne de glissement profonde principale et une coupe interne, conduisant éventuellement au développement des pressions des terre actives (P_a) agissantes sur la paroi plus la force d'ancrage (A) appliquée au solide libre [1], [13].

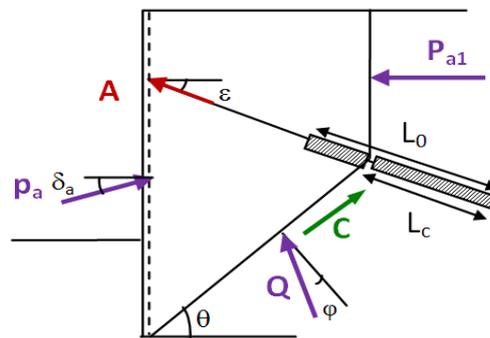


Figure. II.13 Modèle de Heibaum

II.4.1.4 Méthode de Schulz

Schulz (1977) a développé à partir du modèle de Kranz ([7]; [30]) un modèle, qui se différencie par une coupe externe. La réaction du sol (P_p) agissante sur la paroi est définie comme la pression des terres passives. Schulz a pris en considération la cohésion du sol agissante sur la surface de glissement principale, comme le montre la figure II.14 [12].

Il a défini le facteur de sécurité comme étant le rapport entre l'angle de frottement disponible et l'angle de frottement mobilisé défini comme suit :

$$F_s = \frac{\tan\phi_{\text{disp}}}{\tan\phi_{\text{mob}}} \quad (\text{II.3})$$

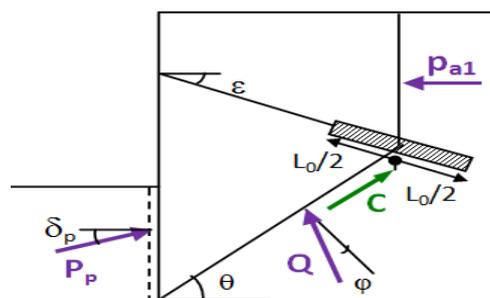


Figure. II.14 Modèle de Schulz

II.4.1.5 Méthode de Broms

Bengt et Broms (1988), ont également considéré une coupe externe pour évaluer la stabilité globale d'une palplanche simplement ancrée. La surface potentielle de rupture est illustrée par la ligne EDC voir figure II.15. Le plan de rupture passe par le pied du talus (point E). Ce plan de rupture passe par un point D situé à une distance égale à la moitié de l'espacement horizontal entre les ancrages ($s/2$) mesuré à partir de la limite arrière de la longueur de scellement comme indiqué sur la figure II.15 [3].

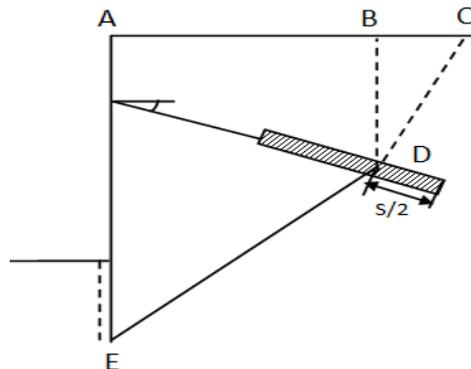


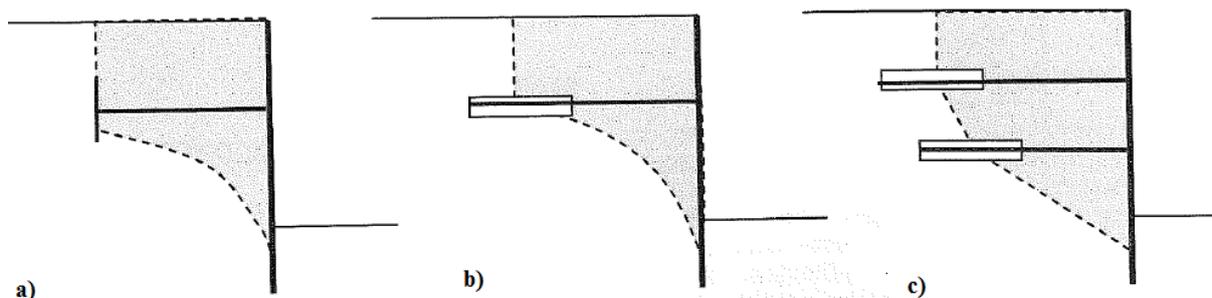
Figure. II.15 Modèle de Broms [3]

Broms a identifié le facteur de sécurité comme étant le rapport entre la pression des terres passive disponible de Rankine $P_{p \text{ disp}}$ et la pression des terres passive nécessaire à la stabilité $P_{p \text{ néces}}$ définie comme suit :

$$F_S = \frac{P_{p \text{ disp}}}{P_{p \text{ néces}}} \quad (\text{II.4})$$

II.4.1.6 Choix de la ligne de rupture

Une discussion sur la Forme géométrique de la surface de rupture a été conduite par plusieurs chercheurs. La surface de rupture peut être composée de deux ou plusieurs segments de droite, d'arc de cercle ou d'arc de spirale logarithmique (Fig. II.16). Les segments de droite avaient été retenus par Kranz, la spirale logarithmique par Jelinek et Ostermeyer [15], [16] Verdeyen et Nuyens [32]. Les arcs de cercle ont été proposés par Brinch-Hansen, Cambefort [4] et TA 95 [31], comme approximation de la spirale logarithmique.



a) Spirale logarithmique

b) Arc de cercle

c) Segments de droite.

Figure. II.16 Différents choix de géométrie de la ligne de rupture

II.4.2 Mécanisme a un seul bloc d'après FHWA

Le manuel FHWA (1999) envisage le problème du dimensionnement de la partie libre. Cette longueur doit permettre de localiser la partie ancrée à une distance minimale de la surface de rupture potentielle critique, de localiser la zone d'ancrage dans un sol adapté à l'ancrage, d'assurer la stabilité globale du système ancré, de supporter les mouvements à long terme.

En général, la partie libre doit être à une distance minimale de $H/5$ ou de 1,5 m derrière la surface de rupture potentielle critique. Dans un sol sans cohésion, on peut supposer que cette surface est celle qui limite la zone de poussée (angle de $(45^\circ + \varphi/2)$ avec l'horizontale en partant du fond de l'excavation [10].

Une estimation plus précise de cette surface de rupture peut être faite en cherchant l'angle α conduisant à la plus forte tension dans l'ancrage (Fig. II.17).

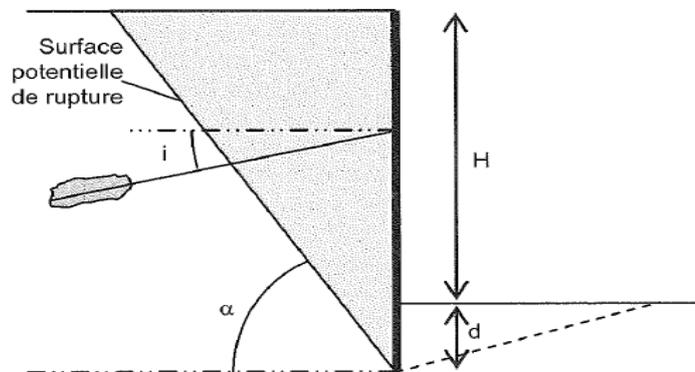


Figure. II.17 Exemple d'un écran de soutènement ancré d'après FHWA [10].

II.5 Aspect expérimental

II.5.1 Les essais en modèles réduits

II.5.1.1 Essai de Gaßler et Gudehus

Une série d'expériences sur modèle réduit ont été réalisées afin d'étudier le type de mécanisme de rupture des écrans de soutènements ancrés développé sous l'application de différents chargement. Les murs d'essai avaient une largeur de 72 cm et une hauteur de 40 à 45 cm (Fig II.18). Les ancrages du prototype ont été reproduits dans la section comprimée par une barre ronde en aluminium collé dessus du papier de verre. Le sable sec du test a été versé dans des boîtes horizontales avec de fines couches de marquage de couleur noire.

Dans toutes les expériences, des mécanismes simples ou composés par des corps quasi rigides étaient clairement reconnaissables, dont les déplacements à l'état limite peuvent être décrits avec la cinématique des solides rigides. Ces essais ont montré qu'il n'existe pas un mode de rupture clairement préféré pour les écrans de soutènements ancrés [14].

Les expériences réalisées en modèles réduits ont montré également que la méthode cinématique de rupture des solides rigides utilise des modèles de rupture bien adaptés pour les écrans de soutènement à ancrages multiples.

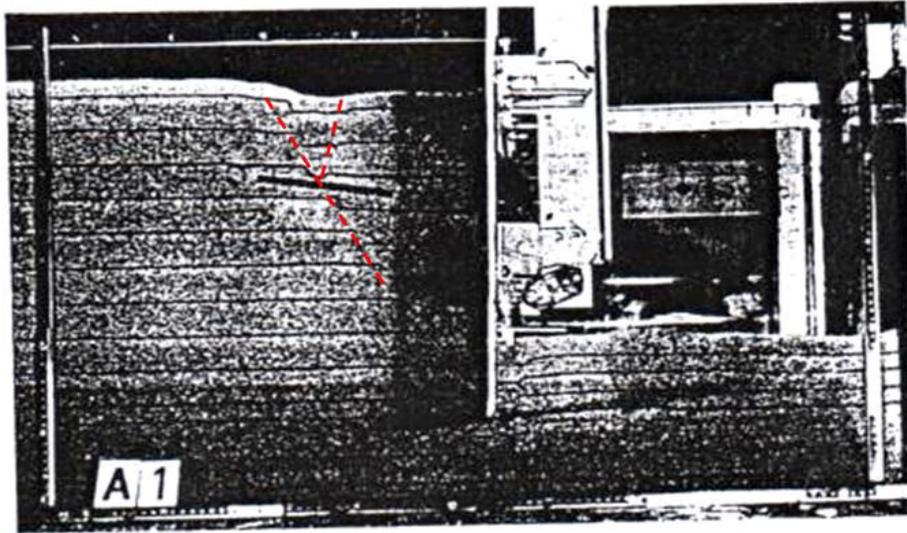
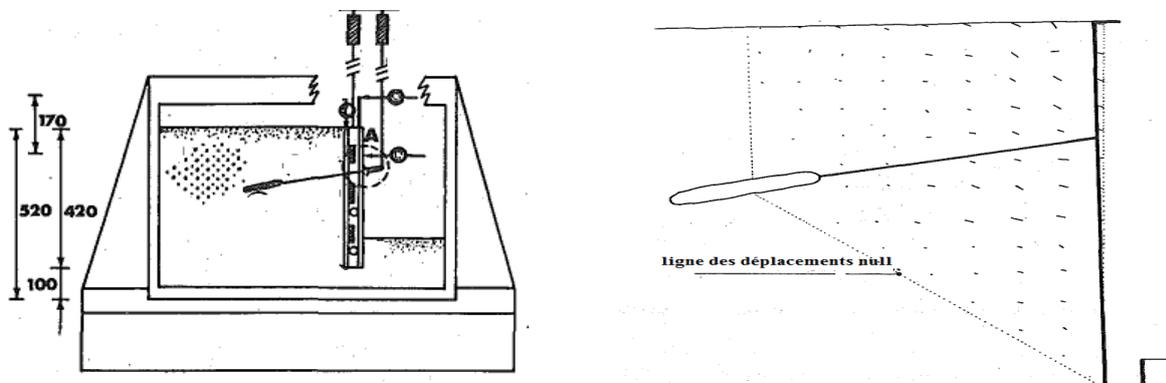


Figure. II.18 Modèle de mécanisme de rupture d'un écran simplement ancré [14]

II.5.1.2 Essai de Costopoulous

Le modèle physique établi par Costopoulous (1985) peut être considéré comme un petit prototype de mur installé à l'intérieur d'un canal en verre, pratiquement rigide et résistant aux efforts appliqués durant les tests. Il est constitué par une masse de sable très dense, une paroi rigide et un ancrage précontraint fixé au mur [6].

Le modèle du mur est une plaque d'aluminium rigide, initialement verticale et suspendu à un ensemble de ressorts contrebalançant l'excès de poids. Le modèle du sol est un sable sec, presque uniforme et propre (Fig. II.19 a), placé en couches horizontales successives suivant une technique normalisée de manière à former une masse presque homogène [20]. Dans tous les cas de précontrainte, la masse déformée en forme de trapèze semblait être limitée par deux "lignes de déplacement nul", comme le montre la figure II.19 b.



a) Modèle Physique

b) Champ de déplacement dans la masse de sable pour une faible précontrainte de l'ancrage

Figure. II.19 Essai de Costopoulous [6]

II.5.1.3 Essai de Masrouri (1986)

Les essais en vraie grandeur représentent sans doute le meilleur moyen pour étudier le comportement des ouvrages et les mécanismes de rupture. Mais il est évident que ces essais nécessitent des investissements considérables et leur mise au point est souvent longue et délicate. Pour remédier à ce problème, Schneebeli, en 1956, a proposé un modèle réduit constitué d'un milieu pulvérulent, homogène, bidimensionnel, permettant la modélisation simple et rapide des ouvrages en terre [25].

Ce modèle est constitué de l'empilement de petits rouleaux cylindriques en Duralumin. Le modèle des petits rouleaux présente une analogie avec un sol pulvérulent suivant la loi de Coulomb. Grâce à la forme particulière des rouleaux, il permet d'étudier la cinématique des particules.

Afin d'analyser l'influence des conditions d'ancrage sur la rupture d'ensemble, une campagne d'essais a été entreprise sur modèle réduit par Masrouri (1986). Le modèle est réalisé à l'aide du matériau analogique de Schneebeli [28]. Le rideau est simulé par une plaque en Duralumin de 0,805 m de haut, 80 mm de large et de 12 mm d'épaisseur. Ce rideau représente des écrans réels, à l'échelle du dixième au vingtième.

La figure II.20 présente les courbes d'équidéplacement horizontal obtenues par cette méthode. Les zones présentant un gradient de déplacement élevé délimitent nettement un schéma de rupture comportant deux zones :

- une zone en état d'équilibre limite de butée devant la fiche ;
- une zone en état d'équilibre limite de poussée derrière l'écran

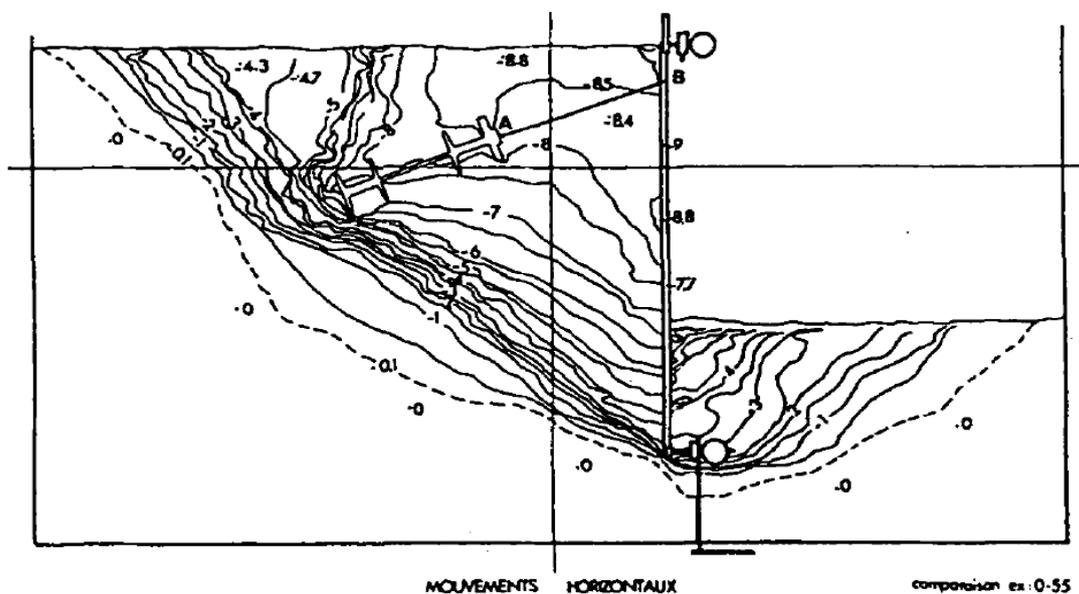


Figure. II.20 Courbe d'équidéplacement horizontal obtenues par le traitement stéréophotogrammétrique de la rupture d'ensemble rideau + ancrage [25]

Les résultats expérimentaux ont permis de mettre en évidence une translation quasi horizontale de l'écran. Au moment de la rupture, l'analyse du champ de déplacement par

stéréophotogrammétrie révèle la présence de deux zones de rupture: une zone en état actif à l'amont de l'écran et une zone en état passif à l'aval de l'écran (figure II.20). La ligne de glissement entre l'extrémité de l'ancrage et le pied de l'écran est quasi rectiligne, il apparaît donc légitime de l'assimiler à une droite.

II.5.1.4 Essai de Heibaum (1987)

Le banc d'essai est formé d'une assise en plaque d'acier, sur laquelle est monté un cadre en profilés d'acier, qui se comporte de manière rigide. Les parois latérales sont constituées de panneaux de verre en quartz de 10 mm d'épaisseur (Fig. II.21).

La cloison est formée d'une plaque d'acier de 10 mm d'épaisseur avec des points de fixation pour le mécanisme de déplacement et les cellules des ancrages. Les corps d'ancrage ont été sablés ou collés avec du papier de verre [13].

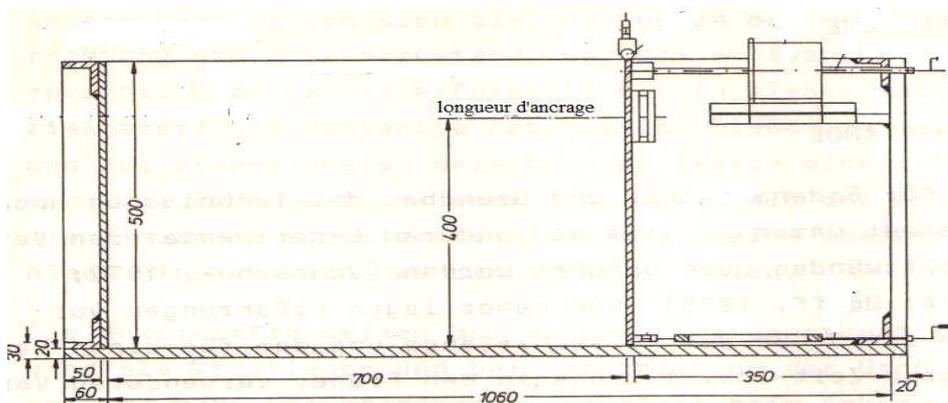


Figure. II.21 Banc d'essai M1 mis en place pour le déplacement Parallèle (Dimensions en mm) [13]

Après l'exécution de plusieurs séries d'essai en utilisant différents types d'ancrage (Fig. II.22)

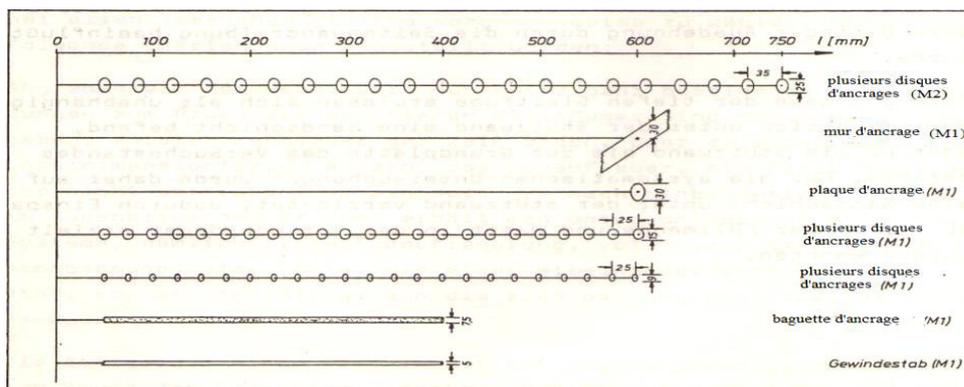
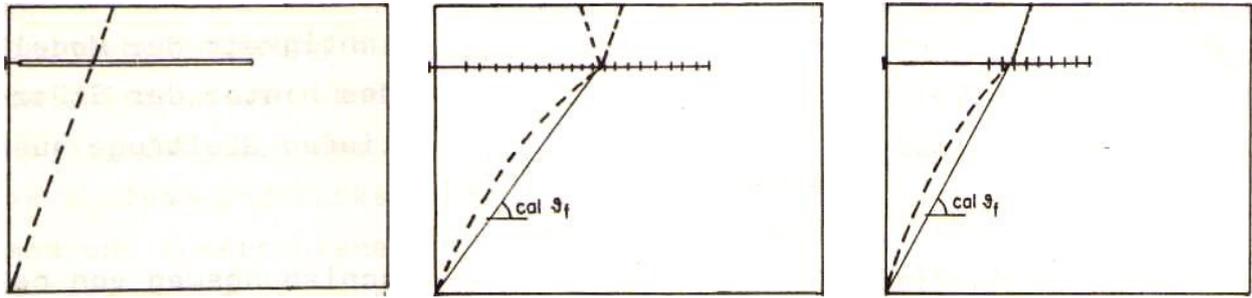


Figure. II.22 Modèles d'ancrages [13]

Ils ont observé la formation d'une surface de glissement formant deux corps rigide fracturés semblable au modèle de rupture théorique ces lignes de glissement n'a été trouvé qu'à de très fortes densités portantes ($D > 0,85$, figure II.23)

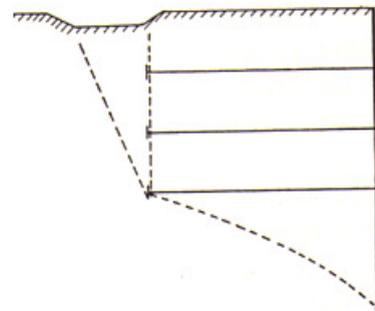
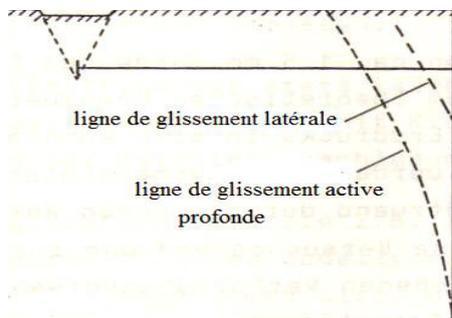
Néanmoins, le processus de fracture sur la ligne de glissement profonde correspond évidemment à celui d'un système de corps rigide, tel que décrit par ce qui précède.



a) Essai N °109 baguettes

Essai N ° 88 Ancrage à lames multiples
 $l = l_0 = 500 \text{ mm}$,

Essai N° 64 ancre
 à disques multiples $l = 400 \text{ mm}$, $l_0 = 200 \text{ mm}$



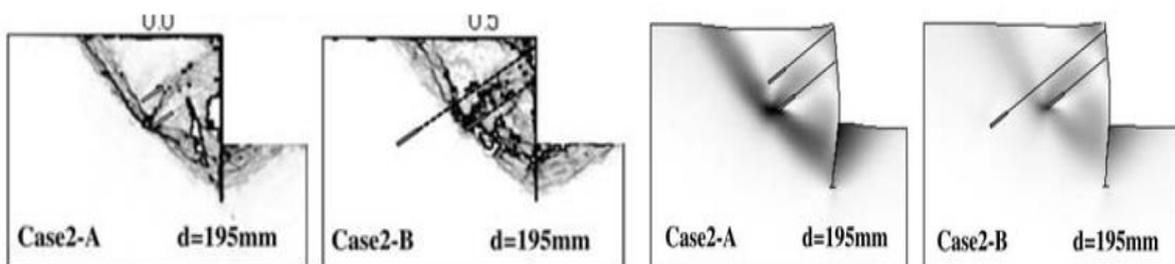
Essai N°54 Ancrage en fer plat $l=500\text{mm}$

Essai N°73 ancrage en fer plat
 $l=400\text{mm}$

Figure. II.23 Progression de la fracture (banc d'essai M1) [13]

II.5.1.5 Essai de Nakai (2014)

Nakai et al. (2014) ont réalisés des essais en modèle bidimensionnel ainsi que des analyses numériques correspondantes qui ont été effectuées sur des excavations maintenue par des ancrages. Ils ont révélé que l'effet de soutien de l'ancrage dans l'excavation soutenue ne peut être obtenu que si le corps d'ancrage est installé en dehors de la surface de glissement développée lors de l'excavation (Fig II.24) [26].



a) Expérimentalement

b) numériquement

Figure II.24 La distribution des contraintes de cisaillement [26]

II.5.2 Les essais en vrais grandeur

En dépit de toutes les difficultés concernant les mesures in situ, il est nécessaire de réaliser les essais en vrais grandeur, afin de mieux appréhender le fonctionnement des soutènements de type paroi moulée et palplanches en raison de leurs dimensions et des sollicitations auxquelles ils sont soumis. Parmi les études expérimentales réalisées sur des chantiers instrumentés ou sur des ouvrages expérimentaux en grandeur réelle, on peut citer les suivantes :

II.5.2.1 Essai de Von Wolffersdorff et Shahrour (1995)

Ils ont étudié le comportement des rideaux de palplanche: expérimentation en vraie grandeur et prédictions numériques. L'expérimentation a été effectuée dans le site de Hochstetten proche de Karlsruhe au cours du deuxième trimestre 1993 [29]. L'essai est réalisé en vraie grandeur sur un rideau de 7 m de largeur fiché dans un sol sableux à 6 m de profondeur (Fig. II.25). L'expérimentation a comporté diverses phases de chargement: excavation, butonnage, reprise de l'excavation, chargement en surface et réduction de la longueur des butons jusqu'à l'état-limite.

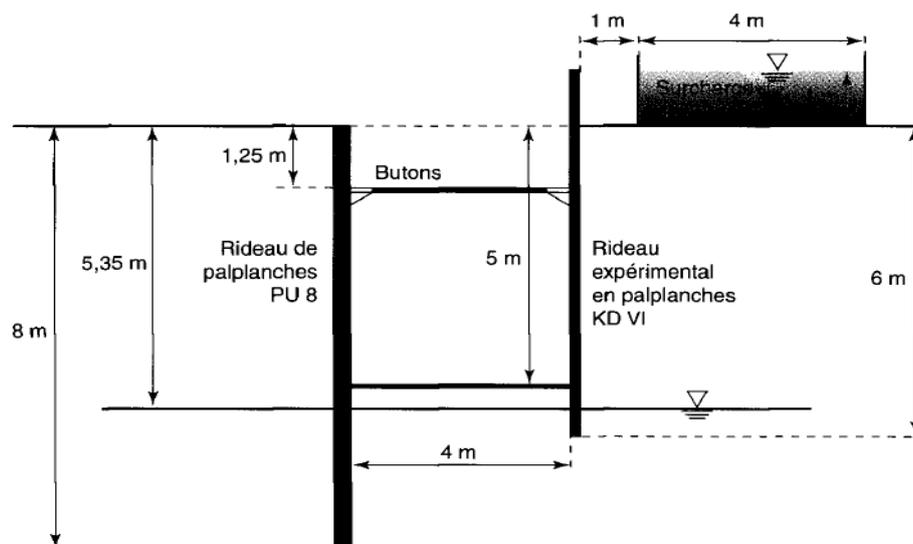


Figure. II.25 Dispositif d'expérimentation pour l'essai de Von Wolffersdorff et Shahrour [29]

II.5.2.2 Essai de Kazmierczak (1996)

Dans cet essai, il a étudié les différentes méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement construits dans des sols argileux. Son travail est essentiellement basé sur la confrontation entre des résultats de dimensionnement a posteriori des parois moulées de deux chantiers du métro de Lille (Chantier Alma Gare et Tourcoing-Centre) et ceux obtenus avec des mesures in situ (Fig. II.26) [21].

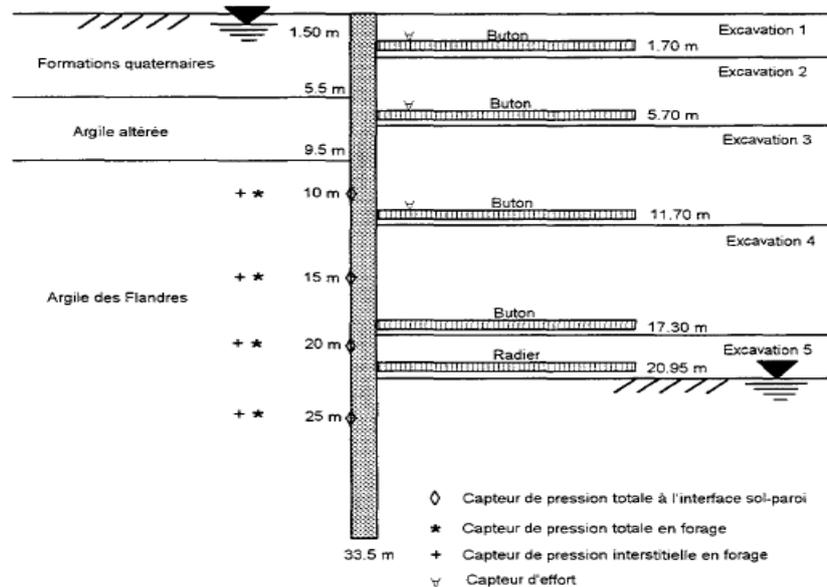


Figure. II.26 Coupe schématique de la station ALMA-GARE et instrumentation du milieu [21]

Il faut noter que dans presque toutes les études en vraie grandeur réalisées les études des chercheurs étaient consacrées à enregistrer les déformations de la paroi avec l'enregistrement des variations des pressions des terres devant et en arrière du mur sans prendre en considération l'enregistrement des déformations ou des contraintes dans le massif du sol ancré.

En plus, ces ouvrages n'ont pas été soumis à des chargements excessifs pour les mener à la ruine et ainsi observés les mécanismes de rupture possible à se développer avant la ruine de l'ouvrage.

II.6 Stabilité d'un écran de soutènement ancré

La méthode d'équilibre limite peut être utilisée pour déterminer la force d'ancrage totale. L'équilibre limite est également utilisé pour déterminer la stabilité globale de l'ensemble sol/système d'ancrage agissant comme une masse. L'évaluation de l'effort d'ancrage total et de la stabilité globale est l'objectif d'une analyse de stabilité où les surfaces de rupture sont tracées à n'importe quel point entre l'extrémité de l'ancrage et le coin actif (Fig. II.27)

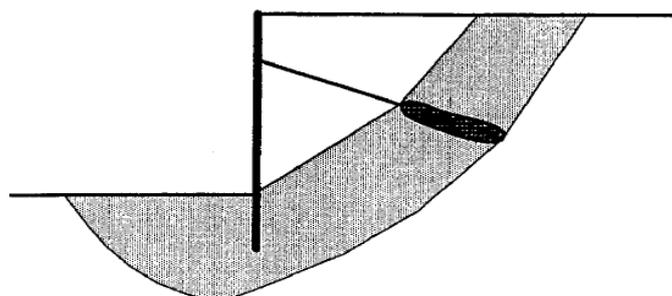


Figure. II.27 Surface de rupture utilisée dans l'analyse d'équilibre limite des écrans de soutènements ancrés [10]

La stabilité interne et externe des écrans de soutènements doit être évaluée dans le cadre de toute conception d'un écran de soutènement ancré. Les évaluations de la stabilité interne sont utilisées pour garantir que la charge totale sur lequel la conception du système de l'écran d'origine était basée est appropriée et, que les tirants d'ancrages ont une capacité suffisante pour empêcher une rupture structurelle. Des évaluations de la stabilité externe sont nécessaires pour vérifier que l'emplacement de l'ancrage est suffisant pour empêcher l'instabilité de la masse au sol.

II.6.1 Stabilité interne

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent.

Le calcul de la stabilité interne consiste à vérifier pour les surfaces potentielles de rupture les plus critiques que, d'une part, les longueurs d'ancrage sont suffisantes pour reprendre les efforts par frottement et, d'autre part, tous les éléments d'ancrages ont une résistance suffisante pour reprendre ces efforts (Fig. II.28) [10].

Dans l'analyse de la stabilité interne et, puisque les surfaces de rupture potentielles passent devant la zone de scellement d'ancrage, la totalité de l'effort d'ancrage agit comme une force stabilisante de la masse du sol situé au-dessus du plan de rupture. La stabilité interne fait aussi intervenir d'autres critères, tels que la résistance au cisaillement du sol et la résistance à l'ancrage des tirants.

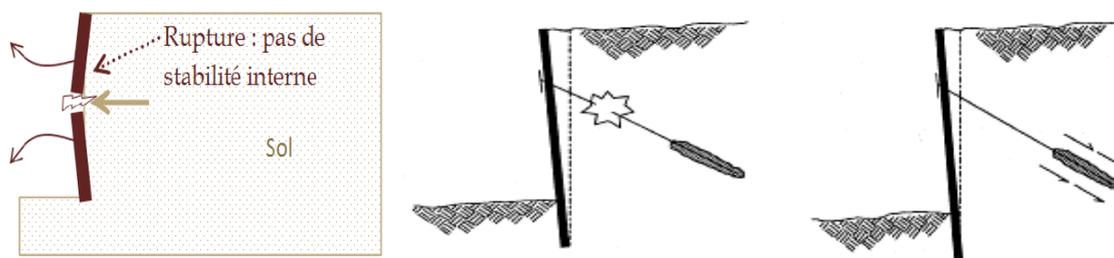


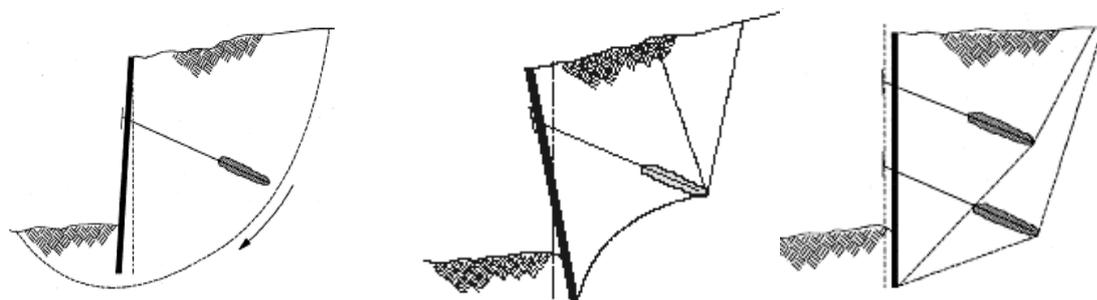
Figure. II.28 Stabilité interne [10]

II.6.2 Stabilité externe

Le fonctionnement externe des écrans de soutènement repose sur la portance du sol de fondation et sur la résistance au glissement de l'ouvrage à son interface avec le sol de fondation. Il s'agit de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage relative à une zone plus étendue de part et d'autre de celui-ci, et susceptible d'entrer en mouvement en l'absence même de toute défaillance de la structure considérée.

La stabilité externe d'un écran de soutènement ancré est la stabilité de l'écran et de la masse du sol par rapport aux surfaces de rupture qui passent derrière l'ensemble de la masse du sol ancré. La longueur d'ancrage totale doit être conçue pour atteindre le facteur de sécurité requis. La stabilité externe d'un système d'écran de soutènement ancré est déterminée en

supposant que le plan de glissement potentiel passe "derrière" l'ancrage et sous la paroi (Fig. II.29).



a. Rupture circulaire profonde. b. Rupture par renversement c. Rupture par glissement.

Figure. II.29 Stabilité externe [10]

Pour évaluer la stabilité d'un système ancré, les surfaces de rupture potentielles passant derrière ou à travers les zones de scellement d'ancrage doivent être vérifiées. Pour les écrans avec plusieurs tirants d'ancrages, les surfaces de rupture qui passent derrière chaque zone de scellement d'ancrage doivent être vérifiées (Fig. II.30).

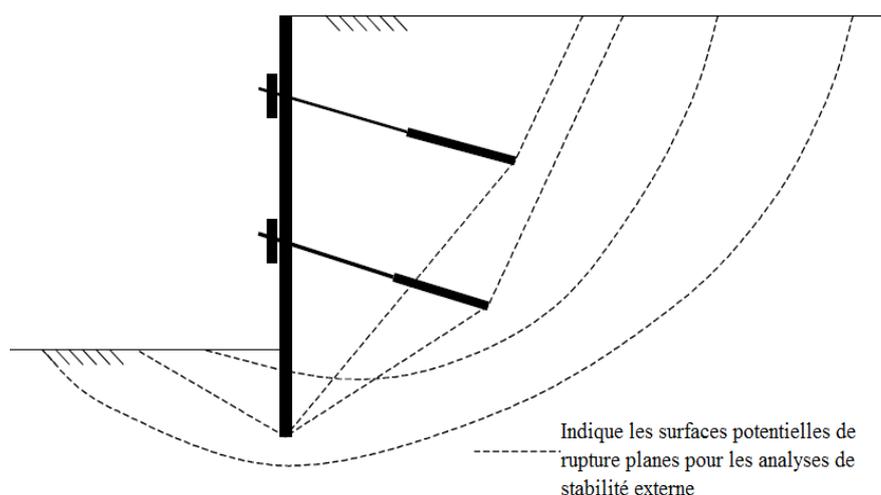


Figure. II.30 Surfaces de rupture pour l'évaluation de la stabilité externe [10]

II.7 Phénomène de transfert de charge le long de la longueur du scellement

L'inefficacité du transfert de charge dans les tirants d'ancrage conventionnels est due en partie à la distribution non uniforme de la charge le long de la longueur d'ancrage. Il est clairement indiqué par les chercheurs qui ont étudié le phénomène du transfert de charge entre coulis / sol que les répartitions des contraintes le long de la partie scellée du tirant d'ancrage soient non-uniforme en raison de l'incompatibilité générale entre les modules d'élasticité des câbles, le coulis de scellement et le sol.

Au début du chargement initial, les contraintes sont concentrées à l'extrémité la plus proche de la partie scellée du tirant d'ancrage, tandis que l'extrémité éloignée de celle-ci reste non chargée. Au fur et à mesure, que la charge augmente, la contrainte d'adhérence ultime à l'extrémité de la longueur de scellement le long de l'interface acier / coulis ou coulis / sol

s'atténuer. A ce moment, elle se réduit à une valeur de la capacité résiduelle, et le déplacement se produit.

Par la suite, la capacité dans cette section de l'ancrage diminue et la charge est transférée vers l'extrémité éloignée de la longueur de scellement.

Juste avant l'arrachement, la charge est concentrée à l'extrémité finale de la longueur scellée. La Figure II.31 illustre le phénomène de transfert de charge « considéré comme un décollement progressif ».

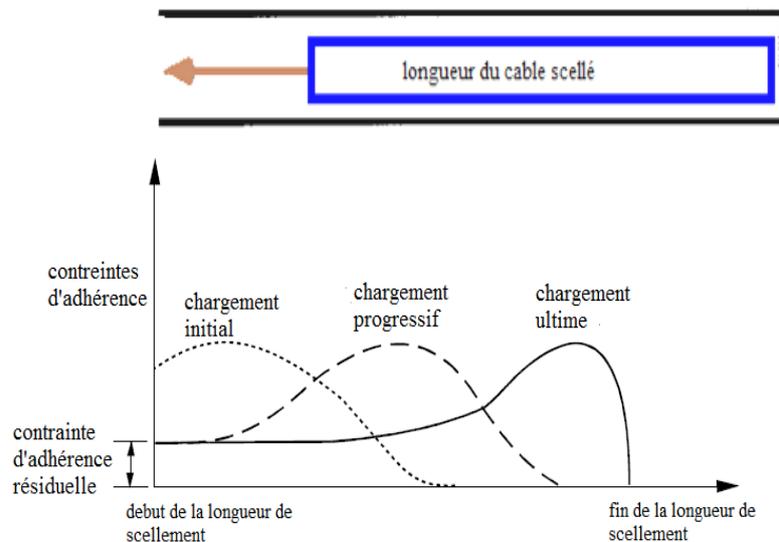


Figure. II.31 Mécanismes de transfert de charge dans un tirant d'ancrage Conventionnel [10].

II.8 Justification de la stabilité du massif d'ancrage

La stabilité du massif d'ancrage doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé. Cette vérification s'applique à tous les types d'ancrage installés dans le massif de sol en amont de l'écran (ancrage scellé, ancrage par plaque frottant ou ancrage par contre-rideau).

L'objectif de la vérification est de démontrer que la localisation des ancrages est acceptable et ne remet pas en cause la valeur des efforts considérés pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'écran de soutènement et des appuis.

Pour vérifier la stabilité d'un massif d'ancrage, on doit démontrer que le massif de terrain compris entre l'écran et l'ancrage est stable, avec une sécurité adéquate.

Pour vérifier la stabilité du massif d'ancrage d'un écran de soutènement (Fig. II.32), la stabilité de la partie du massif de terrain située au-dessus du pied de l'écran et délimitée par le plan vertical OB passant contre la face arrière de l'écran et par le plan vertical CD et passant par le point d'application de la résultante de l'effort d'ancrage (A), et il convient :

- d'établir la charge minimale (traction) déstabilisante A_{dst} dans un lit d'ancrage en recherchant la surface de glissement la plus défavorable passant par (A) et débouchant en un point quelconque M du plan OB;
- de vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite :

$$A \leq A_{dst} \quad (II.5)$$

A : Effort repris par le tirant d'ancrage ;

A_{dst} : Effort déstabilisant.

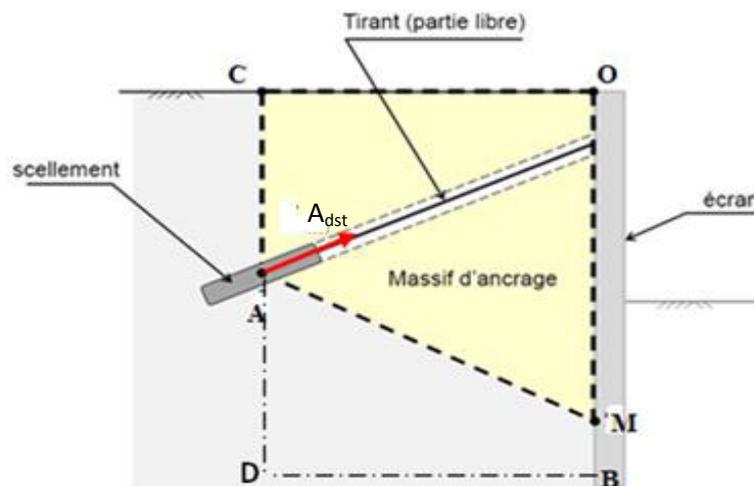


Figure. II.32 Définition du domaine de sol dont la stabilité est analysée (exemple d'un soutènement avec un seul lit d'ancrage) [27]

La vérification se fait habituellement pour un bloc de terrain passant par un point M correspondant au point d'effort tranchant nul de l'écran sous le niveau de l'excavation (base de la partie « active » de l'écran) [10].

Il est utile de rappeler que le dimensionnement d'un écran de soutènement par la méthode de Kranz assimile usuellement un tirant scellé à une barre élastique de longueur égale à la longueur utile du tirant (longueur libre + moitié de la longueur scellée). Cela suppose implicitement que le déplacement du point d'ancrage effectif (milieu du scellement) est nul ou négligeable. La validité de cette hypothèse exige un niveau de sécurité suffisant entre l'effort du tirant et l'effort déstabilisant du massif d'ancrage.

Le modèle Kranz permet d'évaluer cet effort déstabilisant. Le rapport entre celui-ci et l'effort dans le tirant doit être justifié avec sécurité globale d'au moins $F = 1,50$ garantissant ainsi un faible niveau de déformations. En dessous de cette valeur, le déplacement du point d'ancrage effectif ne peut plus être négligé. L'obtention d'une sécurité inférieure à 1,00 signifie la rupture du massif d'ancrage [10].

II.9 Conclusion

Les risques de ruine des écrans de soutènement ancrés à prendre en considération sont multiples et fonction du projet (type de soutènement et conditions de terrain).

La conception des écrans de soutènement ancré se fait en considérant des modes de rupture tel que : « Rupture par défaut de butée, charges verticales d'origine structurale, ruine d'un appui, instabilité d'origine hydraulique du fond de l'excavation,...ect». Il existe plusieurs mécanismes de rupture « Mécanisme a un bloc et mécanisme à double blocs ».

Une série d'expériences en modèles réduits et en vrais grandeurs ont été présentées afin d'étudier le type de mécanisme de rupture des écrans de soutènements ancrés développés

Un écran de soutènement ancré 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 d'avantage d'efforts de poussée sur sa partie active. Pour éviter ces problèmes, on doit donc vérifier que la localisation des ancrages est acceptable en vérifiant la stabilité du massif d'ancrage.

Bibliographie du chapitre II

- [1] Benamara, F.Z. et Belabed, L., The Analysis Stability of Anchor Retaining Wall: Advanced materials research, Vol.324, 2011, pp. 376-379.
- [2] Brinch Hansen J., Earth pressure calculation, Copenhagen, The Danish Technical Press, The Institution of Danish Civil Engineers, 1953, 271p.
- [3] Broms et Bengt, B., Design and Construction of Anchored and Strutted Sheet Pile Walls in Soft Clay. University of Missouri-Rolla (Editors), International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering 20, 1988, pp. 1515-1550.
- [4] Cambefort, H., Parois de soutènement maintenues par une ligne d'ancrage. Annales ITBTP, n. 333, 1975, pp. 25-44.
- [5] Corfdir, A., Kranz's method from yesterday to day: a critical review: Revue française de géotechnique, Vol.124, No.3, 2008, pp. 19-30.
- [6] Costopoulos, S.,D., Champs des déplacements dans le sol derrière une paroi ancrée, Ingenieurs et architectes Suisses, Lausanne, 112(24), 1985, pp. 359-366.
- [7] Dennis, w.K., Design of Tied-Back Retaining Walls: Report submitted to the faculty of graduate studies and research in partial fulfillment of the requirement for the degree of master of engineering, Alberta University, 1975, 64 p.
- [8] EAU 1990 - Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways. 6th English edition, Ernst & Sohn, Berlin, 1992, 623 p.
- [9] EC 7-1- prEN 1997-1. Projet définitif. Janvier 2004. Eurocode 7 : Calcul géotechnique. Partie 1 : Règles générales. CEN, Brxelles, Belgium, 2004.
- [10] FHWA-Geotechnical Engineering Circular n°4, Ground Anchors and Anchored Systems, publication N. FHWA-1F-99-015, U.S. Department of Transportation, 1999, 281 p.
- [11] Franke, E. et Heibaum, M., Overall stability of anchored retaining walls: Bauingenieur. Vol.63, No.9, pp. 391-398, 1988.
- [12] Frazier, J.R.; David Elton, P.E.J. et James E.W., Tieback wall design and construction: Final report to the Alabama Highway Research Center, Auburn University, 1997, 72 p.
- [13] Heibaum, M., Zur Frage der standseicherheit verankerter stützwände auf der tiefen gleitfuge, Institute for Foundation Engineering Soil and Rock Mechanics: Unpublished M.S. Thesis, University of Technology darmstadt, Germany, 1987, 177 p.
- [14] Gäßler, G., et Gudehus, G., Anchored wall: Model tests and stational design. Publications committee of XIII CSMFE (Editors), 12th international conference of soil mechanics and foundation engineering, Rio de janeiro, 1989, pp. 829-832.
- [15] Jelinek R., et Ostermeyer, H., Zur Berechnung von Fangedämmen und verankerten Stützwänden. Die Bautechnik, 44, n. 5,1967a, pp. 167-171.
- [16] Jelinek, R., et Ostermeyer, H., Zur Berechnung von Fangedämmen und verankerten Stützwänden. Die Bautechnik, 44, n. 6,1967b, p. 203-207.
- [17] Jessberger, H.L., Theorie und Praxis eines neuzeitlichen Verankerungsverfahrens. Die Bautechnik, n. 7,1968, pp. 226-232.
- [18] Ranke, A., et Ostermayer, H., Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugruben umschließungen: Bautechnik, Vol.45, No.10, 1968, pp. 341-350.

- [19] Renforcement des sols: expérimentation en vraie grandeur des années 80 : Soil Renforcement Full Scale experiments of 80's. Civil Engineering European Courses. Presse ponts et Chaussées, 1980.
- [20] Roscoe, K. H., Soils and model tests, *Strain Anal.*, 5(1), 1968, pp. 57-64.
- [21] Kazmierczak, J. B., comportement et dimensionnement des parois moules dans les argiles raides saturées, Thèse de Doctorat, université des sciences et technologies de lille, France, 1995, 233 p.
- [22] Kranz, E., Die Arbeiten und Bauten auf den Ostfriesischen Inseln von Borkum bis Speikerroog. Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft. Zwölfter band 1930-1931, Verlag der Hafentechnischen Gesellschaft, Hambourg, 1932, pp. 174-180.
- [23] Kranz, E., Über die Verankerung von Spundwänden. Mitteilungen aus dem Gebiet des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Ernst & Sohn, Vol.11, 1953, 53 p.
- [24] Long, J.,H., et Weatherby, D.,E., Summary report of research on permanent ground anchor walls vol. 1. current practice and limiting equilibrium analyses: Report No.FHWA-RD-98-065.U.S, Department of Transportation, Virginia, 1998, 109 p.
- [25] Masrouri, F., Comportement des rideaux de soutènement semi-flexibles: étude théorique et expérimentale. Thèse de Doctorat, INSA Lyon, 1986, 247 p.
- [26] Nakai, T.; Shahin, H.M., et Okuda, K., Reinforcing mechanism of anchor type retaining wall model test and numerical analysis. Yoo, Park, Kim & Ban, (Editors), the 8th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, IS-Seoul, 2014, pp. 73-78.
- [27] NF P94-282, Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Écrans .Indice de classement, 2009, pp. 94-282.
- [28] Schneebeli, G., Une analogie mécanique pour l'étude de la stabilité des ouvrages en terre à 2 dimensions. 4e Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Vol. 2, Londres, 1957, pp. 228-232.
- [29] Shahrour, I.; Ghorbanbe S, ; et Wolffersdorff, P.,A., Comportement des rideaux de palplanche : expérimentation en waie grandeur et prédictions numériques, *Revue française de géotechnique*, Vol.124, No.71, 1995, pp. 19-30.
- [30] Schultz, H., Überlegungen zur führung des mecheises der standsicherheit in der tiefen gleitfuge: *Mitt.Bl.d.BAW*, Vol.41, 1977, pp. 156-170.
- [31] T.A. 95 -Tirants d'ancrage. Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle. Eyrolles, 1995, 151 p.
- [32] Verdeyen, J. ; Nuyens, J., Vérification expérimentale des méthodes de calcul des rideaux d'ancrage de palplanches simplement ancrées. Symposium Rhéologie et mécanique des sols, Grenoble 1-4/4/1964, sous la direction de J. Kravtchenko et P.M. Sirieys, Springer, 1966, pp. 416-428.
- [33] <http://documents.lamacs.fr/cours/macs2/mecanique/suquet.pdf>
- [34] https://w3-mediapool.hm.edu/mediapool/media/fk02/fk02_lokal/downloads/prof_renato_cunha/Anchored_Walls_and_Nailed_Walls_in_Brazil_VFinal.pdf

CHAPITRE III

ESTIMATION DE LA LONGUEUR D'ANCRAGE MINIMALE PAR LA PROPOSITION DES AMELIORATIONS AUX MODELES DE RUPTURE DES ECRANS DE SOUTENEMENT ANCRES

III.1 Introduction

Les écrans de soutènement ancrés sont utilisés pour stabiliser les excavations et les pentes [15]. Généralement, La stabilité globale des écrans de soutènement ancrés dépend de la longueur d'ancrage.

La méthode d'équilibre est généralement utilisée pour évaluer la stabilité d'un système d'écran de soutènement ancré. Elle est utilisée également pour déterminer les exigences relatives à la géométrie et à la capacité d'ancrage au sol. La vérification de la stabilité globale est l'objectif des analyses de la stabilité basées sur la recherche de la position de la surface de rupture potentielle et son point de passage par rapport à la paroi ou l'écran ancré.

Lorsque la surface de glissement coupe la paroi de l'écran de soutènement ancré au dessus du fond d'excavation, ce cas est désigné comme une coupe intérieure. Cependant, lorsqu'elle passe juste au-dessous du fond de l'excavation entre le pied de l'écran et le fond de l'excavation elle est désignée dans ce cas comme une coupe extérieure (Fig.III.1) [12].

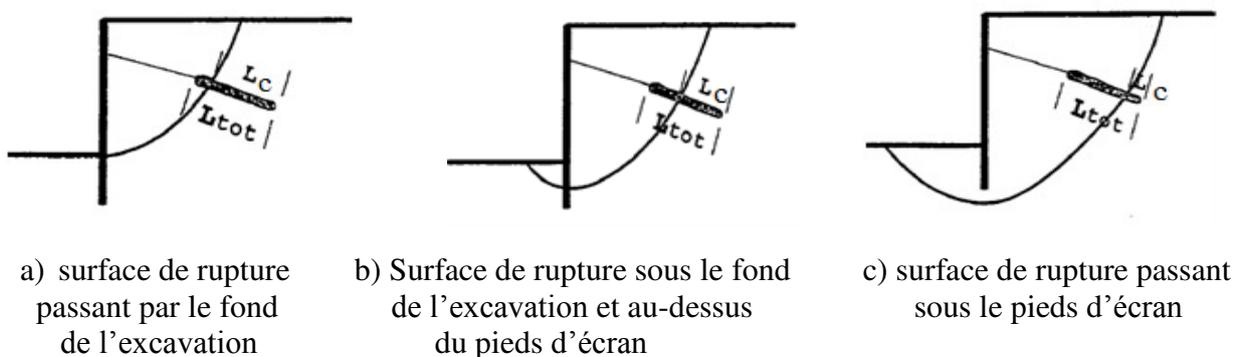


Figure. III.1 Différents points du passage de la surface de rupture à travers la longueur de scellement [12]

Pour les modèles avec coupe intérieure, les forces provoquant la rupture sont la force des pressions des terres actives (P_a), agissant derrière la paroi, le poids de la masse glissante du sol (G) et la force des pressions des terres actives agissant sur la surface de glissement secondaire (P_{a1}). Les forces empêchant la rupture sont la force de frottement (Q) et la force d'ancrage (A) [12]. Les modèles inclus dans ce cas sont le modèle de Kranz, le modèle de Ranke et Ostermayer et le modèle de Heibaum.

Les modèles avec coupe extérieure sont: le modèle de Schulz et le modèle de Broms, caractérisés par la prise en considération de la force des pressions des terres passives (P_p) devant l'écran. Cependant, la force des pressions des terres actives (P_a) et la force d'ancrage (A) ne sont pas prises en compte dans l'analyse d'équilibre limite dans ce cas.

Dans cette étude, nous avons proposé un nouveau modèle mécanique basé sur les modèles proposés par Kranz (1953), Schulz (1977) et Heibaum (1987) en apportant quelques modifications à chaque modèle, en faisant varier l'inclinaison de la surface de glissement secondaire (ρ) et en prenant en compte l'effet de la force de cohésion (C_2) sur cette surface de glissement secondaire.

Ce modèle est basé sur les observations expérimentales issues des essais en modèles réduits qui ont montré qu'il existe trois zones autour de l'écran de soutènement ancré; deux zones à l'état actif derrière l'écran et une zone à l'état passif devant l'écran [11].

III.2 Etude analytique des modèles mécaniques modifiés

Dans cette étude nous avons utilisé la méthode d'analyse à double corps rigides basée sur le principe qui considère les deux corps rigides comme des blocs rigides en équilibre avec le système externe séparés par une limite d'interface [6]. Cette méthode est fréquemment utilisée pour l'analyse de la stabilité des écrans de soutènement simplement ancrés [8].

Clayton et al. (2013) ont simplifié la procédure en supposant que la surface de rupture entre les deux corps n'est pas verticale et en négligeant les forces de contact entre les deux corps [3]. La recherche de l'inclinaison de la surface de glissement critique (θ) se fait itérativement jusqu'à ce que la longueur d'ancrage horizontale nécessaire (X) soit déterminée pour vérifier juste l'équilibre du système [2]. Les forces appliquées aux modèles, tels que le poids des terres (G), la surcharge (P), la pression des terres active (P_{ah})...etc.) Sont déterminées en fonction de la longueur d'ancrage horizontale nécessaire (X) donnée par (Eq. III.1).

Ces forces sont ensuite remplacées dans les équations d'équilibres de chaque modèle de rupture amélioré qui seront présentées et développées ultérieurement dans la section suivante. La longueur d'ancrage disponible (L) est alors calculée par l'Eq.III.2.

$$X = \frac{3H/4 + f}{(\tan\varepsilon + \tan\theta)} \quad (\text{III.1})$$

Avec , H = la hauteur de l'écran de soutènement simplement ancré
 ε = inclinaison du tirant d'ancrage avec l'horizontal
 θ = l'inclinaison critique de la surface de glissement profonde

f = la hauteur de la fiche de l'écran de soutènement simplement ancré.

$$L = \frac{x}{\cos \varepsilon} \quad (\text{III.2})$$

La variation dans les angles et les positions des plans de rupture contrôle la position de la surface de glissement critique pour les modèles étudiés (Fig. III.1). Par conséquent, nous avons divisé les modèles de rupture améliorés en deux groupes à savoir:

- Mécanismes avec coupe intérieure (modèle de Kranz modifié et modèle de Heibaum modifié).
- Mécanismes avec coupe extérieure (modèle de Schulz modifié et le nouveau modèle proposé)

III.2.1 Dimensionnement d'un écran de soutènement simplement ancré

Dans cette étude, nous avons considéré l'écran de soutènement simplement ancré étudié comme simplement butée. Ainsi, pour concevoir un écran de soutènement simplement ancré, la théorie de Coulomb a été appliquée pour l'évaluation des pressions des terres actives et passives [13].

Le prédimensionnement d'un écran de soutènement simplement ancré est réalisé, par la méthode statique pour différents type de sol, en utilisant le profil type dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

- ✓ La hauteur de l'écran de soutènement simplement ancré : $H=10$ m.
- ✓ L'inclinaison de la surface libre du massif ancré : $\beta= [10^\circ]$.
- ✓ Angle de frottement entre le sol et l'écran de soutènement : $\delta=2\varphi/3$.
- ✓ L'inclinaison de tirant avec l'horizontale ; $\varepsilon = [20^\circ]$.
- ✓ Le poids volumique du sol : $\gamma = 20$ kN/m³.
- ✓ La distance verticale entre le tirant et la surface horizontale au-dessus du massif ancré e : $H/4=2.50$ m.
- ✓ La surcharge appliquée : $q = [10$ kN/m²].
- ✓ Le massif ancré est étudié pour des différents rapports (φ [°]/c [kN/m²] : 40/0, 35/5, 30/10, 25/20, 20/30).
- ✓ La profondeur de la fiche f .
- ✓ On a pris un coefficient de sécurité sur la butée égale à 2.

Les différents étapes de calcul sont présentées et détaillées dans la section ci-dessous :

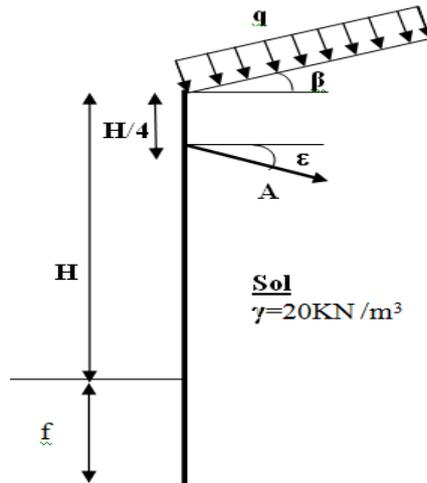


Figure. III.2 Le profil type de l'écran de soutènement simplement ancré

1) Calcul des coefficients des pressions des terres

Le coefficient des pressions des terres actives dues au poids des terres :

$$k_{ayh} = \frac{\cos^2(\varphi + \lambda)}{\cos^2(\lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta_a) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{III.3a})$$

Le coefficient des pressions des terres passives dues au poids des terres :

$$k_{pyh} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos^2 \lambda \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_p) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta_p) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{III.3b})$$

Le coefficient des pressions des terres actives dues à la surcharge :

$$K_{aqh} = K_{ayh} \frac{\cos \lambda \cos \beta}{\cos(\lambda + \beta)} \quad (\text{III.4a})$$

Le coefficient des pressions des terres passives dues à la surcharge :

$$K_{pqh} = K_{pyh} \frac{\cos \lambda \cos \beta}{\cos(\lambda + \beta)} \quad (\text{III.4b})$$

Le coefficient des pressions des terres actives dues à la cohésion :

$$k_{ach} = \frac{2 \cos \varphi \cos \beta \cos(\lambda - \delta_a) (1 - \tan \lambda \tan \beta)}{1 + \sin(\varphi + \delta_a - \lambda - \beta)} \quad (\text{III.5a})$$

Le coefficient des pressions des terres passives dues à la cohésion :

$$k_{pch} = \frac{2 \cos \varphi \cos(\lambda - \delta_p) \cos \beta (1 - \tan \lambda \tan \beta)}{1 - \sin(\varphi - \delta_p + \lambda + \beta)} \quad (\text{III.5b})$$

2) Calcul des Contraintes actives

$$0 \leq y \leq H \Rightarrow \sigma_{a1} = k_{ayh} \cdot \gamma \cdot y + k_{aqh} \cdot q - k_{ach} \cdot c$$

$$y=0 \Rightarrow \sigma_{a1} = k_{aqh} \cdot q - k_{ach} \cdot c$$

Si $c \gg \rightarrow \sigma_{a1} < 0$ on obtient des contraintes négatives de traction (Fig.III.3a)

En pose $\sigma_{a1} = 0$ pour trouver la hauteur critique h_c :

$$\text{On a } \sigma_{a1(y=h_c)} = h_c \gamma k_{ayh} + q k_{aqh} - c k_{ach} = 0$$

$$\text{D'où on tire : } h_c = \frac{K_{ac} \cdot c - K_{aq} \cdot q}{K_{ayh} \cdot \gamma} \tag{III.6}$$

$$y=H \Rightarrow \sigma_{a2} = k_{ayh} \cdot \gamma \cdot H + k_{aqh} \cdot q - k_{ach} \cdot c$$

$$0 \leq y \leq f \Rightarrow \sigma_{a3} = \sigma_{a2} + k_{ayh} \cdot \gamma \cdot f$$

$$y=0 \Rightarrow \sigma_{a3} = \sigma_{a2}$$

$$y=f \Rightarrow \sigma_{a3} = \sigma_{a2} + k_{ayh} \cdot \gamma \cdot f$$

3) Calcul des contraintes passives

$$0 \leq y \leq f \Rightarrow \sigma_{p1} = (k_{pyh} \cdot \gamma \cdot y + k_{pch} \cdot c) \times \frac{1}{2}$$

$$y=0 \Rightarrow \sigma_{p1} = (k_{pch} \cdot c) \times \frac{1}{2}$$

$$y=f \Rightarrow \sigma_{p2} = (k_{pyh} \cdot \gamma \cdot f + k_{pch} \cdot c) \times \frac{1}{2}$$

4) Diagramme des contraintes actives et passives

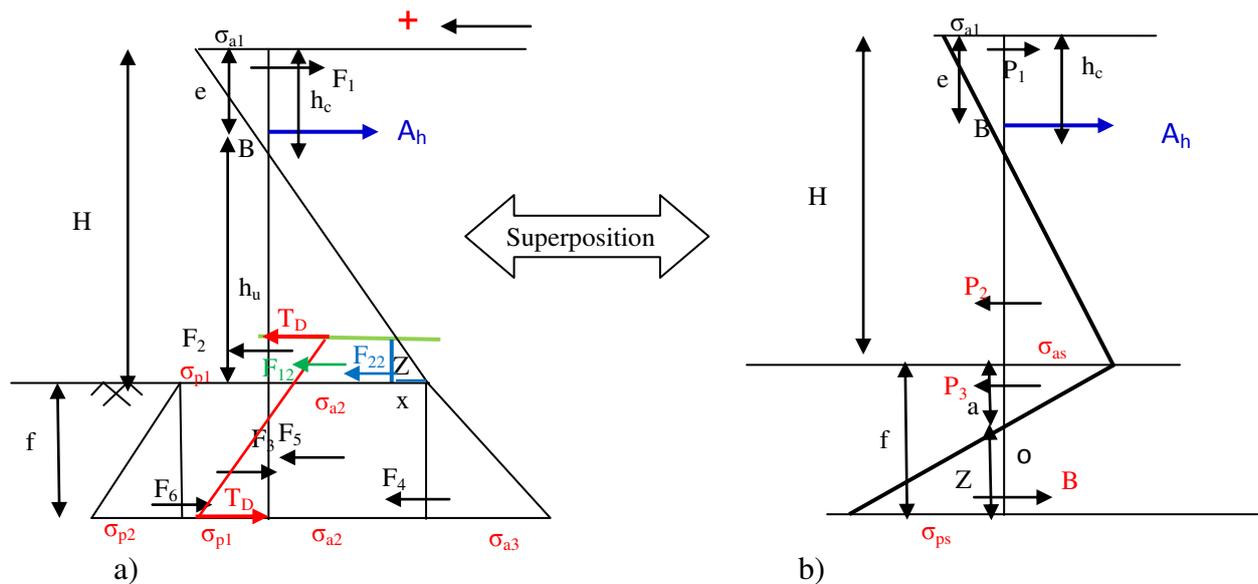


Figure. III.3 Diagramme des contraintes actives et passives.

5) Calcul de la profondeur de la fiche et l'effort d'ancrage d'après le diagramme de superposition des contraintes passives et actives (Fig.III.3b)

Après superposition des contraintes actives et passives on trouve :

$$\sigma_{a1} = K_{aqh} \times q - K_{ach} \times c$$

$$\sigma_{a2} = \gamma \times K_{ayh} \times H + K_{aqh} \times q - K_{ach} \times c$$

$$\sigma_{P1} = K_{pch} \times c \times 1/2$$

➤ **détermination de la hauteur a**

$$a = (\sigma_{a2} - \sigma_{P1}) / (\gamma \times (K_{pyh} \times 0.5 - K_{ayh})) \quad (III.7)$$

➤ **détermination de la hauteur Z**

On a: $\sigma_{as} = \sigma_{a2} - \sigma_{P1}$

Les forces de poussées p_1, p_2, p_3 sont calculées comme suit :

$$p_1 = \sigma_{a1} \times h_c \times 0.5 \quad \text{son bras de levier} \quad d_1 = e - 1/3 \times h_c$$

$$p_2 = \sigma_{as} \times i_2 \times 0.5 \quad \text{son bras de levier} \quad d_2 = -(i_2 \times 2/3 + i_1)$$

$$p_3 = \sigma_{as} \times a \times 0.5 \quad \text{son bras de levier} \quad d_3 = -(1/3 \times a + i_1 + i_2)$$

• **La butée B**

$$B = [(\sigma_{P1} - \sigma_{a2} + f \times \gamma \times (K_{pyh} \times 0.5 - K_{ayh})) \times Z \times 0.5] \quad \text{son bras de levier} \quad d_B = -(2/3 \times Z + a + i_1 + i_2) \quad (III.8)$$

Avec : $i_1 = -(e - h_c)$ et $i_2 = H - h_c$

La somme des moments des différents efforts par rapport à B : ($\sum M/B = 0$) aboutit à l'équation du 3^{ème} degré suivante:

$$[-\gamma \times 1/3 \times (K_{pyh} \times 0.5 - K_{ayh})] \times Z^3 + [1/2 \times \gamma \times (K_{pyh} \times 0.5 - K_{ayh}) \times (a + i_1 + i_2) + 2/3 \times ((\sigma_{a2} - \sigma_{P1}) \times 0.5 - a \times 0.5 \times (K_{pyh} \times 0.5 - K_{ayh}))] \times Z^2 + [(a + i_1 + i_2) \times ((\sigma_{a2} - \sigma_{P1}) \times 0.5 - a \times \gamma \times 0.5 \times (K_{pyh} \times 0.5 - K_{ayh}))] \times Z + p_1 \times d_1 + p_2 \times d_2 + p_3 \times d_3 = 0 \quad (III.9)$$

La résolution de l'Equation III.9 nous donne la hauteur Z

D'où la profondeur de la fiche :

$$f = Z + a \quad (III.10)$$

• **L'effort d'ancrage A_h :**

On remplaçant la valeur de f dans l'équation de la somme des efforts on trouve l'effort d'ancrage :

$$A_h = p_2 + p_3 - p_1 - B \quad (III.11)$$

6) Calcul du moment maximal dans l'écran de soutènement simplement ancré

• Calcul de l'effort tranchant

D'après le diagramme des contraintes passives et actives (Fig.III.3a) , on a pu calculer les efforts suivants :

$$F_3 = \sigma_{a2} \times f$$

$$\sigma_{a3} = K_{a\gamma h} \times \gamma \times f$$

$$F_4 = \sigma_{a3} \times f \times 0.5$$

$$F_5 = \sigma_{p1} \times f$$

$$\sigma_{p2} = K_{p\gamma h} \times 0.5 \times \gamma \times f$$

$$F_6 = \sigma_{p2} \times f \times 0.5$$

D'où l'effort tranchant T_D

$$T_D = F_3 + F_4 - F_5 - F_6$$

• Calcul de la position du moment maximal z

$$T_D + F_{12} + F_{22} = 0$$

Avec : $F_{22} = \sigma_{a2} \times z^2 \times 0.5 / i_2$

$$F_{12} = (\sigma_{a2} - \sigma_{a2} \times z / i_2) \times z$$

En remplaçant avec les valeurs de T_D , F_{12} et F_{22} on trouve une équation de 2^{ème} degré de la forme :

$$T_D + \sigma_{a2} \times z - \sigma_{a2} \times z^2 \times 0.5 / i_2 = 0$$

La solution de cette équation aboutit à deux racines dont on prend la valeur comprise dans l'intervalle : $z \in [0, H - h_c]$

$$M(Z) = -F_{12} \times 0.5 \times z - F_{22} \times z \times 2/3 - F_3 \times (f \times 0.5 + z) - F_4 \times (f \times 2/3 + z) + F_5 \times (f \times 0.5 + z) + F_6 \times (f \times 2/3 + z) \quad (\text{III.12})$$

Les résultats du prédimensionnement à savoir : la profondeur d'implantation (f), la force d'ancrage horizontale (A_h) et le moment maximal sont présentées dans le tableau III.1 [16]. Un programme en Matlab a été élaboré pour calculer la fiche, l'effort d'ancrage et le moment maximum en travée (voir Annexe A).

Tableau.III.1 La fiche, l'effort d'ancrage et le moment maximal pour différents type de sols

$\phi(^{\circ})/c(\text{kN}/\text{m}^2)$	40/0	35/5	30/10	25/20	20/30
f (m)	1.79	1.97	2.52	2.36	2.71
$A_h(\text{kN})$	110.87	76.55	69.23	31.95	20.62
$M_{\max}(\text{kN.m})$	186.29	158.8	165.09	79.34	61.32

7) Le choix du type d'écran de soutènement

Le choix d'écran de soutènement est déterminé en choisissant la valeur du moment maximal dont l'écran (palplanche) doit reprendre tel que :

$$\frac{M_{\max}}{I/v} \leq \sigma_{\text{adm acier}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{\text{adm}} = \frac{2}{3} \sigma_e \quad (\text{III.13})$$

Où σ_e est la limite élastique de l'acier.

La détermination du module de résistance ($w = I/v$) permet de choisir le type du profilé utilisé comme écran de soutènement.

$$\text{Pour } \sigma_e = 360 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{adm} = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Le module de résistance } w \geq \frac{M_{max}}{\sigma_{ad \text{ acier}}} = 7.76 \times 10^{-4} \text{ m}^3 = 776 \text{ cm}^3$$

Le profilé choisit va être utilisé dans la modélisation par élément finis, dans ce but, nous avons utilisé la bibliothèque des profilés disponible au niveau du logiciel GEO FEM.

Le profilé dont son module de résistance correspond au module de résistance calculé ($w = 780 \text{ cm}^3$) est « Sheet pile In 436 x 157 x 9.5 mm » dont ces caractéristiques mécaniques sont : la nuance d'acier (Fe 360), la section ($A = 1.5525 \text{E-}02 \text{ m}^2/\text{m}$), le moment d'inertie ($I = 1.4850 \text{E-}04 \text{ m}^4/\text{m}$), le module d'Young ($E = 210000.00 \text{ MPa}$), le module de cisaillement ($G = 81000.00 \text{ MPa}$) et le module de résistance ($w = 1890 \text{ cm}^3$).

III.2.2 Estimation des longueurs d'ancrages minimales

Pour estimer les longueurs d'ancrages, divers calculs ont été effectués sur le même profil type de l'écran de soutènement simplement ancré en utilisant les caractéristiques géométriques et géotechniques définies sur la figure III.4 et le tableau III.1.

L'étape principale dans cette section est le développement des équations d'équilibre limites pour les deux groupes de mécanismes de rupture.

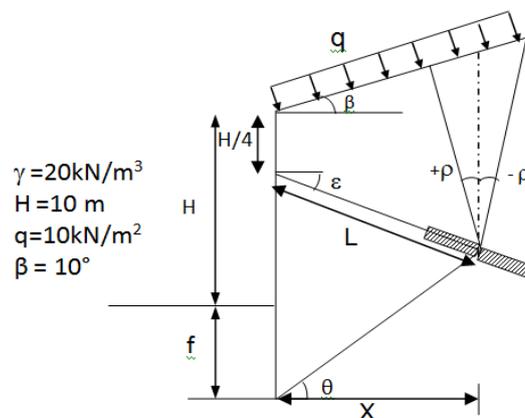


Figure. III.4 Caractéristique géométrique du profil type de l'écran de soutènement simplement ancré

III.2.2.1 Mécanismes avec coupe intérieure

III.2.2.1.1 Modèle de Kranz modifié

Nous avons proposé un nouveau modèle appelé modèle de Kranz modifié basé sur le modèle de Kranz (Fig. III.5a). Ce mécanisme de rupture est défini par une surface de rupture principale qui coupe la longueur de scellement (L_0) au centre et se divise en deux surfaces de glissement secondaires. Ce modèle se caractérise par un solide rigide (1) sur laquelle sont appliquées les forces suivantes: la réaction de l'ancrage (A), la réaction de la paroi sur ce solide (P_a), le frottement du sol sur la ligne de rupture principale (Q), la force de cohésion

(C_1), la surcharge (P) et le poids du solide rigide (1) (G) [1]. La pression des terres actives (P_{a1}) remplaçant l'action de solide (2) sur le solide (1) par l'intermédiaire de la surface de glissement secondaire considérée comme un mur fictif incliné [7].

Cependant, nous prenons les différentes valeurs d'inclinaison de la surface de glissement secondaire (ρ) par rapport à la verticale. L'angle de frottement entre les deux solides rigides est $\delta_f = \varphi$. La force de cohésion (C_2) est appliquée sur la même surface de glissement secondaire (Fig. III.5 b).

Dans cette étude, l'angle de frottement entre l'écran et le sol ($\delta_a = 2/3 \varphi$) est utilisé dans l'estimation des pressions des terres actives [4].

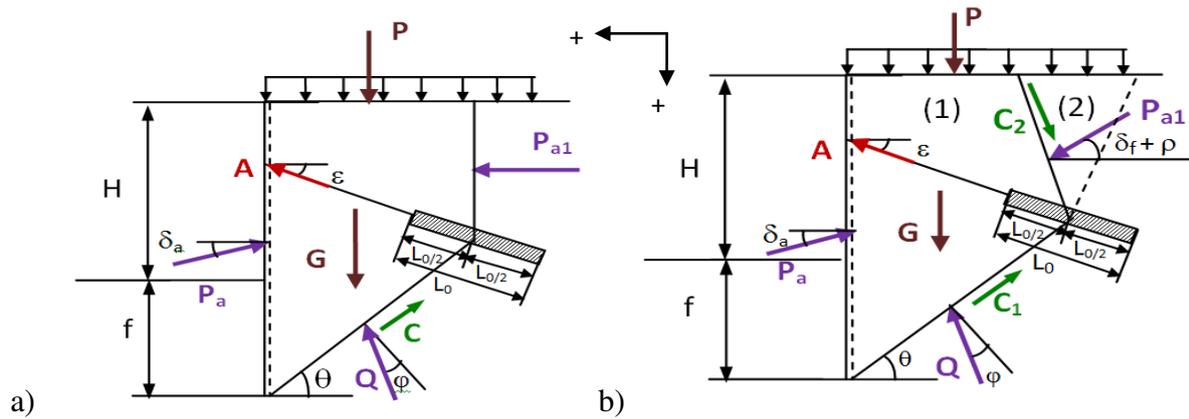


Figure. III.5 Le bilan des forces appliquées aux :
 a) modèle de Kranz b) modèle de Kranz modifié

Pour formuler l'équation d'état limite correspondante au modèle de Kranz modifié, représenté sur la figure III.5b, on doit étudier l'équilibre des forces horizontales et verticales agissantes sur ce modèle. Le solide (2) a été remplacé par la force des pressions des terres actives P_{a1} .

L'équilibre des forces verticales donne :

$$\Sigma F_v = G + P - P_{av} - Q_v - C_{1v} - A_v + C_{2v} + P_{a1v} = 0 \tag{III.14}$$

L'équilibre des forces horizontales donne :

$$\Sigma F_h = P_{a1h} - P_{ah} + Q_h - C_{1h} - A_h - C_{2h} = 0 \tag{III.15}$$

On procède à la projection des différents efforts appliqués sur le modèle de rupture :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \delta_a = \frac{P_{av}}{P_{ah}} \Rightarrow P_{av} = P_{ah} \tan \delta_a \\ \tan \rho = \frac{C_{2h}}{C_{2v}} \text{ et } C_{2v} = C_2 \cos \rho \\ \tan(\delta_f + \rho) = \frac{P_{a1v}}{P_{a1h}} \Rightarrow P_{a1v} = P_{a1h} \tan(\delta_f + \rho) \\ \cos \theta = \frac{C_{1h}}{C_1} \Rightarrow C_{1h} = C_1 \cos \theta \text{ et } C_{1v} = C_1 \sin \theta \\ Q_v = Q \cos(\theta - \varphi) \quad Q_h = Q \sin(\theta - \varphi) \end{array} \right.$$

En remplaçant ces différents efforts dans les équations (III.14) et (III.15) on trouve :

$$G+P-P_{ah}\tan\delta_a + P_{a1h}\tan(\delta_f + \rho) - A_h\tan\varepsilon - Q\cos(\theta - \varphi) + C_{2V} - C_{1h}\cdot\tan\theta = 0 \quad (\text{III.16})$$

$$P_{ah1} - P_{ah} + A_h + Q\sin(\theta - \varphi) - C_{1h} - C_{2V}\tan\rho = 0 \quad (\text{III.17})$$

On tire Q de l'équation (III.17)

$$Q = \frac{P_{ah}-P_{ah1}-A_h+C_{1h}+C_{2V}\tan\rho}{\sin(\theta-\varphi)} \quad (\text{III.18})$$

On substituant l'équation (III.18) dans l'équation (III.16) on trouve :

$$G + P - P_{ah}\tan\delta_a + P_{a1h}\tan(\delta_f + \rho) - A_h\tan\varepsilon - \left[\frac{P_{ah}-P_{ah1}-A_h+C_{1h}+C_{2V}\tan\rho}{\sin(\theta-\varphi)} \right] \times \cos(\theta - \varphi) + C_{2V} - C_{1h}\cdot\tan\theta = 0 \quad (\text{III.19})$$

$$[G + P - P_{ah}\tan\delta_a + P_{a1h}\tan(\delta_f + \rho) - A_h\tan\varepsilon] \tan(\theta - \varphi) - P_{ah} + P_{ah1} + A_h - C_{1h} - C_{2V}\tan\rho + (C_{2V} - C_{1h}\cdot\tan\theta) \tan(\theta - \varphi) = 0 \quad (\text{III.20})$$

Après transformation algébrique de l'équation (III.21) on obtient l'équation d'état limite correspondante au modèle de rupture (Fig.III.5b).

$$[(P_{ah}\tan\delta_a + A_h\tan\varepsilon + C_{1h}\tan\theta)\tan(\theta - \varphi) + P_{ah} + C_{1h} + C_{2V}\tan\rho] - [(G + P + P_{a1h}\tan(\delta_f + \rho) + C_{2V})\tan(\theta - \varphi) + A_h + P_{a1h}] = 0 \quad (\text{III.21})$$

Où (C_{2v}) et (C_{1h}) sont la composante verticale de la force de cohésion (C_2) et la composante horizontale de la force de cohésion (C_1), respectivement.

(P_{ah}) est la composante horizontale de la pression des terres active (P_a), et (P_{a1h}) est la composante horizontale de la pression des terres active (P_{a1}).

Si on ne prend pas en considération l'inclinaison de la surface de glissement secondaire (ρ), le frottement entre les deux solides et la force de cohésion C_2 , on obtient l'équation III.22 d'état limite correspondante au modèle de Kranz (Fig.III.5a).

$$[(P_{ah}\tan\delta_a + A_h\tan\varepsilon + C_h\tan\theta)\tan(\theta - \varphi) + P_{ah} + C_h] - [(G + P)\tan(\theta - \varphi) + A_h + P_{a1h}] = 0 \quad (\text{III.22})$$

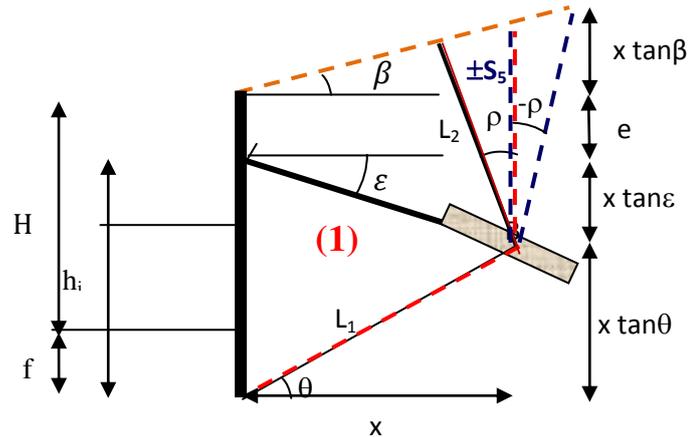


Figure. III.6 La présentation de l'effet de l'angle (ρ) sur l'estimation de la surface du solide (1)

• **Calcul du poids propre G du solide (1) :**

$$G = \gamma \cdot S$$

D'après la Figure.III.6, on a estimé la surface du solide (1) suivant la variation de l'angle ρ

Pour $\rho = 0$

$$S = (h - e) \frac{X}{2} - \frac{X^2}{2} (\tan \epsilon + \tan \beta) \tag{III.23}$$

Pour $\rho \neq 0$

$$S_t = S \pm S_5 \tag{III.24}$$

On a: $h_1 = e + X(\tan \epsilon + \tan \beta)$

La surface S_5 est définie comme suit :

$$S_5 = h_1 \times L_2 \times \frac{\sin \rho}{2} \tag{III.25}$$

Avec : $L_2 = h_1 \frac{\sin(90-\beta)}{\sin(90+\beta-\rho)}$

$$S_5 = [X^2 \times (\tan \epsilon + \tan \beta)^2 + 2 \times e(\tan \epsilon + \tan \beta) + e^2] \frac{\sin(90 - \beta)}{\sin(90 + \beta - \rho)} \times \frac{\sin \rho}{2} \tag{III.26}$$

$$X = \frac{h_i}{\tan \epsilon + \tan \theta} \quad \text{avec} \quad h_i = (H + f - e) \tag{III.27}$$

• **Calcul de la surcharge P par mètre linéaire .:**

$$P = q \cdot X \tag{III.28}$$

• **Calcul de la force de cohésion C_{1h} appliquée sur la surface de glissement principale L_1**

$$C_1 = c \cdot L_1 \text{ et } C_{1h} = c \cdot X \quad (\text{III.29})$$

- **Calcul de la force de cohésion C_{2v} agissant sur la surface de glissement secondaire L_2**

$$C_{2v} = C_2 \cdot \cos \rho \quad \text{avec} \quad C_2 = c \cdot L_2 \quad (\text{III.30})$$

- **Calcul de la pression des terres actives P_{ah} agissant derrière l'écran de soutènement simplement ancré**

$$\sigma_{ah} = \gamma k_{ay} h + k_{aq} \cdot q - C \cdot k_{ac} \quad (\text{III.31})$$

Avec $h = (H + f)$

$$\text{Pour } y = 0 \text{ (Fig.III.3)} \Rightarrow \sigma_{ah} = 0 + q k_{aqh} - c k_{ach}$$

Si $c \gg \rightarrow \sigma_{ah} < 0$ on obtient des contraintes négatives de traction (Fig.III.3)

Pour trouver la hauteur critique h_c ; on pose $\sigma_{ay} (y = h_c) = h_c \gamma k_{ayh} + q k_{aqh} - c k_{ach} = 0$

$$\text{D'où on tire :} \quad h_c = \frac{c k_{ach} - q k_{aqh}}{\gamma k_{ayh}}$$

La composante horizontale de la force des pressions des terres actives agissant derrière l'écran de soutènement ancré est égale :

$$P_{ah} = \frac{\sigma_{ah} (h - h_c)}{2} \quad (\text{III.32})$$

- **Calcul de la pression des terres active P_{ah1} agissant sur la surface de glissement secondaire**

- La contrainte horizontale totale :

$$\sigma_{a1h} = \gamma k_{ay1} h_1 + k_{aq1} \cdot q - C \cdot k_{ac1} = y \quad (\text{III.33})$$

Les coefficients : k_{ay1} , k_{aq1} et k_{ac1} sont calculés pour $(\delta_f = \varphi)$

$$\text{Pour } Z = 0 \text{ (Fig.III.7)} \Rightarrow \sigma_{ah1} = 0 + q k_{aqh1} - c k_{ach1}$$

Si $c \gg \rightarrow \sigma_{ah1} < 0$ on obtient des contraintes négatives de traction (Fig.III.7)

Pour trouver la hauteur critique Z_c :

$$\text{On pose } \sigma_{az} (Z = Z_c) = Z_c \gamma k_{ayh1} + q k_{aqh1} - c k_{ach1} = 0$$

D'où on tire :
$$Z_c = \frac{c k_{ach1} - q k_{aqh1}}{\gamma k_{ayh1}}$$

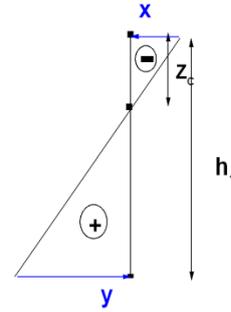


Figure. III.7 La projection de la pression des terres active P_{ah1}

La composante horizontale de la poussée totale sur la surface de glissement secondaire est égale :

$$P_{a1h} = \frac{y(h_1 - z_c)}{2} \tag{III.34}$$

III.2.2.1.2 Modèle de Heibaum modifié

Ce modèle se caractérise par une surface de rupture principale coupant la longueur de scellement à une longueur restante (L_c), derrière la surface de rupture avec le développement d'un effort d'arrachement de l'ancrage (A_1). La pression des terres active (P_{a1}) est inclinée suivant un angle ($\delta_f + \rho$) et la force de cohésion (C_2) est appliquée sur la surface de rupture secondaire comme indiquée sur la figure.III.8b. L'équilibre des forces est utilisé pour déterminer l'équation d'état limite correspondante à ce modèle (Eq. III.35):

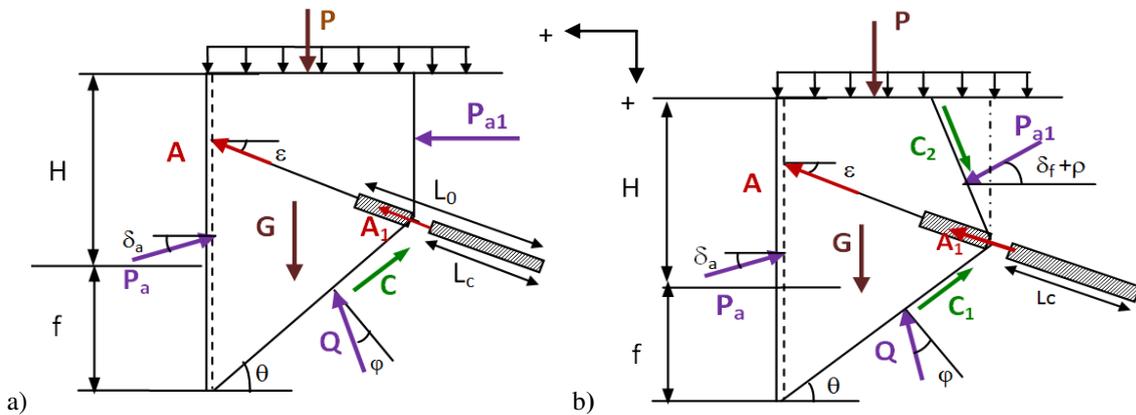


Figure. III. 8 Le bilan des forces appliquées aux :
 a) Modèle de Heibaum; b) Modèle de Heibaum modifié

$$[(P_{ah} \tan \delta_a + A_h \tan \varepsilon + C_{1h} \tan \theta) \tan(\theta - \varphi) + P_{ah} + C_{1h} + C_{2v} \tan \rho + A_{1h}] - [(G + P + P_{a1h} \tan(\delta_f + \rho) + C_{2v} + A_{1h} \tan \varepsilon) \tan(\theta - \varphi) + A_h + P_{a1h}] = 0 \tag{III.35}$$

Les différents efforts agissants sur le modèle de Heibaum modifié sont les mêmes efforts définis précédemment pour le modèle de Kranz modifié avec l'addition de l'effort d'arrachement de l'ancrage au sol (A_1) qui est déterminée comme suit :

$$A_1 = \kappa L_c \quad (\text{III.36})$$

$$\kappa = \frac{T}{a} \quad (\text{III.37})$$

$$T = \frac{A_{rup}}{L_0} \quad (\text{III.38})$$

$$a = \frac{A_s}{A} \quad (\text{III.39})$$

Avec (κ) l'indice de transfert de l'effort par mètre de longueur et (T) la valeur limite du frottement de l'ancrage, (A_s) l'effort d'ancrage de service, (A_{rup}) l'effort d'ancrage de rupture, (a) l'espacement horizontal entre les ancrages, et (A) l'effort d'ancrage calculé précédemment.

$$\frac{A_{rup}}{A_s} \geq \eta \quad (\text{III.40})$$

Pour le facteur de sécurité d'ancrage $\eta = 1,5$ (selon la norme allemande DIN 4125 [5]), et après la transformation algébrique, nous obtenons:

$$\kappa = \frac{1.5 A}{L_0} \quad (\text{III.41})$$

$$A_1 = \frac{1.5 A L_c}{L_0} \quad (\text{III.42})$$

La longueur restante (L_c) varie dans l'intervalle $[0, L_0]$. Pour $L_c = 0.9L_0$, on obtient l'équation (III.43) donnant les valeurs minimales de la longueur d'ancrage.

$$A_1 = 1.35A \quad (\text{III.43})$$

Pour une surface de glissement secondaire verticale, un frottement (δ_f) et une force de cohésion C_2 nuls, on obtient l'équation III.44 d'état limite correspondante au modèle de Heibaum (Fig.III.8a).

$$[(P_{ah} \tan \delta_a + A_h \tan \varepsilon + C_h \tan \theta) \tan(\theta - \varphi) + P_{ah} + C_h + A_{1h}] - [(G + P) \tan(\theta - \varphi) + A_h] = 0 \quad (\text{III.44})$$

III.2.2.2 Mécanismes avec une coupe extérieure

La coupe extérieure est caractérisée par un plan de glissement potentiel qui passe à la limite arrière de l'ancrage et sous le fond de l'excavation. L'ensemble « sol, écran et ancrage » est limité par la masse du sol se trouvant à gauche de l'écran de soutènement ancré et par la limite verticale de l'écran qui s'étend à l'arrière de l'ancrage sur le côté droit.

La pression des terres passives (P_p) agit suivant un angle $\delta_p = -1/2\phi$, et la pression des terres actives (P_{a1}) est supposée agir sur la face verticale droite.

III.2.2.2.1 Modèle de Schulz modifié

Les forces exercées sur ce modèle sont: la pression des terres passives (P_p) inclinée d'un angle (δ_p), la force de cohésion (C_2) et la pression des terres active (P_{a1}) inclinée d'un angle ($\delta_f + \rho$). L'équation III.45 d'état limite correspondante au modèle de Schulz modifié est développée par l'étude d'équilibre des forces présentées sur la figure III.9 [14].

$$[(P_{Ph} \tan \delta_p + C_{1h} \tan \theta) \tan(\theta - \phi) + P_{Ph} + C_{1h} + C_{2v} \tan \rho] - [(G + P + P_{a1h}(\delta_f + \rho) + C_{2v}) \tan(\theta - \phi) + P_{a1h}] = 0 \tag{III.45}$$

La pression des terres passive est donnée par l'équation (III.46)

$$P_p = \left(\frac{1}{2} \gamma K_{pyh} f^2 + K_{pq} q f + K_{pc} c f \right) \times \frac{1}{2} \tag{III.46}$$

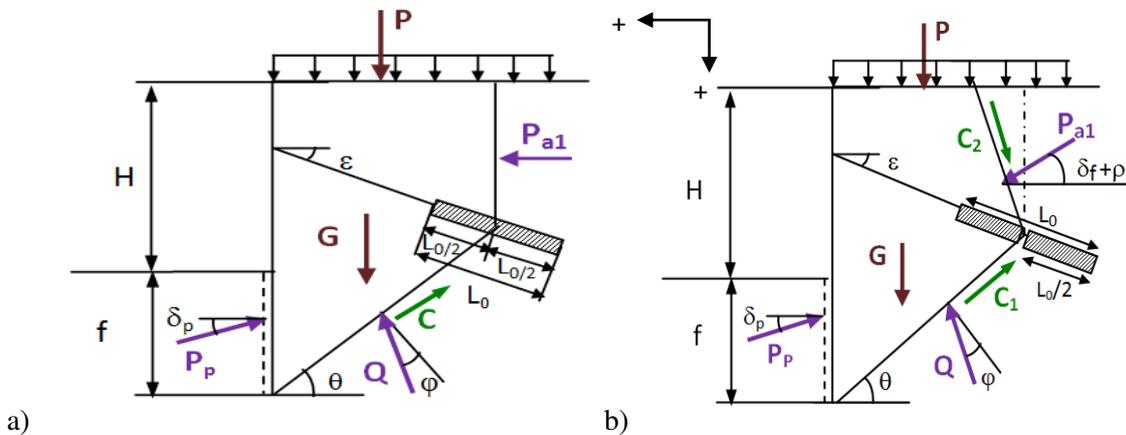


Figure III.9 Le bilan des forces appliquées aux :
 a) le modèle de Schulz; b) le modèle de Schulz modifié

L'équation III.47 d'état limité correspondante au modèle de Schulz est déterminée pour une surface de glissement secondaire verticale, une force de cohésion C_2 nulle et un frottement (δ_f) négligeable.

$$[(P_{Ph} \tan \delta_p + C_1 \tan \theta) \tan(\theta - \phi) + P_{Ph} + C_1] - [(G + P) \tan(\theta - \phi) + P_{a1h}] = 0 \tag{III.47}$$

III.2.2.2 Le nouveau modèle proposé

Ce modèle est une combinaison de deux modèles (le modèle de Heibaum modifié et le modèle de Schulz modifié) dont les principaux éléments combinés sont: la pression des terres passives (P_p) appliquée devant l'écran de soutènement ancré, la coupe de la longueur de scellement par une surface de rupture à une longueur restante (L_c) avec le développement d'un effort d'arrachement au sol (A_1), l'application de la pression des terres actives (P_{a1}) et la force de cohésion (C_2) respectivement sur la surface de rupture secondaire inclinée d'un angle (ρ) avec la verticale.

L'équation.III.48 est développée par l'étude d'équilibre des forces agissantes sur le modèle de rupture, comme il est représenté sur la Figure III.10.

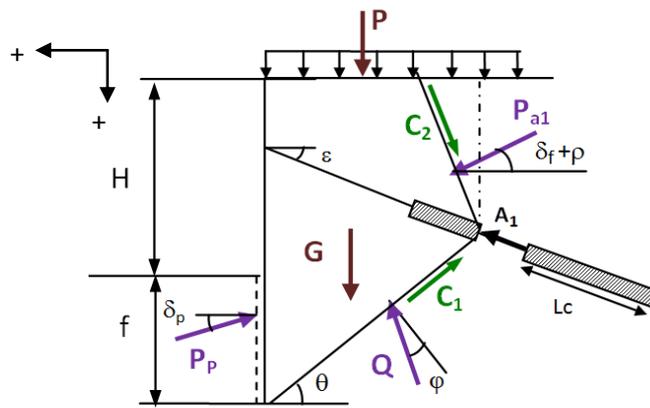


Figure. III.10 Le bilan des forces appliquées au nouveau modèle proposé.

$$[(P_{Ph} \tan \delta_p + C_{1h} \tan \theta) \tan(\theta - \varphi) + P_{Ph} + C_{1h} + A_{1h} + C_{2v} \tan \rho] - [(G + P + P_{a1h}(\delta_f + \rho) + C_{2v} + A_{1h} \tan \varepsilon) \tan(\theta - \varphi) + P_{a1h}] = 0 \quad (\text{III.48})$$

III.3 Calcul des longueurs d'ancrages minimales

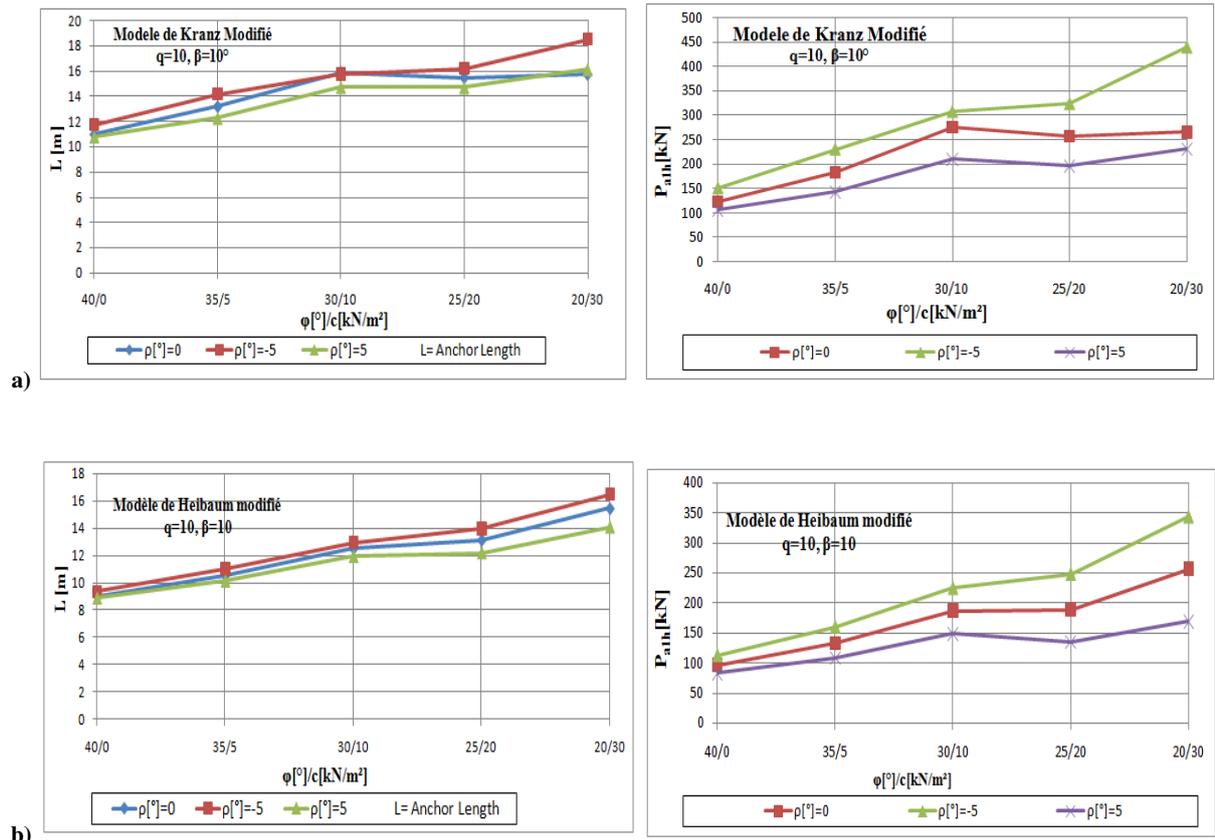
III.3.1 L'effet de la variation de l'inclinaison de la surface de rupture secondaire sur les longueurs d'ancrages

La forme générale des états limites des structures ont tendance à se présenter en deux grandes catégories à savoir: Les sollicitations (S) et les efforts résistants (R). Un état limite est atteint lorsque ($R - S = 0$), cette équation est appelée équation d'état limite ou de performance. Il y a rupture lorsque (S) devient supérieur ou égal à (R). Les équations des modèles de rupture peuvent être écrites comme suit (forces résistantes - forces moteurs = 0).

Des études paramétriques sont réalisées par la combinaison des paramètres du sol, l'angle de frottement φ et la cohésion c selon le tableau III.1.

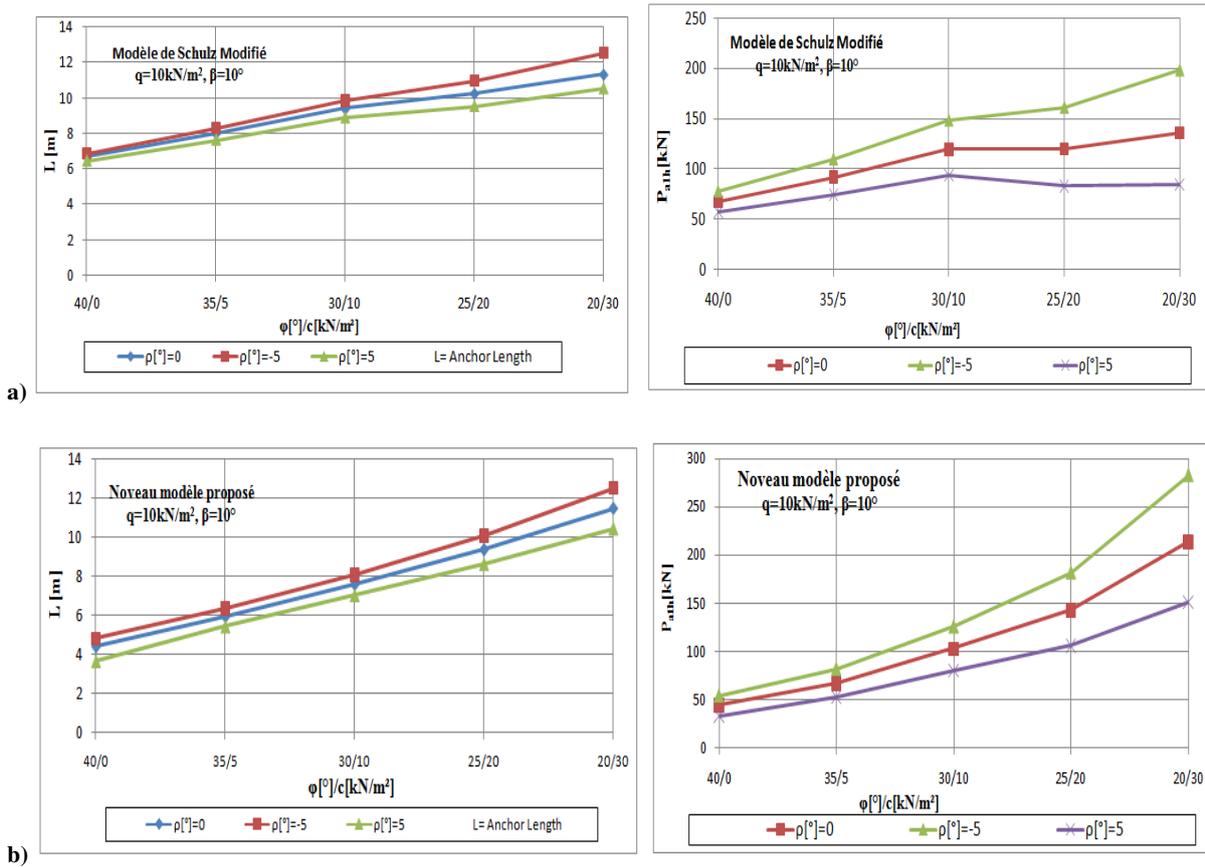
Un programme informatique en Turbo Pascal a été développé pour déterminer la longueur d'ancrage. Un organigramme a été élaboré pour représenter les séquences du programme (voir l'annexe B).

Les résultats des études comparatives effectuées pour ($\rho = 0^\circ, -5^\circ, +5^\circ$), surcharge ($q=10\text{kN/m}^2$) et inclinaison du remblai derrière l'écran de soutènement simplement ancré ($\beta = 10^\circ$) sont indiqués sur les figures.III.11 et III.12.



a) Modèle de Kranz modifié b) Modèle de Haibaum modifié

Figure. III.11 L'effet de la variation de l'inclinaison de la surface de rupture fictive sur les longueurs d'ancrage et la pression des terres active P_{ah}



a) Modèle Schulz modifié b) Nouveau modèle proposé

Figure. III.12 L'effet de la variation de l'inclinaison de la surface de rupture fictive sur les longueurs d'ancrage et la pression des terres active P_{ah}

Nous avons observé que pour le rapport, $(\varphi/c) = (30/10)$ et en utilisant le modèle de Kranz modifié, les longueurs d'ancrages se réduit de 15,2 m pour $(\rho = 0)$ à 14,70 m pour $(\rho = 5^\circ)$. De même, la pression des terres active P_{ah} se réduit de $(276,1$ à $210,4 \text{ kN/m}^2)$ pour les mêmes valeurs de ρ . Cette diminution a été observée pour tous les modèles modifiés.

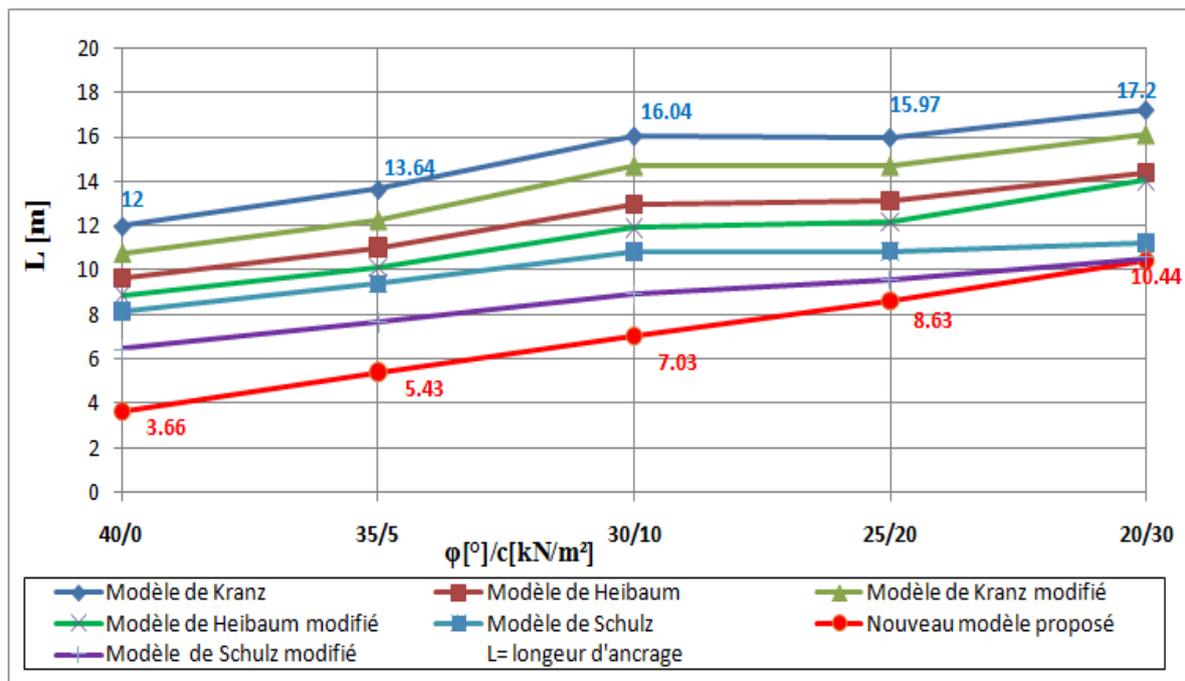
On a observé également que les longueurs d'ancrages augmentaient avec la cohésion. Concernant le modèle de Heibaum modifié, les longueurs d'ancrages passent de 8,80 m pour $(\varphi/c) = (40/0)$ à 14 m pour $(\varphi/c) = (20/30)$ pour la valeur de $(\rho = 5^\circ)$. Des observations sont notées avec les autres modèles modifiés. Par conséquent, la valeur de $(\rho = 5^\circ)$ fournit des longueurs d'ancrages minimales, comme le montrent les figures III.11 et III.12.

III.3.2 Comparaison des modèles de rupture

Pour différents types de sol et différentes pressions des terres actives derrière la surface de rupture secondaire, nous avons déterminé les longueurs d'ancrage pour tous les modèles de rupture améliorés et les résultats obtenues sont présentés sur le tableau III.2 la figure III.13.

Tableau. III.2 Comparaison des longueurs d'ancrage entre les modèles de rupture avec coupe intérieure et extérieure

L(m)	$\varphi[^\circ]/c[\text{kN/m}^2]$				
	40/0	35/5	30/10	25/20	20/30
Modèle de Kranz	12	13.64	16.04	15.97	17.2
Modèle de Heibaum	9.66	11.02	12.98	13.16	14.4
Modèle de Kranz modifié	10.76	12.24	14.7	14.69	16.11
Modèle de Heibaum modifié	8.88	10.12	11.91	12.18	14.05
Modèle de Schulz	8.16	9.4	10.84	10.87	11.25
Modèle de Schulz modifié	6.47	7.66	8.91	9.55	10.55
Nouveau modèle proposé	3.66	5.43	7.03	8.63	10.44

**Figure. III.13** Comparaison des longueurs d'ancrage entre les modèles de rupture avec coupe intérieure et extérieure

En ce qui concerne les mécanismes avec coupe intérieure, comme le montre la figure III.13, les modèles de Kranz et Heibaum ont donné des longueurs d'ancrage plus élevées (de 17,2 m à 14,4 m). Ce pendant, les modèles modifiés ont donné des longueurs d'ancrage plus courtes (de 16,1 m à 14 m) pour les sols cohérents (φ/c) = (20/30).

En ce qui concerne les mécanismes avec coupe extérieure, le nouveau modèle proposé a donné des longueurs d'ancrage plus courtes (de 3,6 m à 10,4 m) par rapport aux modèles de Schulz et Schulz modifié pour différentes variations de (φ / c).

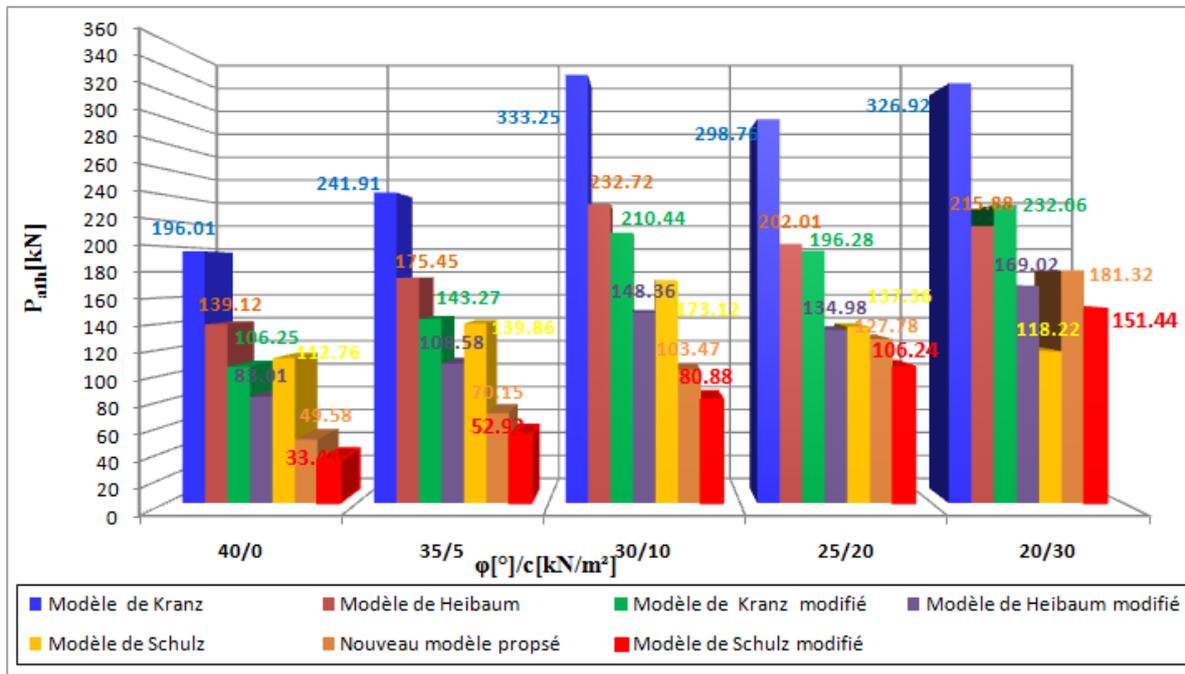


Figure. III.14 Comparaison des pressions des terres actives derrière le mur fictif entre les modèles de rupture avec coupe intérieure et extérieure

D’après la figure III.14, nous avons observé que la pression des terres (P_{ah}) agissante sur la surface de glissement secondaire est élevée pour les sols cohérents. Néanmoins, elle diminue pour les modèles modifiés pour le même type de sol.

Les longueurs d'ancrage sont plus courtes lorsque la pression des terres active diminue derrière la surface de rupture secondaire inclinée d'un angle ($\rho = 5^\circ$) et également, lorsqu'on prend en considération la force de cohésion (C_2) appliquée sur la même surface de glissement plus, l'effort d'arrachement de l'ancrage (A_1) développé derrière la ligne de rupture principale.

III.4 Conclusion

Dans ce travail nous avons procédé à l'amélioration de quatre modèles mécaniques, deux avec coupe intérieure et les deux autres avec coupe extérieure. Après développement des équations d'état limite correspondantes pour chaque modèle de rupture; On a pu déterminer les longueurs d'ancrages en faisant varier l'inclinaison de la surface de glissement principale (θ) pour différents types de sols.

On peut confirmer que la variation dans l'inclinaison de la surface de glissement secondaire (ρ) induit à un changement des pressions des terres actives P_{ah} derrière le mur fictif ce qui influence considérablement sur l'estimation des longueurs d'ancrages dans les modèles de rupture avec coupe intérieure et extérieure. Également, on a distingué que ces longueurs sont

plus courtes pour ($\rho=+5^\circ$) et pour P_{alh} minimale pour le même type de sol et augmente pour les sols cohérents.

La réduction dans les longueurs d'ancrage est plus ressentie lorsque l'effort d'arrachement de l'ancrage (A_1) est pris en considération à une distance ($L_c=0.9L_0$) derrière la surface de rupture. Cette réduction dans les longueurs d'ancrage est plus appréciée au niveau du nouveau modèle proposé. Le nouveau modèle proposé est une combinaison de toutes les modifications apportées aux modèles de rupture tel que l'inclinaison de la surface de glissement secondaire ($\rho=+5^\circ$), la force de cohésion C_2 sur cette même surface, la pression des terres passive P_p et l'effort d'arrachement de l'ancrage A_1 .

Bibliographie du chapitre III

- [1] Belabed, L., Anchored retaining walls : modelling the failure along the deep slip surface: Revue française de géotechnique, Vol. 92, No.3, 2000, pp. 49-55.
- [2] Belabed, L., New method for the determination of the anchor lengths for double-propped retaining walls: Bautechnik, Vol. 84, No.11, 2007, pp. 803-815.
- [3] Clayton, C.R.I.; Woods, R. I.; Bond, A. J.; et Milititsky, J., 2013, Earth Pressure and Earth-Retaining Structures. Taylor & Francis Group (Editors), 3rd ed. CRC Press., Florida, USA.
- [4] Costet, J. et Sanglerat, G., Cours pratique de mécanique des Sol 2 calcul des ouvrages : 3rd édition , Dunod, Paris, 1988, 447 p.
- [5] DIN 4125, Ground anchorages: design construction and testing, Institut allemand de normalization, 1990.
- [6] Dobie, M.,J.,D., et Mc Combie, P.F., Reinforced soil design using a two-part wedge mechanism: justification and evidence. ICE Publishing (Editors), Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, ICE Publishing. 2015, pp.1409-1414.
- [7] Gäßler, G., Vernagelte Geländesprünge Tragverhalten und standsicherheit Veröffentlichungen: Unpublished thesis, Ridericiana Universität, Karlsruhe, 1987.
- [8] Gäßler, G. et Gudehus, G., Anchored wall: Model tests and statistical design. Publications committee of XIII CSMFE (Editors), 12th international conference of soil mechanics and foundation engineering, Rio de Janeiro, 1989, pp. 829-832.
- [9] Heibaum, M., Zur Frage der standseicherheit verankerter stützwände auf der tiefen gleitfuge, Institute for Foundation Engineering Soil and Rock Mechanics: Unpublished M.S. Thesis, University of Technology darmstadt, Germany, 1987,177 p.
- [10] Kranz, E., Über die Verankerung von Spundwänden. Mitteilungen aus dem Gebiet des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Ernst & Sohn, Vol.11, 1953, 53 p.
- [11] Masrouri, F., et Kastner, R., Essai sur modèle de rideaux de soutènement : confrontation à diverses méthode de calcul, Revue Française de Géotechnique, Vol.55, 1991, pp. 17-33.
- [12] Sabatini, P.,J. et Pass, D.G., Geotechnical engineering circular no.4. Ground Anchors and Anchored System: Report No.FHWA-IF-99-015, Office of Bridge Technology Federal Highway Administration, Washington, 1999, 281 p.
- [13] Salençon, J., Failure Calcul and Analyzis limit: Press ENPC, Paris, 1983, 366 p.
- [14] Schulz, H., Überlegungen zur führung des mecheises der standsicherheit in der tiefen gleitfuge: Mitt.Bl.d.BAW, Vol.41, 1977, pp. 156-170.
- [15] Wenping, G.; Hongwei, H.; Hsein Juang, C.; et Wang, L., Simplified-robust geotechnical design of soldier pile-anchor tieback shoring system for deep excavation: Marine Georesources & Geotechnology, Vol. 35, 2015, pp. 157-169.
- [16] Whitlow, R., Basic Soil Mechanics:3rdédition. Longman group limited, U.K, 1995, 577 p

CHAPITRE IV

PRESENTATION DES OUTILS DE LA SIMULATION NUMERIQUE "PLAXIS 8.6 ET GEO FEM"

IV.1 Introduction

La méthode des éléments finis est un outil très général qui permet de trouver une solution numérique à tout problème que l'on peut décrire à l'aide d'équations aux dérivées partielles sur un domaine fini.

Elle offre la possibilité de prendre en compte des modèles de comportement très sophistiqués, plus réalistes que ceux pris en compte par des méthodes plus traditionnelles, et il est donc naturel qu'elle ait suscité un grand intérêt de la part des ingénieurs de la géotechnique et du génie civil.

Dans le cas particulier des excavations et des ouvrages de soutènements, la méthode des éléments finis est depuis trente ans considérée comme appelée à se substituer aux méthodes plus traditionnelles de calcul, compte tenu des limitations particulières de ces dernières. Les deux codes de calcul PLAXIS 8.6 et GEO FEM vont être utilisés pour la simulation numérique. On va présenter dans ce chapitre ces outils de calcul et leurs modes d'utilisation.

IV.2 Présentation du logiciel PLAXIS 8.6

PLAXIS 8.6 est un programme informatique à éléments finis bidimensionnel à usage spécial utilisé pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité pour de nombreux types d'ouvrages géotechniques. Des situations réelles peuvent être modélisées soit par une déformation plane, soit par un modèle axisymétrique .

L'interface utilisateur se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) qui sont exécutés pour être utilisés successivement dans une modélisation géotechnique. Ces sous-programmes peuvent être traités un par un, formant une méthodologie logique et complète pour résoudre un problème géotechnique [1].

IV.2.1 Les modèles 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 8.6 propose différents modèles, qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous:

- **Modèle élastique linéaire**

Ce modèle représente la loi de *Hooke* pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'*Young E*, et le coefficient de *Poisson ν* . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol [1].

- **Modèle de Mohr-Coulomb**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte cinq paramètres: le module d'*Young E*, le coefficient de *Poisson ν* , la cohésion *c*, l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance ψ .

- **Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model)**

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel, le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées [1].

- **Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)**

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique, formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression, pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous le premier chargement en compression. Ce modèle permet de simuler le comportement des sables, des graviers, et même les sols mous, comme les argiles et les limons.

- **Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model)**

C'est un modèle de type Cam-Clay, qui permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante [1].

- **Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil Creep Model)**

C'est un modèle du deuxième ordre, formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Il permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

- **Modèle défini par l'utilisateur**

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standards de PLAXIS 8.6.

Toutes les modélisations ont supposé un comportement élasto-plastique, répondant au modèle à critère de rupture de *Mohr-Coulomb*, qui est le modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols. Le comportement élasto-plastique peut être représenté par le modèle monodimensionnel (figure IV.1) comprend un ressort de raideur K pour symboliser l'élasticité, et un patin de seuil S_0 .

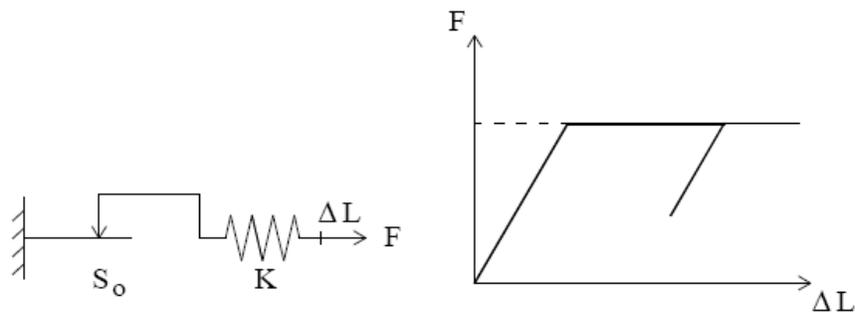


Figure. IV.1 Représentation mono dimensionnel du comportement élasto-plastique [1].

Le modèle élasto-plastique "*Mohr-Coulomb*" est caractérisé par cinq paramètres, qui sont :

En élasticité ; E module d'élasticité de *Young*,

ν coefficient de *Poisson*,

En plasticité ; c cohésion,

φ angle de frottement,

En plus du module d'Young, PLAXIS 8.6 permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement G et le module oedométrique E_{oed} . Ces modules sont en relation avec le module d'Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson ν .

L'angle de dilatance ψ , est donné en degrés. La dilatance plastique est maximale lorsque $\psi = \varphi$, c-à-d lorsque la règle d'écoulement plastique est associé. Dans le cas d'un sol purement cohérent ($\psi = \varphi = 0$), le comportement met en évidence une incompressibilité plastique, correspondant à une règle d'écoulement non associé.

La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est $\psi = \varphi - 30^\circ$. Dans la plupart des cas, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de φ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches [1].

IV.2.2 Les éléments de maillage

IV.2.2.1 Les éléments de sol

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et les autres éléments de volume (Fig. IV.2). L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte) [1].

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments.

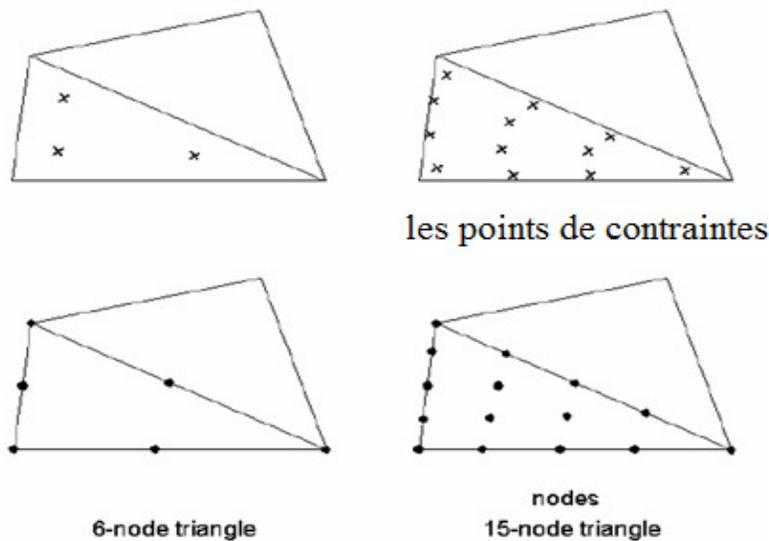


Figure. IV.2 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol [1]

IV.2.2.2 Les éléments de poutres

Dans un modèle d'éléments finis en 2D, les plaques sont composées d'éléments de poutres à trois degrés de liberté par nœud : deux degrés de liberté en translation (u_x et u_y) et un degré de liberté en rotation (rotation dans le plan x-y: z). Si les éléments de sol sont des triangles à 6 nœuds, alors chaque élément de poutre est défini par 3 nœuds, alors que les éléments de poutre à 5 nœuds sont combinés avec les éléments de sol à 15 nœuds. La figure. IV.3 montre des éléments de poutres à 3 nœuds et à 5 nœuds, en indiquant dans chaque cas la position des nœuds et des points de contrainte [1].

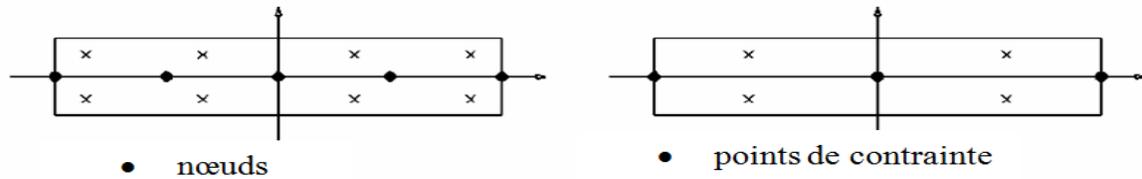


Figure. IV.3 Position des nœuds et des points de contrainte dans des éléments de poutre à 3 nœuds et à 5 nœuds [1].

IV.2.2.3 Les éléments de géogrille

Les géogrilles sont composées d'éléments (linéaires) ayant deux degrés de libertés en translation à chaque nœud (u_x , u_y). Quand des éléments de sol à 15 nœuds sont utilisés, chaque élément de géogrille est défini par cinq nœuds alors que des éléments de sol à 6 nœuds sont combinés avec des éléments de géogrille à 3 nœuds. Les efforts axiaux sont évalués aux points de contrainte de Newton-Cotes. Ces points de contrainte coïncident avec les nœuds. La localisation des nœuds et points de contraintes des éléments de géogrille sont indiqués sur la Figure. IV.4.

Les géogrilles peuvent aussi être utilisées en combinaison avec des éléments nœud à nœud pour simuler un tirant. Dans ce cas, la géogrille est utilisée pour modéliser le scellement et l'élément nœud à nœud représente la partie libre du tirant [1].

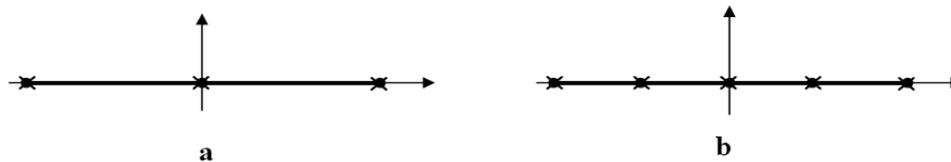


Figure. IV.4 Position des nœuds et des points de contrainte sur les éléments de géogrille à 3 nœuds et à 5 nœuds [1].

IV.2.2.4 Les éléments d'interface

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Ils sont composés d'éléments "interface". La figure IV.5 montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à six nœuds sont utilisés, les éléments d'interface correspondant sont définis par trois paires de nœuds, alors que pour les éléments de sol à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds. Sur cette figure, les éléments d'interface sont montrés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle [1].

La position des points de contrainte de Newton-Cotes coïncide avec les paires de nœuds. Par conséquent, cinq points de contrainte sont utilisés pour un élément d'interface à 10 nœuds alors que trois points de contrainte sont utilisés pour un élément d'interface à 6 nœuds.

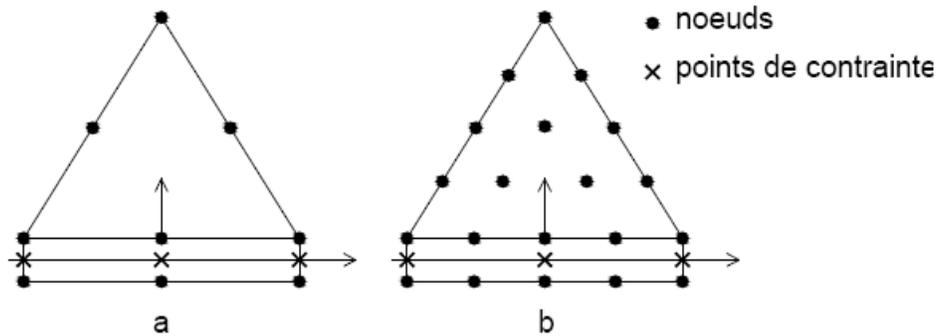


Figure. IV.5 Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments du sol [1].

IV.2.2.5 Réduction d'interface (R_{inter})

Un modèle élasto-plastique, permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures [1]. Le critère de *Coulomb* est utilisé pour distinguer le comportement élastique (où des petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces), et le comportement plastique pour lequel des glissements permanents peuvent se produire. Pour les interfaces, dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par:

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (VI.1)$$

Et pour un comportement plastique, τ est donnée par:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (VI.2)$$

Où ; φ_i et c_i sont, l'angle de frottement et la cohésion de l'interface.

Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé, et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes:

$$c_i = R_{int} \cdot c_{sol} \quad (VI.3)$$

$$\tan \varphi_i = R_{intr} \cdot \tan \varphi_{sol} \leq \tan \varphi_{sol} \quad (VI.4)$$

$$\psi_i = 0^\circ \text{ pour } R_{inter} < 1, \quad \text{sinon } \psi_i = \psi_{sol} \quad (VI.5)$$

IV.2.3 Les étapes de la modélisation par PLAXIS V 8.6

Au début du programme Input, une boîte de dialogue apparaît ; on peut y choisir d'ouvrir un projet existant ou d'en créer un nouveau. Si "nouveau projet" (*New project*) est sélectionné [1].

IV.2.3.1 La géométrie

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Un certain nombre de propriétés sont disponible :



Les lignes géométriques : Élément de base pour créer un modèle géométrique est la ligne (*Geometry line*) et dessiner l'organisation du sol, modifier toutes les données géométriques (les dimensions) et choisir les unités fondamentales par la fenêtre des réglages généraux.



L'outil plates : utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. (Principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation;



Les ancrages à tête fixe : sont des éléments élastiques qui servent à modéliser une liaison à partir d'un seul point. Ils sont utilisés pour la modélisation de butons (ou d'étais) pour les rideaux de palplanches. Un ancrage à tête fixe est un élément élastique à un nœud ayant une raideur élastique constante (raideur normale).



Les éléments nœud à nœud : sont des éléments élastiques utilisés pour modéliser des liaisons entre deux points. Ces éléments peuvent être soumis à des efforts de traction (pour les tirants) aussi bien qu'à des efforts de compression (pour les butons).



L'outil géogrid : Les géogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.



Rotule et raideurs en rotation : Une articulation est une liaison entre éléments de plaque autorisant la rotation au point de jonction. Les articulations peuvent être introduites pour créer des joints là où les rotations sont possibles. Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est ni une rotule ni un encastrement.



Interfaces: Une "épaisseur virtuelle" est assignée à chaque interface. C'est une dimension fictive utilisée pour définir les caractéristiques du matériau affectées à l'interface. Plus l'épaisseur virtuelle est importante et plus les déformations élastiques générées sont importantes. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.

IV.2.3.2 Chargement et conditions aux limites



Déplacements imposés : Les déplacements imposés (*Prescribed displacements*) sont des conditions spéciales qui peuvent être placées sur certaines lignes géométriques pour contrôler leurs déplacements. Les déplacements imposés peuvent être sélectionnés depuis le menu *Loads* ou en cliquant sur le bouton correspondant de la barre d'outils.



Charges répartie: La création de charges réparties dans un modèle géométrique est similaire à la création d'une ligne géométrique. Deux systèmes de chargement (A et B) sont disponibles pour créer toute combinaison de charges réparties ou ponctuelles. Les systèmes de chargement A et B peuvent être activés indépendamment.



Charges ponctuelles : Cette option peut être utilisée pour créer des charges ponctuelles, qui sont en fait des chargements linéiques dans la direction perpendiculaire au plan.



Drains : les drains sont utilisés pour imposer des lignes au sein du modèle géométrique où les pressions interstitielles (surpressions) sont définies comme nulles. Cette option n'est utile que pour des analyses en consolidation ou des calculs d'écoulement.



Les blocages standards : Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, En sélectionnant les blocages standards (*Standard fixities*) depuis le menu des charges (*Loads*) ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils, PLAXIS 8.6 impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique.

IV.2.3.3 Propriétés des matériaux



Base de données des matériaux: Dans PLAXIS 8.6, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. Il y a quatre types différents de matériaux : sols et interfaces (*Soil & Interfaces*), plaques (*Plates*), géogrilles (*Geogrids*) et ancrages (*Anchors*). A partir de la base de données, ces paramètres peuvent être assignés à des couches de sol, ou aux éléments de structure dans le modèle géométrique (Fig. IV.6). Il convient de définir les différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrille, etc.) [1].

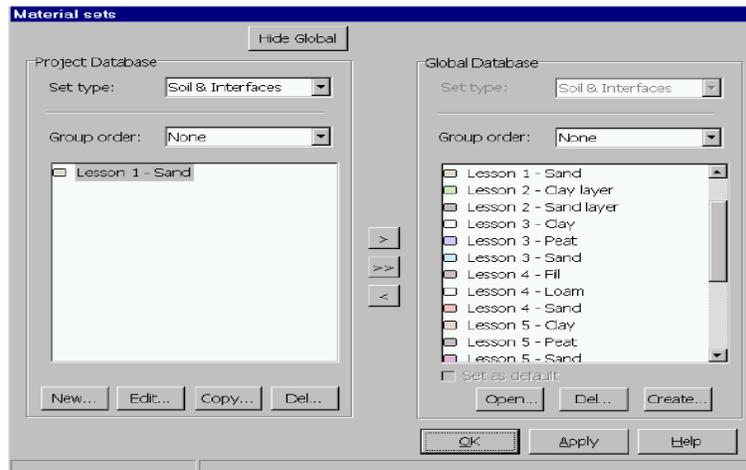


Figure. IV.6 Fenêtre des propriétés des matériaux (base de données du projet et base de données globale).

IV.2.3.4 Génération du maillage



Génération automatique du maillage : PLAXIS 8.6 permet une génération automatique des maillages d'éléments finis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou /et le voisinage d'un élément grâce aux options refine dans le mesh menu. La taille moyenne d'un élément et le nombre d'éléments générés dépendent de ce réglage de finesse globale [1].

IV.2.3.5 Les conditions initiales

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

IV.2.3.6 Génération des contraintes initiales (procédure K_0)

Les contraintes initiales dans un sol sont influencées par le poids du matériau et par l'histoire de sa formation. Cet état de contraintes est caractérisé généralement par une contrainte effective verticale initiale $\sigma_{v,0}$. La contrainte effective horizontale initiale $\sigma_{h,0}$ est liée à la contrainte effective verticale initiale par le coefficient de pression des terres au repos K_0

$$(\sigma_{h,0} = K_0 \sigma_{v,0}) \quad (\text{VI.6})$$

IV.2.3.7 Phase de calcul

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (*Plastic calculation*), une analyse de consolidation (*Consolidation analysis*), un calcul de coefficients de sécurité (*Phi-c reduction*) ou un calcul dynamique (*Dynamic calculation*). On opère grâce au programme de calcul (*Calculation*) (Fig. IV.7).

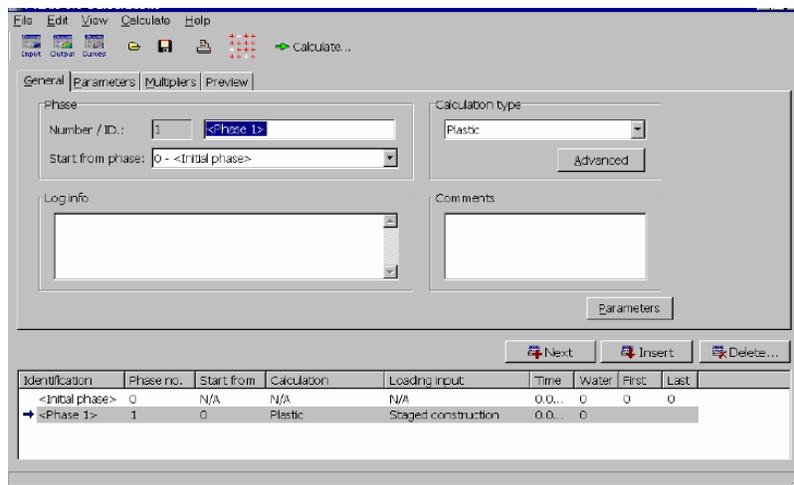


Figure. IV.7 Fenêtre principale du programme de calcul.

IV.2.3.8 Visualisation des résultats

Le code Plaxis contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacement et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastique, les pressions interstitielles).

IV.3 Présentation du logiciel GEO FEM

GEO4 est un logiciel géotechnique pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis.

GEO FEM est un programme intégré sous le logiciel GEO4, basé sur la méthode des éléments finis, facilitant la modélisation et la vérification d'une large gamme de solutions géotechniques incluant le tassement du terrain, palplanches/parois moulées, stabilité des pentes, excavation, analyse de tunnels. Il offre plusieurs modèles de matériaux pour l'analyse des sols et une variété des éléments structurels à savoir : murs, ancrages, géotextiles ou géogrilles.

GEO FEM sert à calculer des déplacements, des forces internes dans les éléments structurels, des contraintes, des tensions et des zones plastiques dans le sol et d'autres quantités dans chaque étape de construction.

IV.3.1 Eléments finis utilisés par le programme GEO FEM

La section suivante fournit un bref aperçu sur les éléments finis utilisés dans le code d'éléments finis GEO FEM. Les éléments disponibles peuvent être divisés en deux groupes: les éléments de déformation plane à deux dimensions (éléments triangulaires à 3 nœuds et à 6 nœuds) et les éléments spéciaux tels que l'élément de tige à 2 nœuds pour modéliser des éléments d'ancrage, des éléments de poutre à 2 nœuds et 3 nœuds pour modéliser des murs de soutènement, des revêtements de tunnel ou des fondations (Fig.VI.8), et des éléments d'interface à 4 nœuds et 6 nœuds pour modéliser le mouvement relatif de la structure par rapport au sol (Fig.VI.9).

Tous les éléments implémentés dans GEO FEM sont construits dans le cadre de la formulation isoparamétrique, ce qui signifie que les mêmes fonctions d'interpolation sont utilisées pour estimer la géométrie ainsi que le champ de déplacement [2].

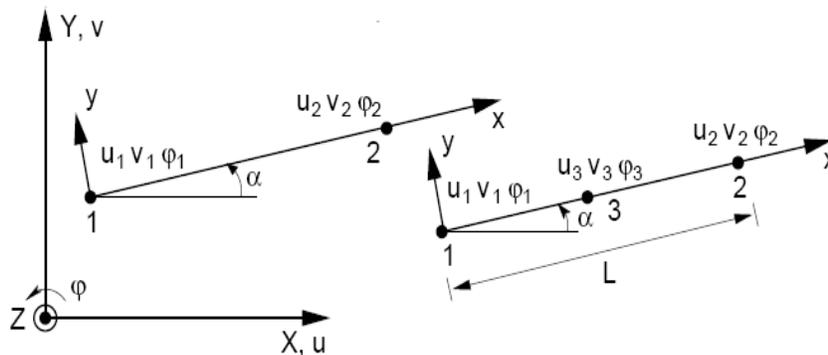


Figure. IV.8 Eléments de poutres à 2 nœuds et à 3 nœuds [2].

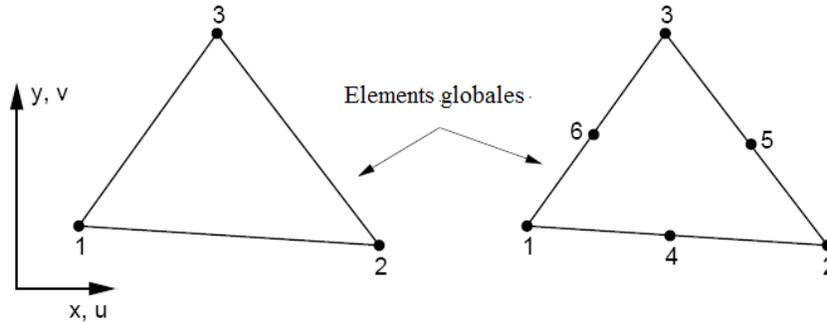


Figure. IV.9 Éléments d'interface à 4 nœuds et à 6 nœuds [2].

IV.3.2 Modèles constitutifs élasto-plastiques des sols

L'une des questions clés de l'ingénierie géomécanique est l'évaluation de la stabilité et de la capacité portante ultime des sols. Bien qu'un certain nombre d'approches simples basées sur l'équilibre limite soient disponibles pour résoudre ce problème, telles que les méthodes Petterson, Bishop ou Sarma, il existe un besoin croissant d'approches plus précises et fiables tenant compte du comportement réel des sols. Dans les applications impliquant des sols présentant un comportement adoucissant, par exemple des sables denses ou des argiles surconsolidées, (voir Fig. IV.10)

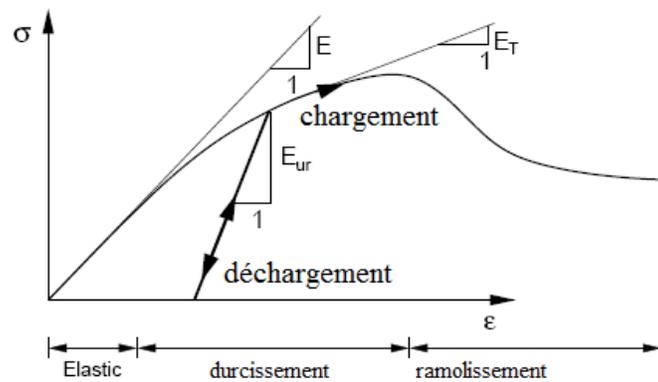


Figure. IV.10 Comportement typique du sol impliquant un durcissement et un ramollissement [2].

➤ Modèle Drucker-Prager

Lorsque les résultats des essais de laboratoire sont tracés en termes de contrainte effective plutôt que de contrainte totale, le critère de rupture devient dépendant de la contrainte hydrostatique ou moyenne. Une telle dépendance peut être expliquée en utilisant le modèle de plasticité de Drucker-Prager.

Le modèle de Drucker-Prager peut être considéré comme une extension du modèle de Von Mises en incluant le premier invariant du tenseur de contrainte (contrainte moyenne) dans la

formulation de la surface de charge [2]. De manière similaire au modèle MC, la surface d'écoulement du DP dépend de la contrainte moyenne effective σ_m , comme indiqué à la Fig. 11a.

Contrairement au modèle de Mohr-Coulomb, la surface d'écoulement Drucker-Prager est lisse et se présente sous forme de cône cylindrique dans l'espace de contrainte principal.

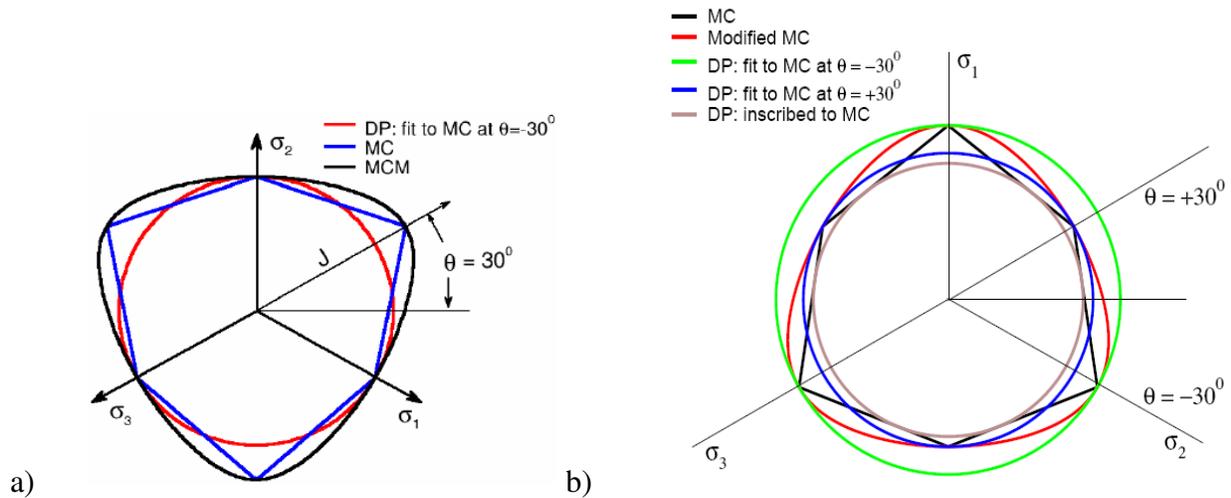


Figure. IV.11 Surfaces de charge de Drucker-Prager et Mohr-Coulomb dans le plan déviatorique [2].

En d'autres termes, la projection de la surface d'élasticité dans le plan déviatorique touche les coins intérieurs de l'hexagone de Mohr-Coulomb ($\theta = -30^\circ$), où θ est l'angle du filon. Comme indiqué à la Figure. IV.11b.

➤ Modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est le modèle de rupture du sol le plus connu et utilisé en géotechnique. Le modèle est très simple et réunit trois concepts élémentaires. Ce sont les concepts d'équations de transformation des déformations planes (y compris la définition des contraintes principales), le cercle de Mohr et le critère de rupture de Coulomb. Ces trois concepts sont développés ci-dessous puis réunis pour obtenir le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les paramètres nécessaires pour utiliser le critère de rupture de Coulomb sont: l'angle de frottement ϕ et la cohésion c . Celles-ci sont déterminées en réalisant l'essai de compression triaxiale. Un échantillon cylindrique de sol est placé sous une charge triaxiale de sorte que les trois contraintes principales peuvent être contrôlées (Fig. IV.12). Deux des contraintes principales sont maintenues constantes tandis que la troisième (majeure) est augmentée de manière progressive.

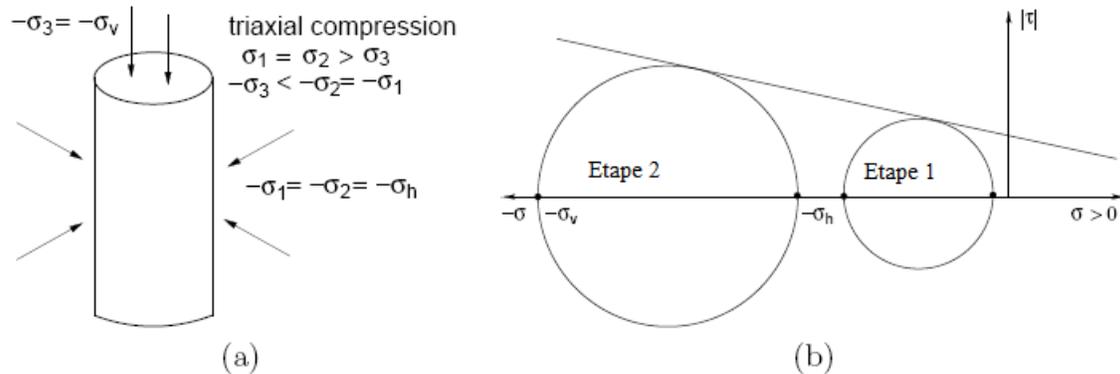


Figure. IV.12 a) Configuration de l'essai triaxial, b) cercles typiques de Mohr [2].

IV.3.3 Modèles constitutifs de construction des éléments

La modélisation des appuis des murs de soutènement (butons, clous, ancrages) ou des renforcements des sols (géo-renforts) est important lors de la réalisation d'une étude. Un élément de tige à deux nœuds possédant une rigidité axiale et une rigidité à la flexion négligeable peut être utilisée pour modéliser des butons horizontales, des géotextiles ou des ancrages de nœud à nœud. En général, l'élément est utilisé pour modéliser des liaisons entre deux points dans l'espace [2].

Cet élément peut être soumis à la fois à des forces de traction (ancrages, géo-renforts) et à des forces de compression (butons). Des limites admissibles pour la force de traction et la force de compression peuvent être définies pour simuler une rupture de l'élément, par exemple une rupture de traction d'ancrage ou une rupture de compression des soutènements due au flambement.

IV.3.3.1 Tirants d'ancrages

Les applications structurelles nécessitent souvent la modélisation des tirants d'ancrages qui sont en contact avec le sol sur toute leur longueur. Il existe une autre option, permettant une mobilisation progressive de la force normale dans un ancrage. Cet effet peut être obtenu en introduisant, au lieu d'un seul ancrage, un système de plusieurs ancrages (point à point) de différentes longueurs.

Une telle approche donne en outre la possibilité de représenter un arrachement progressif d'un ancrage en cas de dépassement de la résistance limite au cisaillement en retirant les ancrages du système, dans lesquelles la résistance à la traction maximale est atteinte [2].

À titre d'exemple, nous considérons un tirant d'ancrage représenté par un système de quatre ancrages point à point (au sol), comme le montre la figure IV.13d. Considérons une distribution uniforme de la contrainte de cisaillement le long de l'interface d'ancrage, Fig. IV.13a. Une telle hypothèse fournit alors une distribution linéaire de la force normale dans l'ancrage, (Fig. IV.13b)

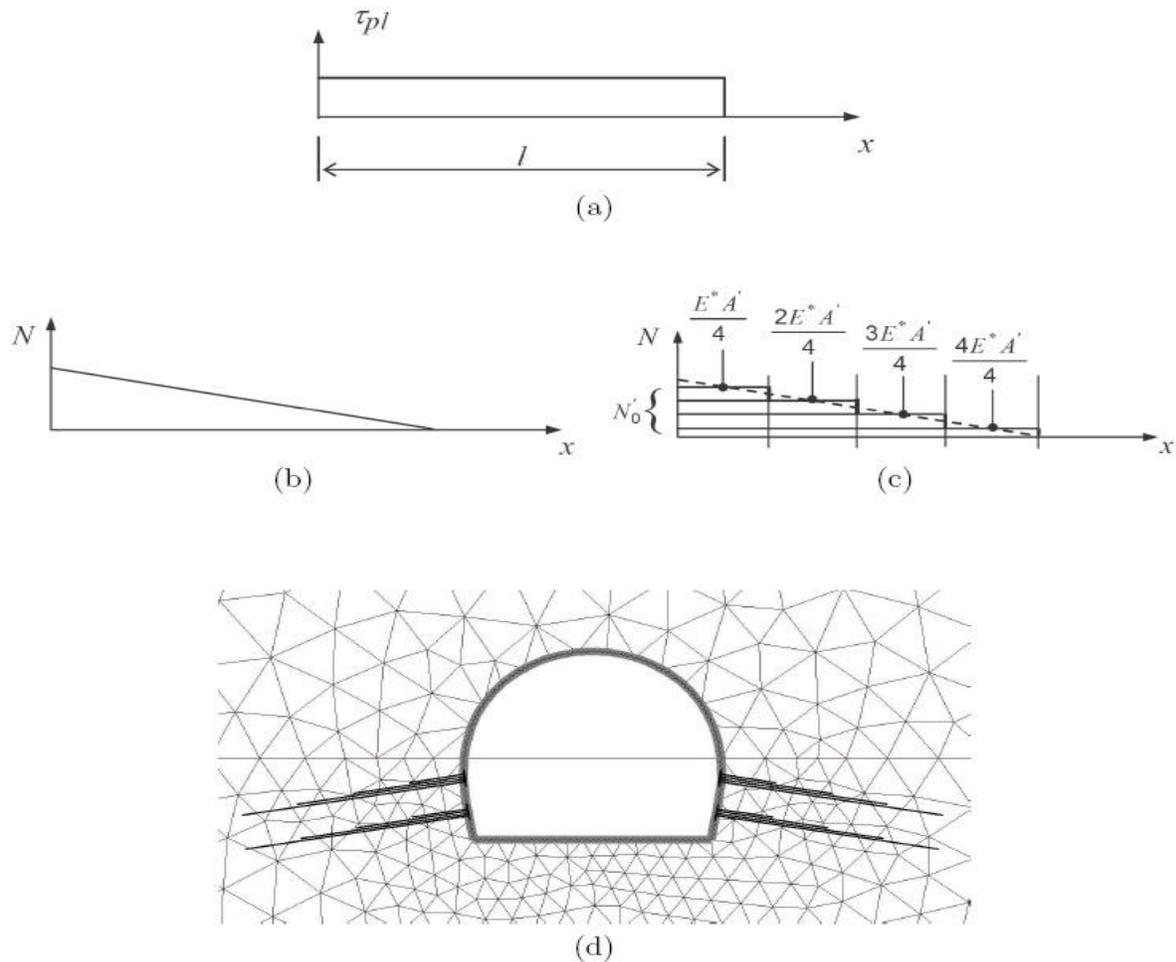


Figure. IV.13 Modélisation des ancrages: a) cisaillement supposé constant, (b) force normale linéaire, (c) approximation linéaire par morceaux, (d) application [2].

IV.3.4 Les application du programme GEO FEM

Le programme GEO FEM est destiné à la modélisation de diverses emplois géotechniques telles que:

- Tassement des sols
- Mur de soutènement
- Stabilité des pentes
- Poutres sur fondation élastique
- Analyse des excavations souterraines, y compris les revêtements,etc.

Le programme GEO FEM permet à l'utilisateur d'obtenir une vue plus générale sur une application donnée et de comparer ces résultats. De plus, dans le cas d'applications plus complexes, pour lesquelles les solutions analytiques ne sont pas disponibles, l'analyse numérique utilisant la méthode des éléments finis est généralement la meilleure solution [2].

Pour obtenir des résultats fiables avec FEM, une certaine expérience de l'utilisateur est généralement nécessaire. Les résultats peuvent être fortement affectés non seulement par la sélection des paramètres d'entrée, mais aussi par le maillage des éléments finis, les conditions aux limites techniques de solution, etc.

IV.3.4.1 Les Informations de base sur la modélisation

Les deux étapes à suivre lors de l'utilisation du programme sont:

- Entrée de la topologie de la structure et génération du maillage ;
- Définition des différentes phases de la construction, y compris l'analyse et le post-traitement ultérieur des résultats.

La première étape consiste à créer une structure dans le régime topologique (entrée les informations sur les sols, spécification des interfaces entre les sols, les poutres, les alignements, conditions aux limites, etc.) suivis de la génération du maillage des éléments finis (Fig. VI.14).

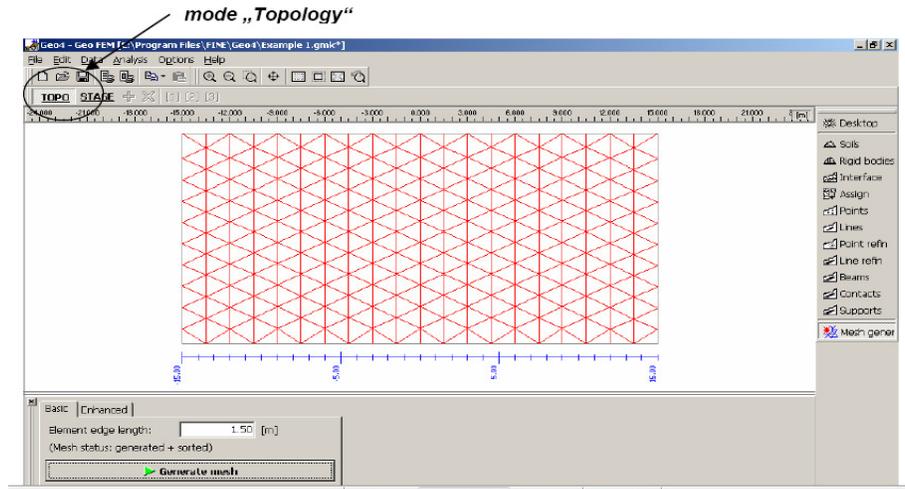


Figure. IV.14 Affectation de la topologie

Les étapes de la construction servent à activer ou désactiver des parties d'une structure, à remplacer le matériau du sol dans une région sélectionnée, à ajouter et à retirer des ancrages, à définir ou à modifier des charges appliquées à la structure, à modifier les paramètres des poutres sélectionnées, etc.

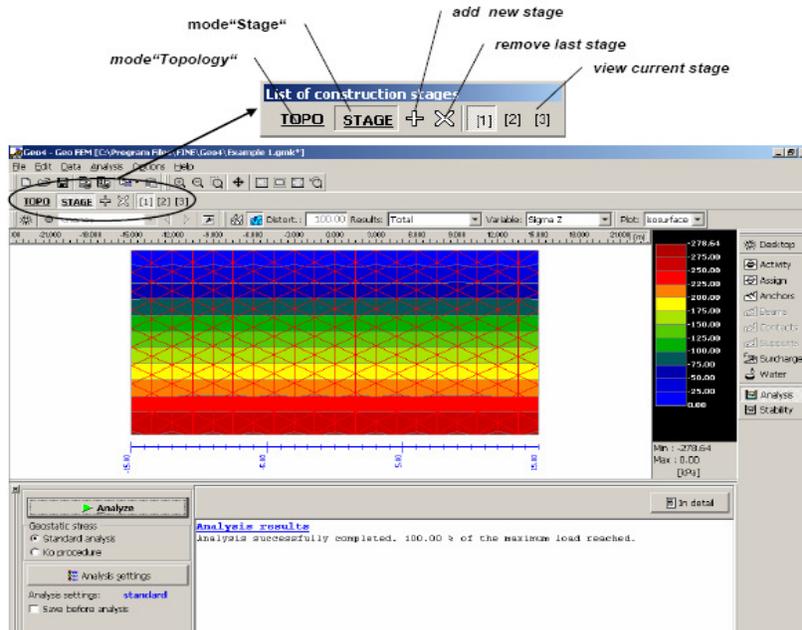


Figure. IV.15 Les étapes de calcul [2].

IV.3.4.2 La saisie de la géométrie

➤ **Saisie des interfaces - limites du modèle topologique**

L'une des premières et plus importantes données d'entrée est la sélection des limites du modèle géométrique (Fig. IV.16).

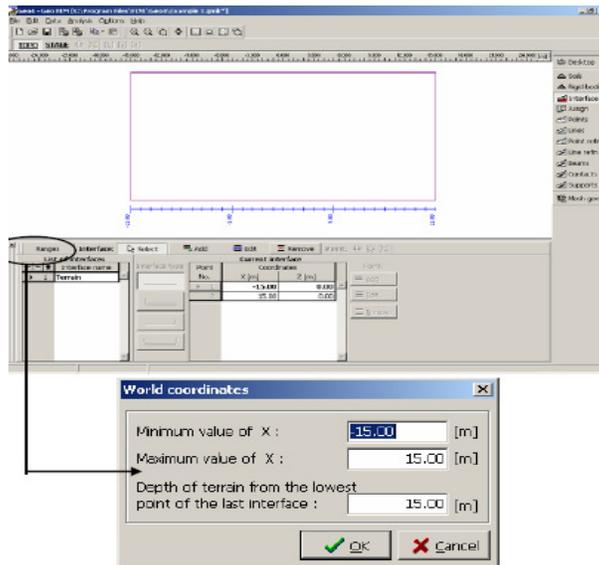


Figure. IV.16 Affectation des marges du modèle géométrique [2].

Après avoir sélectionné les marges, la création du modèle se poursuit en définissant le profil géologique par des interfaces. La procédure est décrite en détail dans le guide du logiciel GEO FEM.

➤ Les conditions aux limites

Le programme génère automatiquement des conditions aux limites standards (Fig. IV.17). Par conséquent, dans des problèmes courants, l'utilisateur n'a pas besoin de spécifier le type d'appuis. Les conditions aux limites standards sont:

- Appuis lisse sur le bord inférieur du modèle géométrique ;
- Appuis coulissant le long des bords verticaux ;

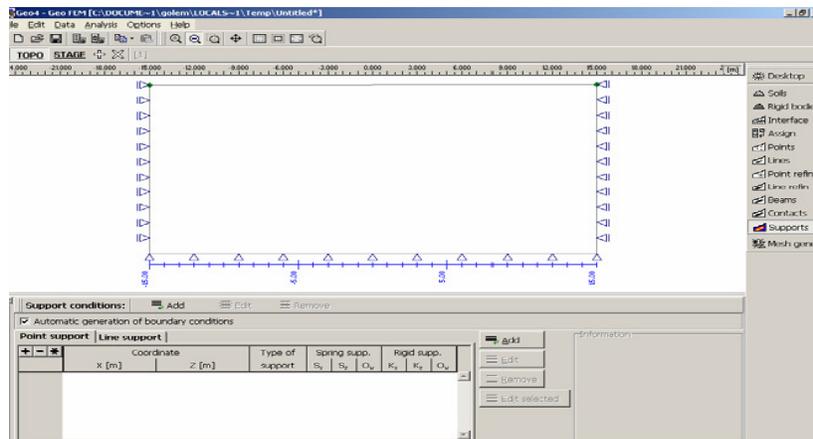


Figure. IV.17 Conditions aux limites standards [2]

IV.3.4.3 Sols - modèles constitutifs

Le modèle de matériau décrit le comportement du sol (ou de la roche) aussi près que possible de la réalité. Il est nécessaire de spécifier pour chaque sol le modèle de matériau le plus fiable.

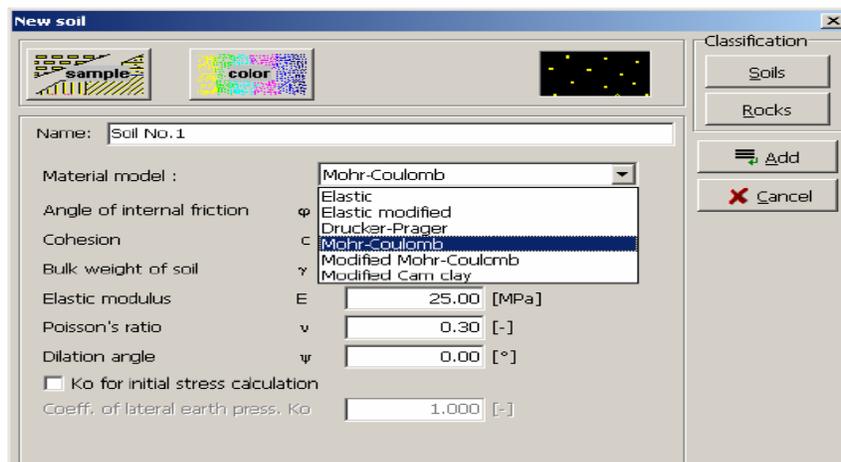


Figure. IV.18 Affectation des paramètres des sols [2].

Les modèles des matériaux du programme GEO FEM peuvent être subdivisés en deux groupes principaux: les modèles linéaires et non linéaires (Fig. VI.18). Les modèles linéaires donnent une estimation relativement rapide mais peu précise de la réponse réelle des matériaux. Ces modèles

peuvent être utilisés dans les cas où seuls les états de contrainte ou de déformation de la masse du sol présentent un intérêt.

IV.3.4.4 Corps rigides

Le programme permet de spécifier des corps dits rigides dans le modèle géométrique caractérisé uniquement par leur poids propre. Le matériau est supposé être infiniment rigide. De tels corps servent à modéliser des structures et des murs en béton massifs, à la fois dans les analyses standard et les analyses de stabilité (Fig.VI.19) [2].

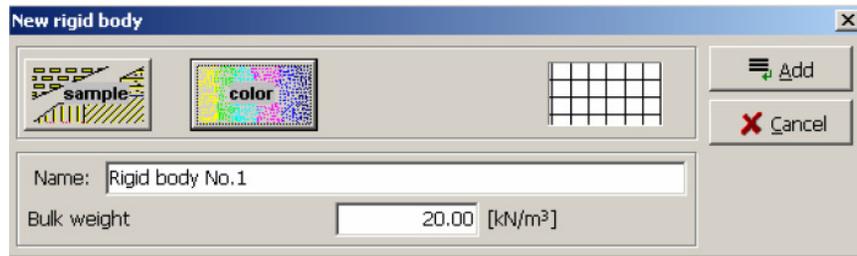


Figure. IV.19 Affectation du corps rigides

IV.3.4.5 Affectation des sols

La procédure d'affectation des sols au profil géologique est décrite en détail dans le manuel GEO4. Lorsqu'un sol est affecté dans le régime de topologie, cette action est automatiquement appliquée à toutes les régions trouvées dans une couche géologique donnée (Fig.VI.20).

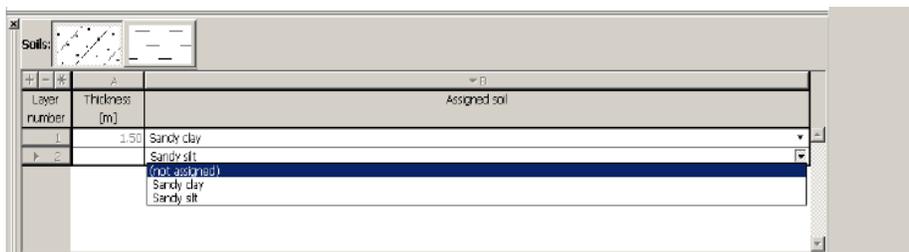


Figure. IV.20 Les sols affectés aux différentes couches du sol

IV.3.4.6 Poutres

Les éléments de poutre servent à modéliser des poutres, des revêtements, des palplanches, etc. Les moments, les forces normales et de cisaillements développés le long d'une poutre peuvent être affichées. Les éléments de poutre doivent être définis lors de la création du modèle géométrique dans le régime de topologie. Ils peuvent être affectés à des lignes déjà définies (Fig.VI.21).

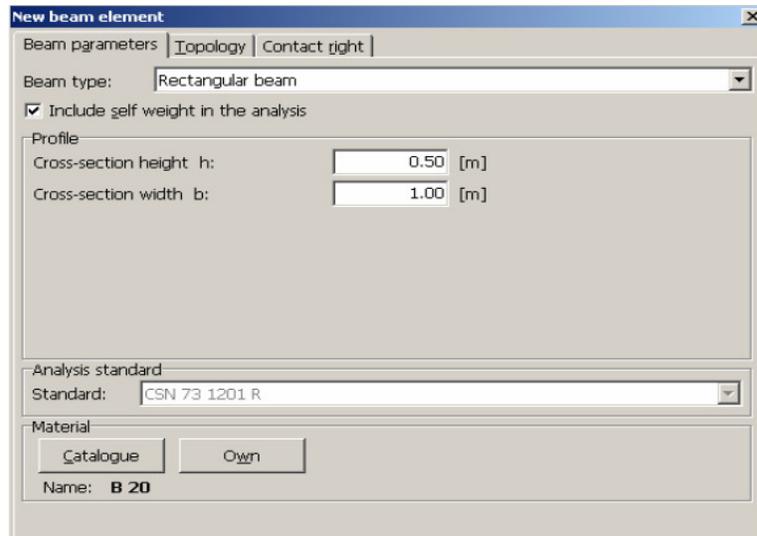


Figure. IV.21 Affectation des paramètres de la poutre [2].

IV.3.4.7 Contacts (interfaces)

Les éléments de contact sont utilisés dans des applications nécessitant l'étude d'une interaction entre une structure et un sol. Ils peuvent être utilisés pour modéliser des joints ou des interfaces de deux matériaux distincts (interface sol-roche). L'exemple typique de l'utilisation d'éléments de contact est la modélisation palplanches, des murs de soutènement ou du revêtement des tunnels. Dans de telles applications, les éléments de contact sont utilisés pour modéliser une couche relativement mince d'un sol ou d'une roche soumise principalement en cisaillement [2].

Les paramètres d'élément de contact adjacent à un élément de poutre sont spécifiés directement dans la boîte de dialogue «Modifier l'élément de poutre» - option «Contact gauche» ou «Contact droit», respectivement (Fig. VI.22).

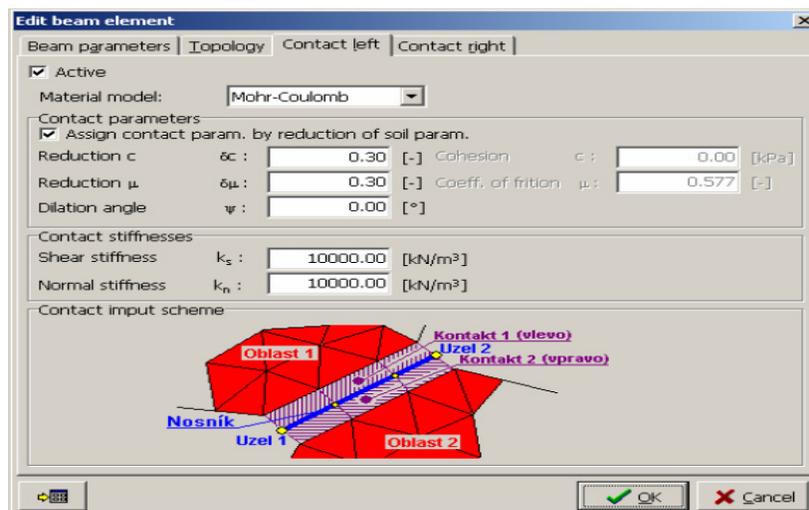


Figure. IV.22 Affectation des paramètres d'élément de contact [2].

La spécification de l'emplacement de l'élément de contact (gauche ou droit) dépend de l'orientation de l'élément poutre (numérotation des éléments). Le contact est représenté par une ligne en pointillés affichée à côté du faisceau (Fig.VI.23).

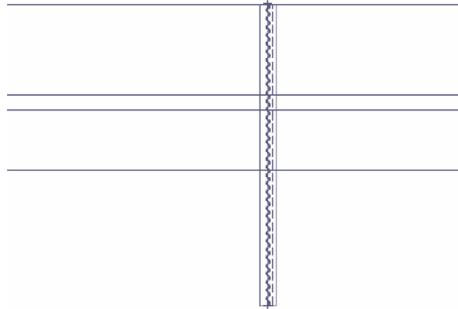


Figure. IV.23 Visualisation des contacts [2].

IV.3.4.8 Ancrages

Les ancrages en tant qu'éléments de stabilisation ou de renforcement sont représentés par un élément de barre élastique résistant à la traction avec une rigidité normale constante. La force de traction maximale admissible que l'élément peut supporter contrôle la rupture de traction d'un élément d'ancrage. L'élément de barre est ancré dans le sol uniquement à ses points de départ et d'arrivée. Aucune interaction mutuelle entre le sol et l'ancrage le long de la longueur d'ancrage n'est prise en compte. Le programme lie automatiquement les degrés de liberté d'ancrage aux degrés de liberté réels du maillage par éléments finis prédéfini.

La rigidité de l'ancrage est spécifiée en termes de module élastique et de sa surface. Le programme permet également d'entrer le diamètre de l'ancrage. La surface est alors déterminée automatiquement. Les autres paramètres importants sont : la force de précontrainte et la résistance à la traction (l'ancrage se brise lorsque la résistance à la traction est dépassée). Pour les éléments sans précontrainte, la force de précontrainte est fixée à zéro [2].

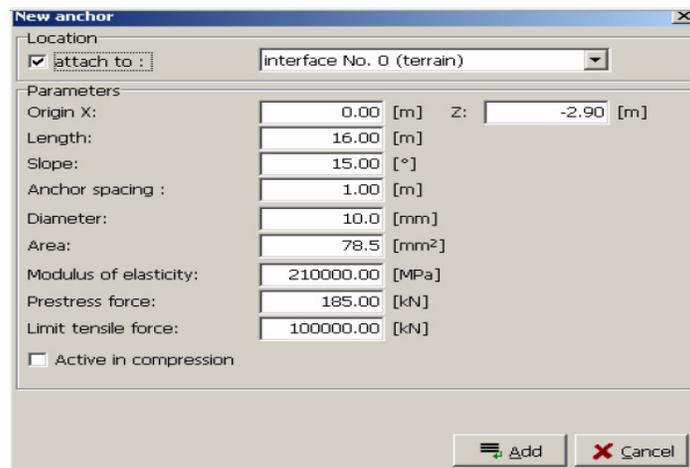


Figure. IV.24 Affection de l'ancrage

IV.3.4.9 Surcharge

La Surcharge peut agir soit sur l'interface existante (y compris la surface du sol), soit sur n'importe quel corps du sol.

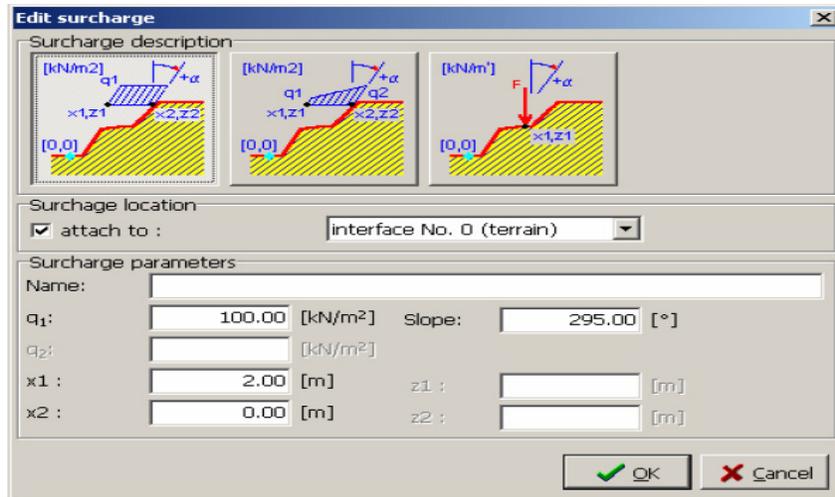


Figure. IV.25 Affectation de la surcharge

IV.3.4.10 Analyse

Pendant l'analyse, le programme tente d'arriver à une solution qui satisfait à un chargement donné et la limite des conditions d'équilibre global. Dans la plupart des cas, cette étape aboutit à un processus itératif. Le processus d'itération et de convergence de la solution est affiché à l'écran. L'analyse peut être arrêtée à tout moment en appuyant sur le bouton «STOP». Les résultats sont alors disponibles pour le dernier incrément de charge convergé.

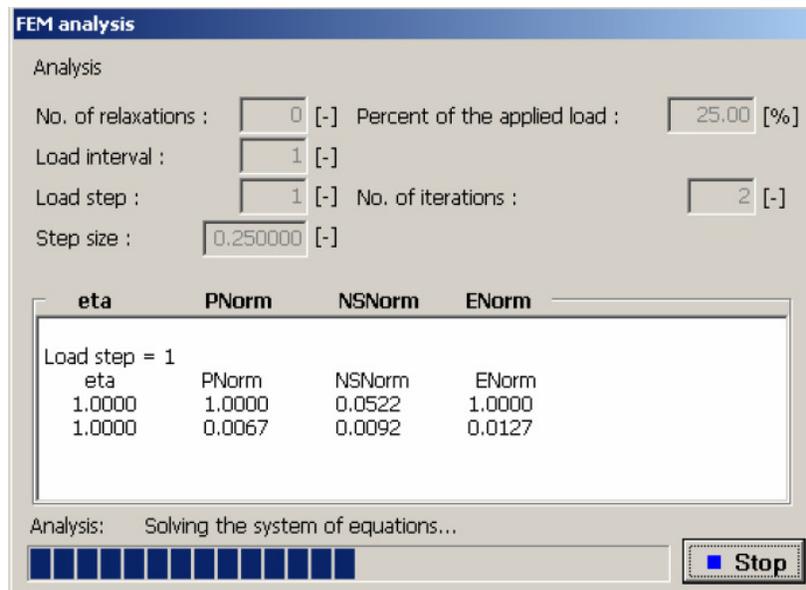


Figure. IV.26 Processus d'itération [2].

Lorsque l'analyse est terminée, le programme affiche les résultats finaux et fournit des informations sur le déroulement de l'analyse.

IV.3.4.11 Stabilité

Chaque étape de la construction permet l'analyse du facteur de sécurité. Ces calculs sont totalement indépendants et n'ont aucun rapport avec les calculs effectués aux étapes précédentes. Lors de l'analyse de stabilité, le programme réduit les paramètres de résistance de sol (angle de frottement interne et cohésion) jusqu'à la rupture. L'analyse aboutit alors à un facteur de sécurité qui correspond aux méthodes classiques d'équilibre limite.

Après l'analyse de stabilité, Les seules variables disponibles pour la représentation graphique sont les déplacements et les déformations totales et plastiques équivalentes. La déformation d'un massif de sol correspond à l'état de rupture atteint pour les paramètres de sol réduits c , ϕ .

IV.4 Conclusion

PLAXIS 8.6 et GEO FEM sont deux programmes d'éléments finis à deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec PLAXIS 8.6 et GEO FEM, on devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites.

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Dans cet objectif, nous avons choisie les deux programmes présentés dans ce chapitre pour modéliser au mieux l'écran de soutènement simplement ancré.

Bibliographie du chapitre IV

- [1] Brinkgreve, R.,B.,J., Manuel de référence de PLAXIS Version 8.6, Delft University of Technology and PLAXIS bv. Pays-Bas, 2003.
- [2] Burses, P.; Blas, P., et Jiri, L., GEO4 FEM User's guide. GEO FEM Version.4.0.7.62. Fine .company lader ship Milos vodolan and Jiri Laurin, Prague, Czech Republic, 2003.

CHAPITRE V

VALIDATION DES MODELES DE RUPTURE PROPOSES PAR LA SIMULATION NUMERIQUE

V.1 Introduction

Nous avons réalisé une étude basée sur la méthode des éléments finis pour valider les modèles mécaniques améliorés. Cette analyse est réalisée en utilisant le programme GEO FEM intégré dans Geo4 [2] , et PLAXIS Professional Version 8.6 [1].

Des analyses numériques ont été effectuées dans des conditions drainées en utilisant les mêmes paramètres géométriques et géotechniques appliqués pour l'étude analytique du profil type, comme décrit dans le tableau III.1 [3].

V.2 Analyse de la stabilité de l'écran de soutènement simplement ancré par PLAXIS 8.6

V.2.1 Caractéristiques géométriques et mécaniques du modèle numérique

Le modèle numérique envisagé pour exécuter la simulation au moyen du logiciel PLAXIS 8.6 est de dimension (20m× 35m). Les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués sur les faces latérales et la base du domaine étudié (Fig. V.1).

Nous avons considéré un ancrage situé à une profondeur 2,5m de la face libre du massif du sol, inclinée de 20° par rapport à l'horizontal. La longueur d'ancrage libre est de 7m et la longueur de scellement est de 4 m. Le tirants d'ancrage est définis par ses deux points limites et par sa rigidité.

Pour l'application du logiciels PLAXIS 8.6, l'écran de soutènement est modélisé en utilisant des éléments plaque de rigidité à la flexion, $EI= 0,3 \times 10^5 \text{ kNm}^2/\text{m}$. Les caractéristiques de l'écran sont celles du profilé choisis d'après l'étude analytique « Sheet pile IIn 436 x 157x 9.5 mm ». Le tirant d'ancrage est modélisé par deux éléments : un élément nœud à nœud considéré comme longueur libre et un élément geogrid (longueur de scellement).

L'ancrage (nœud à nœud) est supposé élastique d'une rigidité EA égale à $6,6 \times 10^4$ kN/m. La longueur de scellement est considérée comme étant élastoplastique d'une rigidité égale à $2,61 \times 10^6$ kN/m.

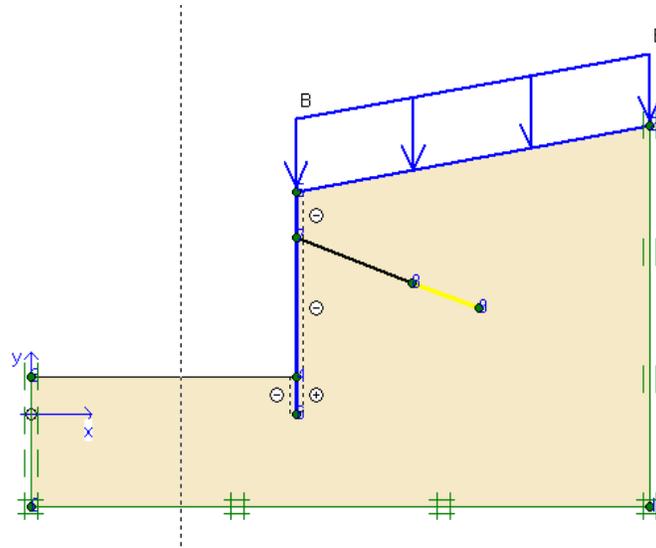


Figure. V.1 Dimensions géométriques du modèle PLAXIS 8.6.

V.2.2 Les propriétés du sol

Le sol est constitué d'une seule couche de sol, le modèle de comportement est celui de Mohr Coulomb (MC) drainé. Les paramètres c , φ , et ψ sont variables selon le cas simulé comme il est indiqué dans le tableau. V.1:

Tableau. V.1 Paramètres du sol.

Mohr-Coulomb		Matériau: sol
Type		Drainé
γ_{sat}	[kN/m ³]	20
K_x	[m/jour]	0
K_y	[m/jour]	0
E_{ref}	[kN/m ²]	15000
ν	[°]	0.3
φ	[°]	40/35/30/25/20
C	[kN/m ²]	0/5/10/20/30
ψ	[°]	$\varphi = \psi$ ou $\psi=0$
R_{inter}		1

Lorsque l'angle de frottement est pris égal à l'angle de dilatance ($\varphi = \psi$), la loi est dite associée et si le contraire la loi est dite non associée ($\psi \neq \varphi$).

V.2.3 Génération du maillage

Le logiciel PLAXIS 8.6 permet à l'utilisateur de choisir le maillage via le menu arborescent, Pour notre cas, nous avons opté pour un maillage « Fine » présenté par la Figure. V.2. Des éléments de maillage triangulaire à déformation plane à deux dimensions, avec 6 nœuds de déplacement, sont utilisés pour la modélisation du sol. Le nombre des nœuds: 1353 et le nombre d'éléments: 260.

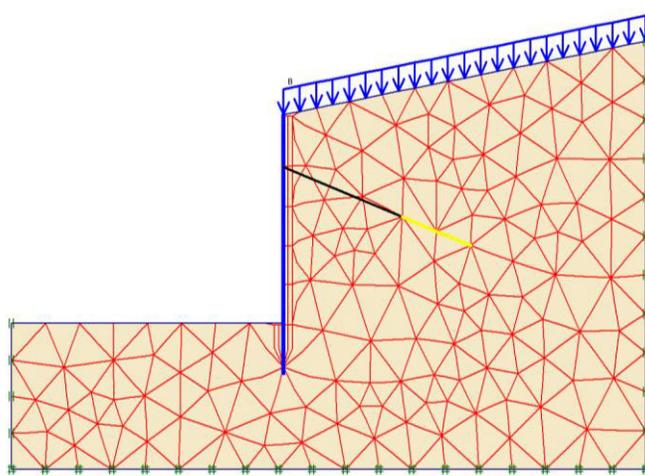


Figure. V.2 Maillage initial du modèle numérique PLAXIS 8.6

V.3 Analyse de la stabilité de l'écran de soutènement simplement ancré par GEO FEM

V.3.1 Caractéristique géométriques et mécanique du modèle numérique

Les dimensions du modèle en GEO FEM sont les mêmes que celles envisagés précédemment en Plaxis (20 m×35 m) (Fig. V.3), Les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués sur les faces latérales et la base du domaine étudié.

Les tirants d'ancrages sont modélisés avec le logiciel GEO FEM au moyen d'un élément barre élastique résistant à la traction de diamètre 20mm sur la partie libre et d'élément poutre en béton sur la partie scellée.

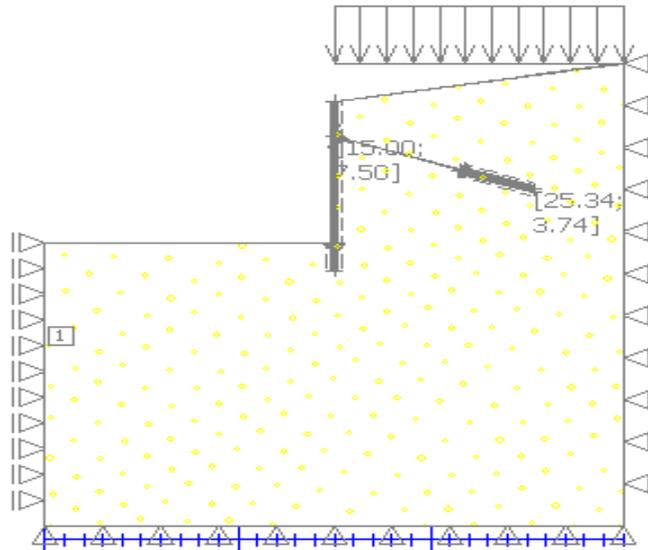


Figure. V.3 Dimensions géométriques du modèle GEO FEM.

Un autre paramètre important est la résistance à la traction. Une valeur suffisamment élevée est spécifiée pour éviter la rupture de l'ancrage.

L'écran est modélisé en utilisant des éléments de poutre de module de Young $E = 2.1 \times 10^5$ MPa, de moment d'inertie $I = 1.485 \times 10^{-4}$ m⁴/m, de section transversale $A = 1.55 \times 10^{-2}$ m²/m et d'un module de cisaillement $G = 81000.00$ MPa. Ces caractéristiques sont celles du profilé choisit d'après l'étude analytique « Sheet pile In 436 x 157x 9.5 mm ».

V.3.2 Génération du maillage

La génération du maillage est effectuée avec des éléments triangulaires à 6 nœuds. Le nombre des nœuds est égal à 911, et le nombre d'éléments : 429 (voir Fig. V.4)

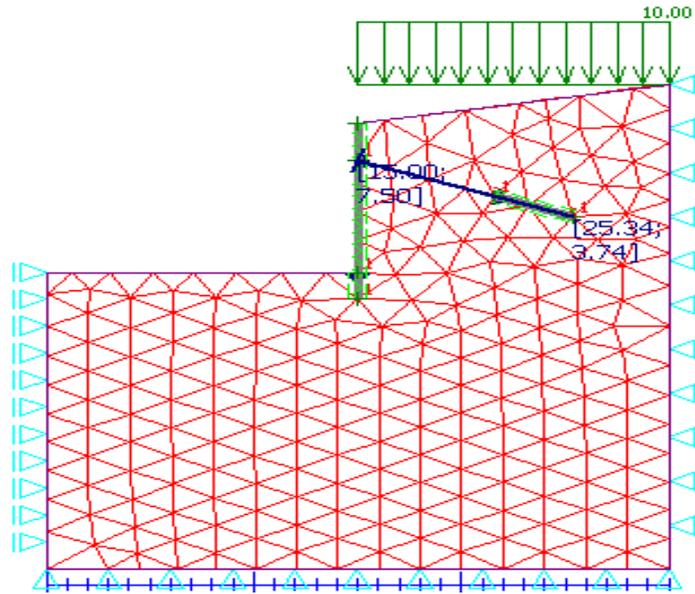


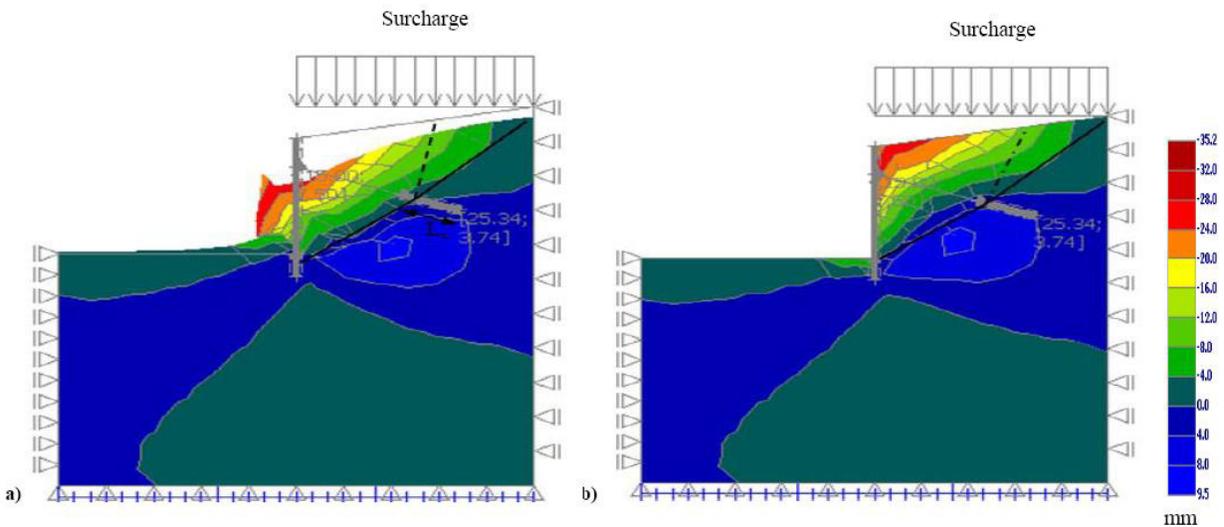
Figure. V.4 Maillage initial du modèle numérique GEO FEM

V.4 Présentation des résultats obtenus par PLAXIS 8.6 et GEO FEM

Dans cette analyse, on s'y intéressé à déterminer les déplacements horizontaux qui nous renseignent sur le type des mécanismes développés. Les mécanismes de rupture observés sont similaires aux modèles de rupture modifiés, comme le montré les figures V.5 et V.6.

D'après la figure V.5, le modèle de rupture développé est induit par les déplacements de l'ensemble (mur + sol + ancrage). Il est caractérisé par des surfaces de glissement partant du pied de l'écran ancré suivant un angle aigu avec le plan horizontal en traversant la longueur de scellement à une distance restante (L_c).

Le mécanisme de rupture obtenu à partir du logiciel GEO FEM; peut être divisé en deux solides rigide séparés par des surfaces de glissement inclinées avec les même angles, ce qui implique que la surface de glissement secondaire est inclinée et non pas verticale.



a) Modèle déformée; b) Modèle non déformée. Cas φ (°) / c (kN / m²) = 35/5.

Figure. V.5 Mécanismes de rupture déduit d'après la représentation des déplacements totaux obtenus avec GEO FEM

La présence de la force de cohésion sur la surface de rupture secondaire a provoquée un glissement en translation entre les deux surfaces. Par conséquent, la surface de rupture se situe dans un plan incliné, comme le montre la figure V.6a.

Cependant, lorsque la force de cohésion est supposée nulle, il ne se produit pas un mouvement de translation entre les solides mais un déplacement dans des directions opposées et perpendiculaires au plan de la surface de rupture, ce qui entraîne la formation d'une surface de rupture verticale comme indiqué sur la figure. V.6b.

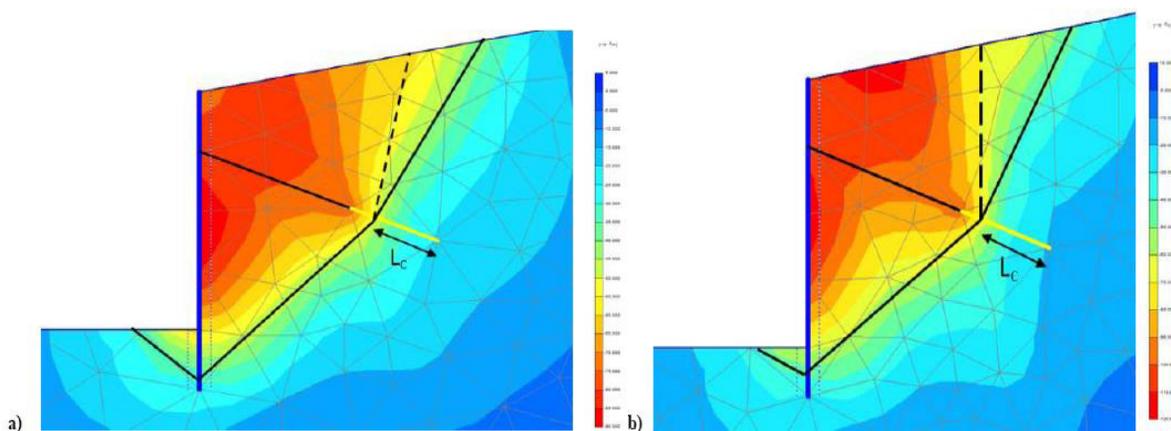


Figure. V.6 Mécanismes de rupture déduits de la représentation des déplacements totaux obtenues d'après PLAXIS 8.6: a) φ (°)/ c (kN/m²) = 30/10; b) φ (°)/ c (kN/m²) = 40/0.

Comme le montrent les figures V.5 et V.6, la surface de rupture principale ne coupe pas la longueur de scellement au milieu mais à une longueur restante $L_c > L_0/2$ derrière la surface de rupture principale, ce qui confirme les modifications apportées aux modèles précédemment présentés dans l'étude analytique.

L'analyse effectuée par PLAXIS 8.6, comme l'illustre la figure V.7, présente des mécanismes de rupture composés de deux solides avec une surface de rupture secondaire plus raide, observée pour les sols cohérent (ϕ/c) = (25/20; 20/30), cette dernière devient verticale pour les sols frottant (ϕ/c) = (40/0; 35/5) dans les cas associés.

Avec une cohésion croissante, la plupart des surfaces de rupture passent juste au-dessous de l'excavation entre le pied de l'écran et le fond de l'excavation. Nous pouvons noter également, que la ligne de glissement potentielle change de position le long de la longueur de scellement jusqu'à sa limite.

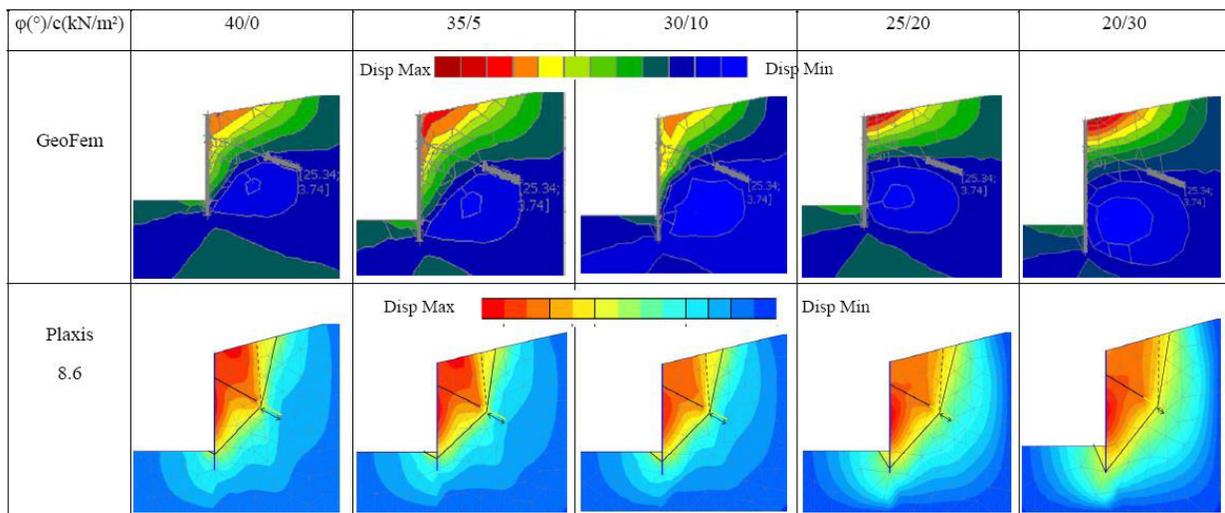


Figure. V.7 Bilan des mécanismes de rupture obtenus à partir des analyses effectuées par les logiciels PLAXIS 8.6 et GEO FEM.

Les contours de déformation des sols observés derrière l'écran indiquent que l'effondrement du sol dans cette région se présente sous la forme d'un solide rigide.

Le développement d'un solide rigide en aval de la paroi correspond à la pression des terres passives (voir figure V.7), qui n'est prise en considération que dans le nouveau modèle proposé. Cependant, elle est négligée dans les modèles classiques (modèles de Kranz et Heibaum).

V.5 Présentation des résultats obtenus par PLAXIS 8.6 pour les deux cas associé et non associé

On s'intéressera dans cette section à la déformation du sol observée derrière l'écran de soutènement simplement ancré et plus précisément au diagramme des déplacements horizontaux qui influent sur l'inclinaison de la surface de glissement secondaire (Fig. V.8 et V.9).

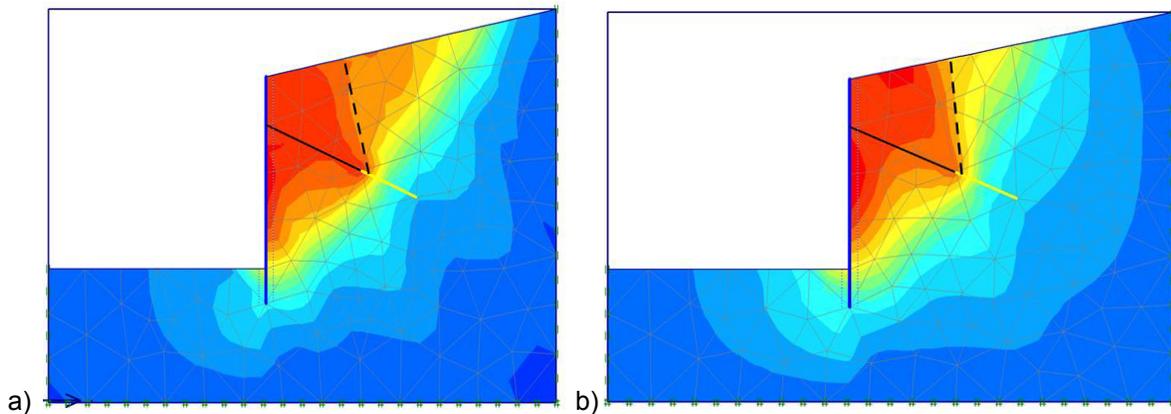


Figure. V.8 Mécanisme de rupture déduit de la représentation des déplacements totaux obtenues d'après PLAXIS 8.6: φ ($^{\circ}$)/ c (kN/m^2) = 40/0 : a) ($\psi=0$) , b) ($\psi=\varphi$)

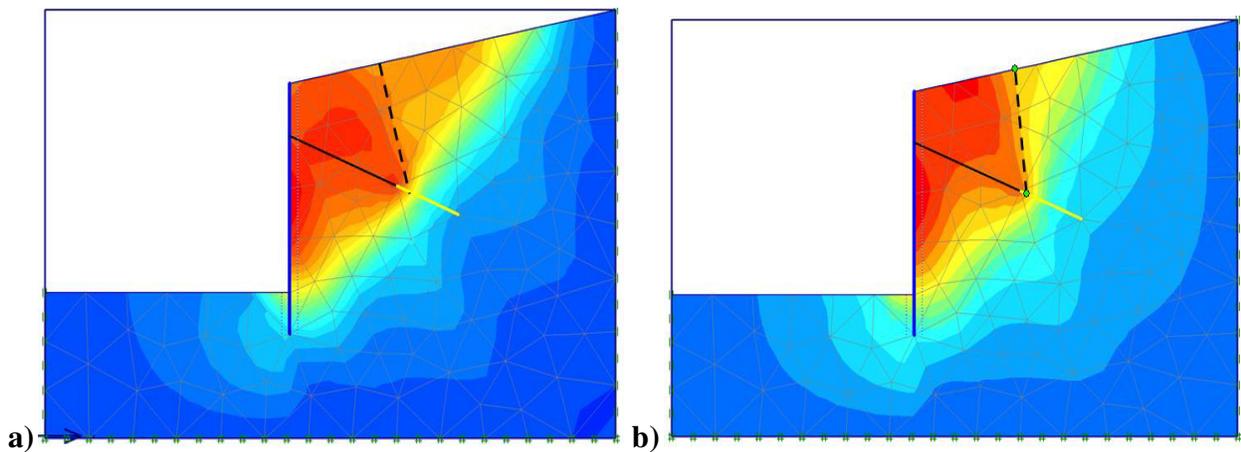


Figure. V.9 Mécanismes de rupture déduits de la représentation des déplacements totaux obtenues d'après PLAXIS 8.6: φ ($^{\circ}$)/ c (kN/m^2) = 35/5: a) ($\psi=0$) , b) ($\psi=\varphi$)

V.6 L'effet de la dilatance des sols frottant sur les mécanismes de rupture

L'effet de la dilatance est discernée à travers la comparaison entre les déplacements du massif de sol obtenus derrière l'écran de soutènement simplement ancré dans le cas non associé ($\psi=0$) et associé ($\psi=\varphi$); cet effet devient important avec l'augmentation de l'angle de frottement (Fig. V.8a et V.9a).

Ainsi, les déplacements derrière l'écran de soutènements simplement ancré décroît progressivement avec l'augmentation de la dilatance. Ils passent de 115.95×10^{-3} m pour ($\psi=0$) à 134.15×10^{-3} m pour ($\psi=\varphi$) pour le cas φ (°)/ c (kN/m²) = 40/0.

Dans le cas associé, où le sol est parfaitement dilatant $\psi = \varphi$, on constate à partir des figures (V.8a et V.9a) que les mécanismes de ruptures développés sont similaires aux mécanismes de rupture modifiés analytiquement.

V.7 Conclusion

La modélisation des écrans de soutènement ancrés simplement ancré par un programme d'éléments finis tel que PLAXIS 8.6 et GEO FEM implique l'utilisation de plusieurs paramètres, y compris ceux du sol, des structures ou des charges, tous nécessaires pour compléter les calculs.

L'analyse effectuée par PLAXIS 8.6 présente des mécanismes de rupture composés de deux solides avec une surface de rupture secondaire incliné d'un certain angle (ρ), observée pour les sols cohérent et cette dernière devient verticale pour les sols frottant dans le cas d'un sol associé ($\varphi=\psi$).

La surface de rupture principale ne coupe pas la longueur de scellement au milieu mais à une longueur restante (L_c) derrière la surface de rupture principale, ce qui confirme les modifications apportées aux modèles améliorés présentés dans l'étude analytique.

Bibliographie du chapitre V

- [1] Brinkgreve, R.,B.,J., Manuel de référence de PLAXIS Version 8.6, Delft University of Technology and PLAXIS bv. Pays-Bas, 2003.
- [2] Burses, P.; Blas, P., et Jiri, L., GEO FEM User's guide. GeoFem Version.4.0.7.62. Fine .company lader ship Milos vodolan and Jiri Laurin, Prague, Czech Republic, 2003.
- [3] Wen, Z.; Jian, Y.H.; Yang, C.; Peng, J.J.; Shen G.L.; et Zhen, Z., A numerical study on the influence of anchorage failure for a deep excavation retained by anchored pile walls: Advances in Mechanical Engineering, Vol.10, No.2, 2018, pp. 1-17

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Les murs de soutènement constituent une des techniques les plus anciennes puisqu'elle était déjà utilisée pour supporter des excavations ou des remblais. Les écrans de soutènement ancrés sont généralement des parois relativement minces en acier, en béton armé ou en bois, supportés par des ancrages, des butons ou la butée des terres. La résistance à la flexion de ces ouvrages joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu alors que leur poids a un rôle insignifiant. Cette nouvelle famille d'ouvrage est constituée d'une grande variété d'ouvrage.

Pour bien orienter ce travail de thèse, on a présenté dans le premier chapitre une synthèse bibliographique qui a permis de constater les différents types des écrans de soutènements ancrés tel que les rideaux de palplanches, les parois composites, les parois moulées et préfabriquées.

L'étude bibliographique sur les méthodes de dimensionnement existantes montre qu'il existe une grande diversité de méthodes, basées sur des concepts variés. Les méthodes de dimensionnement ont été développées en parallèle avec le développement des techniques expérimentales et des outils informatiques.

Dans cette étude, on a présenté les modèles de rupture des écrans de soutènements simplement ancrés qui ont subis des modifications et des améliorations par différents chercheurs au fil des années, afin de trouver le mécanisme de rupture le plus défavorable. Selon la position de la surface de rupture potentielle par rapport à la paroi de l'écran, les modèles de rupture peuvent être divisés en deux groupes: les modèles avec coupe intérieure (modèle Kranz et modèle Heibaum) et les modèles avec coupe extérieure (modèle Shulz et modèle Broms). La différence entre les deux groupes a été étudiée.

Les modifications apportées aux modèles de rupture ont été effectuées pour estimer les longueurs d'ancrage minimales des écrans de soutènements simplement ancrés. Nous avons essayé de proposer un nouveau modèle mécanique basé sur les modèles de rupture présentés par Kranz, Schultz et Heibaum en apportant quelques modifications à chaque modèle.

Les équations d'équilibre des modèles de rupture ont été améliorées en prenant en compte les effets des forces internes telles que la cohésion, le frottement entre les solides rigides ainsi

que la prise en compte d'une surface de glissement secondaire inclinée, considérée au paravent verticale. Pour différents types de sol et différentes pressions de terre actives derrière la surface de rupture secondaire, nous avons déterminé les longueurs d'ancrage pour chaque modèle de rupture amélioré.

La variation dans l'inclinaison de la surface de glissement secondaire entre $(+5^\circ)$ et (-5°) , ainsi que l'effet de la force de cohésion C_2 sur cette surface de glissement ont entraîné une modification de la pression de terre active P_{alh} , agissant sur cette même surface de glissement, ce qui a influencé le calcul des longueurs d'ancrage.

En ce qui concerne les mécanismes avec coupe intérieure, les modèles de Kranz et Heibaum ont suggéré des longueurs d'ancrage plus élevées. Ce pendant, les modèles modifiés ont donné des longueurs d'ancrage plus courtes. En ce qui concerne les mécanismes avec coupe extérieure, le nouveau modèle proposé a donné des longueurs d'ancrage plus courtes par rapport aux modèles Shulz et Shulz modifié pour différentes variations de (φ / c) .

D'après les résultats de l'étude analytique, on a pu constaté que les longueurs d'ancrage sont plus courtes lorsque la pression des terres diminue derrière la surface de rupture secondaire inclinée d'un angle de $(\rho = 5^\circ)$ et également, lorsqu'on prend en considération la force de cohésion sur la même surface de glissement plus l'effort d'arrachement de l'ancrage au sol développée derrière la ligne de rupture principale.

Pour valider les modifications apportées aux modèles de rupture, une série de calculs par éléments finis a été effectuée en utilisant deux logiciels (GEO FEM et PLAXIS 8.6) connus dans le domaine géotechnique. Le profil type de caractéristique géométrique et mécanique étudié analytiquement a été modélisé et analysé par les deux logiciels.

La simulation numérique a permis de montrer le comportement du massif du sol ancré en faisant varier les deux paramètres c , φ . Les importants résultats de cette simulation sont les déplacements horizontaux observés en avant et en arrière de l'écran de soutènement ancré, sous forme de solides rigides formant des modèles ou des mécanismes de rupture similaires aux modèles analytiques modifiés.

On note que la dilatance influence considérément le déplacement de massif du sol ancré, ainsi les déplacements sont importants dans le cas d'un sol de comportement non-associé et se concentre près de la paroi de l'écran. Par ailleurs, dans le cas d'un sol de comportement

associé les déplacements sont moins importants et la zone des déformations est plus étendue que celle observée pour les sols de comportement non associés. Par conséquent, la zone des déformations varie dans l'intervalle de la surface de glissement secondaires $[\rho ; -\rho]$.

Cette réduction dans les longueurs d'ancrages est utile pour des raisons économiques ou techniques, en particulier en milieu urbain, où l'utilisation des tirants d'ancrages longs pourrait être limitée.

PERSPECTIVES

Perspectives

Les modifications apportées aux modèles de rupture classique des écrans de soutènement simplement ancrés visés à obtenir des longueurs d'ancrages économiques et des écrans plus stables. Comme le but envisagé de cette thèse est bien mené à terme, plusieurs perspectives de nature différente peuvent être envisagées pour ce travail :

- ✚ Estimation des longueurs d'ancrages des écrans de soutènement à plusieurs tirants d'ancrages.
- ✚ La mise en œuvre des modèles en trois dimensions soit avec FLAC3D ou PLAXIS 3D, pour une meilleure simulation numérique.
- ✚ Etude de la stabilité des écrans de soutènement ancrés sous sollicitation dynamique.

Liste des symboles utilisés

Symboles	Désignation
$G(\underline{x})$	Domaine de résistance du matériau
Ω	Le volume
$d\Omega$	Le contour
\underline{Q}	Chargement du système
$\underline{\hat{U}}$	Le champ de vitesse généralisée virtuelle
K	Ensemble des chargements potentiellement supportables
$\underline{\sigma}(\underline{x})$	Etat de contrainte satisfaisant la condition de résistance du matériau constitutif au point \underline{x}
Σ	Les surfaces de discontinuités
$\underline{\hat{q}}$	Le vecteur des paramètres cinématiques généralisés
$P_e(\underline{\hat{U}})$	Puissance virtuelle des efforts extérieurs
$\underline{\hat{d}}$	Le taux de déformation virtuel
$\pi(\underline{\hat{d}})$	La densité de puissance résistante maximale dans le taux de déformation virtuel
$\pi(n; [\underline{\hat{U}}])$	Densité de puissance résistante maximale
$P_d(\underline{\hat{U}})$	La puissance virtuelle de déformation
$[\underline{\hat{U}}]$	Le saut de vitesse virtuelle à la traversée de la surface de discontinuité de vitesse
$P_{rm}(\underline{\hat{U}})$	La puissance résistante maximale
H	Hauteur de l'écran de soutènement
T	La valeur limite du frottement de l'ancrage
F_s	Facteur de sécurité
C	La cohésion
B	L'inclinaison de la surface libre du massif ancré
γ	Le poids volumique des terres
q	La surcharge
P_{ah1}	La pression des terres actives appliquées sur le mur fictif
C_1	La force de cohésion appliquée sur la surface de rupture principale
C_2	La force de cohésion appliquée sur la surface de rupture secondaire
L_1	La longueur de la surface de glissement principale
L_2	La longueur de la surface de glissement secondaire
k_{ayh}	Coefficient des pressions des terres actives dues au poids des terres
k_{aqh}	Coefficient des pressions des terres actives dues à la surcharge
k_{ach}	Coefficient des pressions des terres actives dues à la cohésion
δ_a	Angle de frottement actif entre l'écran de soutènement et le sol
δ_p	Angle de frottement passif entre l'écran de soutènement et le sol

ε	Inclinaison de l'ancrage avec l'horizontale
δ_f	Angle de frottement actif entre le mur fictif et le sol
ρ	Inclinaison de la ligne de glissement secondaire par rapport à la verticale
φ	Angle de frottement interne
θ	Inclinaison de la surface de glissement principale par rapport à l'horizontale
G	Poids propre du solide 1
P	Surcharge par mètre linéaire
P_a	La pression des terres active
P_{ah}	La composante horizontale des pressions des terres actives appliquées sur l'écran de soutènement
P_p	La pression des terres passive appliquée sur l'écran de soutènement
P_{ph}	La composante horizontale des pressions des terres passive appliquée sur l'écran de soutènement
P_{a1h}	La composante horizontale des pressions des terres appliquée sur le mur fictif
C_{1h}	La composante horizontale de la force de cohésion appliquée sur la surface de glissement principale
C_2	la force de cohésion appliquée sur la surface de glissement secondaire
C_1	la force de cohésion sur la surface de glissement principale
Q	Force de frottement du sol sur la surface de glissement principale
A_{rup}	L'effort de rupture de l'ancrage
A_{adm}	L'effort admissible de l'ancrage.
η	Coefficient de sécurité de l'ancrage
A	L'effort d'ancrage
f	La profondeur de la fiche
A_h	La composante horizontale de l'effort d'ancrage
A_s	L'effort d'ancrage de service
a	Espacement horizontal entre les ancrages
κ	Indice de transfert d'effort par mètre de longueur
f_a	La valeur limite de frottement de l'ancrage.
L_0	Longueur de scellement
L_c	Longueur restante de scellement coupé derrière la ligne de rupture
C_{2v}	La composante verticale de la force de cohésion appliquée sur la surface de glissement secondaire
A_h	La composante horizontale de l'effort d'ancrage
A_1	L'effort d'arrachement de l'ancrage
X	La longueur d'ancrage horizontale
L	Longueur d'ancrage minimale

Liste des tableaux

	Page
Tableau. III.1 La fiche, l'effort d'ancrage et le moment maximal pour différents type de sols	77
Tableau. III.2 Comparaison des longueurs d'ancrage entre les modèles de rupture avec coupe intérieure et extérieure	89
Tableau. V.1 Paramètres de sol	118

Liste des figures

	Page
Figure. I.1	Reprise de la poussée par le poids de l'ouvrage 15
Figure. I.2	Reprise de la poussée grâce à l'encastrement de l'ouvrage 15
Figure. I.3	Reprise de la poussée grâce à un ancrage 15
Figure. I.4	Différence de fonctionnement entre un mur poids et un écran de soutènement 16
Figure. I.5	Représentation schématique des différents types d'écran de soutènements 16
Figure. I.6	Rideaux de palplanches 17
Figure. I.7	Schéma d'exécution d'une paroi Berlinoise 18
Figure. I.8	Paroi berlinoise ancrée par des tirants précontraints 18
Figure. I.9	Paroi parisienne 19
Figure. I.10	Paroi lutétienne 19
Figure. I.11	Paroi rennais 20
Figure. I.12	Schéma d'une paroi moscovite 20
Figure. I.13	Paroi de pieux sécants 21
Figure. I.14	Principe général d'exécution d'une paroi moulée 21
Figure. I.15	Paroi berlinoise butonnée 22
Figure. I.16	Schéma général d'ancrage de type remblayé 23
Figure. I.17	Descriptif simplifié d'un tirant d'ancrage 24
Figure. I.18	Corps des tirants 24
Figure. I.19	Paroi clouée 25
Figure. I.20	Méthode de Coulomb (surface libre et plan) 26
Figure. I.21	Equilibre d'un coin quelconque 27
Figure. I.22	Modèle de Rankine 29
Figure. I.23	Equilibres de Boussinesq et Rankine 30
Figure. I.24	Schéma de principe d'une paroi de soutènement avec tirant d'ancrage 30
Figure. I.25	Soutènement avec ancrage simplement buté en pied 31
Figure. I.26	Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré 32
Figure. I.27	Efforts pris en compte dans le calcul d'un rideau encastré, ancré en tête 33
Figure. I.28	Distribution idéalisée de la pression des terres 33
Figure. I.29	Calcul d'un rideau encastré, ancré en tête par la méthode de la poutre équivalente 34
Figure. I.30	Distributions de pressions mesurées à l'issue de différentes procédures de Construction 35
Figure. I.31	Influence du degré d'encastrement de l'écran sur la distribution des moments 35
Figure. I.32	Diagramme de chargement adopté par Rowe pour le calcul en butée simple 36
Figure. I.33	Résultats expérimentaux obtenus par Rowe 36
Figure. I.34	Modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée avec ou sans formation de rotules plastiques dans la structure 37
Figure. I.35	Méthode du module de réaction 38
Figure. I.36	Abaques de Chadeisson 40
Figure. I.37	Approche cinématique par l'extérieur du domaine des chargements potentiellement supportables 42

Figure. II.1	Rupture rotationnelle des écrans par insuffisance de la fiche ou insuffisance de la butée.	48
Figure. II.2	Exemples de rupture de structure d'un écran de soutènement	49
Figure. II.3	Rupture verticale des écrans par insuffisance de capacité portante	49
Figure. II.4	Ruine d'un écran par rotation consécutive à la ruine d'un élément d'appui	50
Figure. II.5	Exemple de situation où le soulèvement du sol par annulation des contraintes effectives verticales peut être critique	50
Figure. II.6	Exemple d'un mécanisme de rupture trois blocs pouvant provoquer l'instabilité d'un écran	51
Figure. II.7	Exemples de mécanismes de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran	51
Figure. II.8	Méthodes des blocs pour l'analyse de la stabilité avec deux ou un seul bloc	52
Figure. II.9	Méthode de Kranz pour l'analyse d'une plaque ancrée avec longueur d'ancrages courts	53
Figure. II.10	Schéma de l'expérience et allure des lignes de ruptures selon a) Jelinek et Ostermeyer , b) Verdeyen et Nuyens	54
Figure. II.11	Modèle de Kranz	54
Figure. II.12	Modèle de Ranke et Ostermayer	54
Figure. II.13	Modèle de Heibaum	55
Figure. II.14	Modèle de Schulz	55
Figure. II.15	Modèle de Broms	56
Figure. II.16	Différents choix de géométrie de la ligne de rupture	56
Figure. II.17	Exemple d'un écran de soutènement ancré d'après FHWA	57
Figure. II.18	Modèle de mécanisme de rupture d'un écran simplement ancré	58
Figure. II.19	Essai de Costopoulous	58
Figure. II.20	Courbe d'équidéplacement horizontal obtenues par le traitement stéréophotogrammétrique de la rupture d'ensemble rideau + ancrage	59
Figure. II.21	Banc d'essai M1 mis en place pour le déplacement Parallèle	60
Figure. II.22	Modèles d'ancrages	60
Figure. II.23	Progression de la fracture (banc d'essai M1)	61
Figure. II.24	La distribution des contraintes de cisaillement	61
Figure. II.25	Dispositif d'expérimentation pour l'essai de Von Wolffersdorff et Shahrour	62
Figure. II.26	Coupe schématique de la station ALMA-GARE et instrumentation du milieu	63
Figure. II.27	Surface de rupture utilisée dans l'analyse d'équilibre limite des murs de soutènement ancrés	63
Figure. II.28	Stabilité interne	64
Figure. II.29	Stabilité externe	65
Figure. II.30	Surfaces de rupture pour l'évaluations de stabilité externe	65
Figure. II.31	Mécanismes de transfert de charge dans un tirant d'ancrage conventionnel	66
Figure. II.32	Définition du domaine de sol dont la stabilité est analysée (exemple d'un soutènement avec un seul lit d'ancrage)	67
Figure. III.1	Différents points du passage de la surface de rupture à travers la longueur de scellement	71
Figure. III.2	Le profil type de l'écran de soutènement simplement ancré	74
Figure. III.3	Diagramme des contraintes actives et passives	75
Figure. III.5	Le bilan des forces appliquées aux : a) modèle de Kranz b) modèle de Kranz modifié	79
Figure. III.6	La présentation de l'effet de l'angle (ρ) sur l'estimation de la surface du solide (1)	81

Figure. III.7	La projection de la pression des terres active P_{ah1}	83
Figure. III.8	Le bilan des forces appliquées aux : a) Modèle de Heibaum; b) Modèle de Heibaum modifié	83
Figure. III.9	Le bilan des forces appliquées aux : a) Modèle de Schulz; b) Modèle de Schulz modifié	85
Figure. III.10	Le bilan des forces appliquées au nouveau modèle proposé	86
Figure. III.11	L'effet de la variation de l'inclinaison de la surface de rupture fictive sur les longueurs d'ancrage et la pression des terres active P_{ah} a) modèle de Kranz modifié b) Modèle de Heibaum modifié	87
Figure. III.12	L'effet de la variation de l'inclinaison de la surface de rupture fictive sur les longueurs d'ancrage et la pression des terres active P_{ah} a) Modèle Shulz modifié b) Nouveau modèle proposé	88
Figure. III.13	Comparaison des longueurs d'ancrage entre les modèles de rupture avec coupe intérieure et extérieure	89
Figure. III.14	Comparaison des pressions des terres derrière le mur fictif entre les modèles de rupture avec coupe intérieure et extérieure	90
Figure. VI.1	Représentation mono dimensionnel du comportement élasto-plastique	95
Figure. VI.2	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol	96
Figure. VI.3	Position des nœuds et des points de contrainte dans des éléments de poutre à 3 nœuds et à 5 nœuds	97
Figure. VI.4	Position des nœuds et des points de contrainte sur les éléments de géogrille à 3 nœuds et à 5 nœuds	97
Figure. VI.5	Distribution des nœuds et des points de contrainte, dans les éléments d'interface et la jonction avec les éléments du sol	98
Figure. VI.6	Fenêtre des propriétés des matériaux (base de données du projet et base de données globale)	101
Figure. VI.7	Fenêtre principale du programme de calcul	102
Figure. VI.8	Éléments de poutres 2 nœuds et 3 nœuds	103
Figure. VI.9	Éléments d'interface à 4 nœuds et à 6 nœuds	104
Figure. VI.10	Comportement typique du sol impliquant un durcissement et un ramollissement	104
Figure. VI.11	Surfaces de charge de Drucker-Prager et Mohr Coulomb dans le plan déviatorique	105
Figure. VI.12	a) Configuration de test triaxial, b) cercles typiques de Mohr	106
Figure. VI.13	Modélisation des ancrages: a) cisaillement supposé constant, (b) force normale linéaire, (c) approximation linéaire par morceaux, (d) application	107
Figure. VI.14	Affectation de la topologie	108
Figure. VI.15	Les étapes de calcul	109
Figure. VI.16	Affectation des marges du modèle géométrique	109
Figure. VI.17	Conditions aux limites standards	110
Figure. VI.18	Affectation des paramètres des sols	110
Figure. VI.19	Affectation du corps rigides	111
Figure. VI.20	Les sols affectés aux couches du sol	111
Figure. VI.21	Affectation des paramètres de la poutre	112
Figure. VI.22	Affectation des paramètres de l'élément de contact	112
Figure. VI.23	Visualisation des contacts	113
Figure. VI.24	Affectation de l'ancrage	113
Figure. VI.25	Affectation de la surcharge	114
Figure. VI.26	Processus d'itération	114

Figure. V.1	Dimensions géométriques du modèle PLAXIS 8.6	118
Figure. V.2	Maillage initial du modèle numérique PLAXIS 8.6	119
Figure. V.3	Dimensions géométriques du modèle GEO FEM	120
Figure. V.4	Maillage initial du modèle numérique GEO FEM	121
Figure. V.5	Mécanisme de rupture déduit d'après la représentation des déplacements totaux obtenu avec GEO FEM: a) Modèle déformée; b) Modèle non déformée. Cas φ (°) / c (kN / m ²) = 35/5	122
Figure. V.6	Mécanisme de rupture déduit de la représentation des déplacements totaux obtenues d'après PLAXIS 8.6: a) φ (°)/c(kN/m ²) = 30/10; b) φ (°)/c(kN/ m ²) = 40/0.	122
Figure. V.7	Bilan des mécanismes de rupture obtenus à partir des analyses effectuées par les logiciels PLAXIS 8.6 et GEOFEM	123
Figure. V.8	Mécanisme de rupture déduit de la représentation des déplacements totaux obtenues d'après le programme PLAXIS 8.6: φ (°)/c(kN/m ²) = 40/0 : a) ($\psi=0$) , b) ($\psi=\varphi$)	124
Figure. V.9	Mécanisme de rupture déduit de la représentation des déplacements totaux obtenues d'après PLAXIS 8.6: φ (°)/c(kN/m ²) = 35/5: a) ($\psi=0$) , b) ($\psi=\varphi$)	124

Annexe A

Programme de dimensionnement d'un écran de soutènement simplement ancré pour un sol cohérent

```

close all, clear all,
% Dimensionnement d'un écran de soutènement simplement ancré sol cohérent  $\varphi/C$ 
disp('Dimensionnement écran simplement butée sol phi/C')
% la hauteur h%
H=input('donnez la hauteur:H==>');
% l'angle de frottement phi%
phi=input('donnez l'angle de frottement phi:==>');
% la cohésion %
C=input('donner la valeur de la cohesion :==>');
% le poids volumique%
gama=input('donnez le poids volumique :==>');
% la surcharge%
q=input('donnez la valeur de la surcharge :==>');
% introduire l'angle alpha %
alphad=input('donnez inclinaison de mur /a la vertical: alphad :==>');
% introduire l'angle betta %
betad=input('donnez inclinaison de la surface /a horizontal: betta :==>');
phil=phi*3.14/180;
delta=2/3*phil
deltaP=-1/2*phil
beta=betad*3.14/180;
e=H/4
betaP=0
epsilond=20
epsilon=epsilond*3.14/180;
hu=H-e
%le coefficient des pressions des terres due au poids des terres
Kagama1=cos(phi1+alpha)^2;
Kagama2=sqrt(sin(phi1+delta)*sin(phi1-beta));
Kagama3=sqrt(cos(alpha-delta)*cos(alpha+beta));
Kagama4=cos(alpha)^2*(1+(Kagama2/Kagama3))^2;
Kagama=Kagama1/Kagama4
%le coefficient des pressions des terres actives due à la surcharge
Ka=Kagama*cos(alpha)*cos(beta)/cos(alpha+beta)
%le coefficient des pressions des terres actives due à la cohesion
Kac=(2*cos(phi1)*cos(beta)*cos(alpha-delta)*(1-tan(alpha)*tan(beta)))/(1+sin(phi1+delta-alpha-beta))
%le coefficient des pressions des terres passives due à la surcharge
Kpgama1=cos(phi1-alpha)^2;
Kpgama2=sqrt(sin(phi1-deltaP)*sin(phi1+betaP));
Kpgama3=sqrt(cos(alpha-deltaP)*cos(alpha+betaP));
Kpgama4=cos(alpha)^2*(1-(Kpgama2/Kpgama3))^2;
Kpgama=Kpgama1/Kpgama4
%le coefficient des pressions des terres passives due à la cohesion
Kpc=2*cos(phi1)*(1-(tan(alpha)*tan(betaP)))*cos(alpha-deltaP)/(1-sin(phi1-deltaP+alpha+betaP))
%la hauteur critique
sigmaA1=Ka*q-Kac*C
hc=(Kac*C-Ka*q)/(Kagama*gama)
pa=1/2*gama*Kagama*H+Ka*q-Kac*C

```

```

cigmaA2=gama*Kagama*H+Ka*q-Kac*C
cigmaP1=Kpc*C*1/2
a=(cigmaA2-cigmaP1)/(gama*(Kpgama*0.5-Kagama))
i1=- (e-hc)
i2=H-hc
cigmaAs=cigmaA2-cigmaP1
p1=-hc*cigmaA1*0.5
d1=e-1/3*hc
p2=cigmaAs*i2*0.5
d2=- (i2*2/3+i1)
p3=cigmaAs*a*0.5
d3=- (1/3*a+i1+i2)
a1=-gama*1/3*(Kpgama*0.5-Kagama)
a2=-1/2*gama*(Kpgama*0.5-Kagama)*(a+i1+i2)+2/3*((cigmaA2-cigmaP1)*0.5-
gama*a*0.5*(Kpgama*0.5-Kagama))
a3=(a+i1+i2)*((cigmaA2-cigmaP1)*0.5-a*gama*0.5*(Kpgama*0.5-Kagama))
a4=p1*d1+p2*d2+p3*d3
x=roots([a1 a2 a3 a4])
x1=x(3)
%la fiche
f=x1+a
B=(cigmaP1-cigmaA2+f*gama*(Kpgama*0.5-Kagama))*x1*0.5
Ah=p2+p3-B-p1
F3=cigmaA2*f
cigmaA3=Kagama*gama*f
F4=cigmaA3*f*0.5
F5=cigmaP1*f
cigmap2=Kpgama*0.5*gama*f
F6=cigmap2*f*0.5
TD=F3+F4-F5-F6
%TD+cigmaA2*Z-cigmaA2*Z*Z*0.5/i2=0
a11=-cigmaA2*0.5/i2
a22=cigmaA2
a33=TD
Z=roots([a11 a22 a33])
Z1=Z(2)
F22=cigmaA2*Z1*Z1*0.5/i2
F12=(cigmaA2-cigmaA2*Z1/i2)*Z1
% Le moment Max
MZ=-F12*0.5*Z1-F22*Z1*2/3-F3*(f*0.5+Z1)-
F4*(f*2/3+Z1)+F5*(f*0.5+Z1)+F6*(f*2/3+Z1)

```

Programme de dimensionnement d'un écran de soutènement simplement ancré pour un sol frottant

```

close all, clear all,
% Dimensionnement d'un écran de soutènement simplement ancré sol frottant 40/0
disp(' Dimensionnement écran simplement butée sol frottant')
%la hauteur h%
H=input('donnez la hauteur:H==>');
% l'angle de frottement phi%
phi=input('donnez l'angle de frottement phi:==>');
% la cohésion %
C=input('donner la valeur de la cohésion :==>');
% le poids volumique%
gama=input('donnez le poids volumique :==>');
% la surcharge%
q=input('donnez la valeur de la surcharge :==>');
% introduire l'angle betta %
betad=input('donnez linclinaison de la surface /a l'horizontal: betta :==>');
phil=phi*3.14/180;
delta=2/3*phil
deltaP=-1/2*phil
beta=betad*3.14/180;
e=H/4
betaP=0
epsilond=20
epsilon=epsilond*3.14/180;
hu=H-e
%le coefficient des pressions des terres actives due au poids des terres
Kagama1=cos(phil+alpha)^2;
Kagama2=sqrt(sin(phil+delta)*sin(phil-beta));
Kagama3=sqrt(cos(alpha-delta)*cos(alpha+beta));
Kagama4=cos(alpha)^2*(1+(Kagama2/Kagama3))^2;
Kagama=Kagama1/Kagama4
%le coefficient des pressions des terres actives due à la surcharge
Ka=Kagama*cos(alpha)*cos(beta)/cos(alpha+beta)
%le coefficient des pressions des terres actives due à la cohésion
Kac=(2*cos(phil)*cos(beta)*cos(alpha-delta)*(1-tan(alpha)*tan(beta)))/(1+sin(phil+delta-alpha-beta))
sigma1=Ka*q-Kac*C
%hc=(Kac*C-Ka*q)/(Kagama*gama)
pa=1/2*gama*Kagama*H+Ka*q-Kac*C
%le coefficient des pressions des terres passives due au poids des terres
Kpgama1=cos(phil-alpha)^2;
Kpgama2=sqrt(sin(phil-deltaP)*sin(phil+betaP));
Kpgama3=sqrt(cos(alpha-deltaP)*cos(alpha+betaP));
Kpgama4=cos(alpha)^2*(1-(Kpgama2/Kpgama3))^2;
Kpgama=Kpgama1/Kpgama4
%le coefficient des pressions des terres passives due à la cohésion
Kpc=2*cos(phil)*(1-(tan(alpha)*tan(betaP)))*cos(alpha-deltaP)/(1-sin(phil-deltaP+alpha+betaP))
sigmaA2=gama*Kagama*H+Ka*q-Kac*C
sigmaP1=Kpc*C*0.5
a1=-gama*1/3*(Kagama-Kpgama*0.5)
a2=1/2*(sigmaP1-sigmaA2-gama*(Kagama-Kpgama*0.5)*(H-e))

```

```
a3=- (cigmaA2-cigmaP1) * (H-e)
a4=-cigmaA2*H*1/2) * (H-e))+cigmaA2*H^2/6
f01=roots([a1 a2 a3 a4])
f1=f01(3)
Ah=cigmaA2*1/2*H+(cigmaA2-cigmaP1) *f1+1/2*gama* (Kagama-Kpgama*0.5) *f1^2
F3=cigmaA2*f1
cigmaA3=Kagama*gama*f1
F4=cigmaA3*f1*0.5
cigmap2=Kpgama*0.5*gama*f1
F5=cigmap2*f1*0.5
TD=F3+F4-F5
a11=-Kagama*gama*0.5
a22=cigmaA2
a33=TD
Z=roots([a11 a22 a33])
Z1=Z(2)
F22=Kagama*gama*Z1*Z1*0.5
F12=(cigmaA2--Kagama*gama*Z1) *Z1
%le moment Max
MZ=-F12*0.5*Z1-F22*Z1*2/3-F3*(f1*0.5+Z1) -F4*(f1*2/3+Z1) +F5*(f1*2/3+Z1)
```

Annexe B

