

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

## Mémoire de Magister



Présenté à l'Université de Guelma  
Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie civil et d'Hydraulique  
Option : Mécanique des sols

Par : MAGHMOULI AMEL

---

# DETERMINATION DES PRESSIONS DES TERRES SUR LES ECRANS PLANS DE SOUTÈNEMENT AVEC ET SANS ANCrages

---

Sous la Direction de : Prof. BELABED LAZHAR

### ✧ JURY ✧

|                                      |                        |           |
|--------------------------------------|------------------------|-----------|
| <b>Prof. GUENFOUD MOHAMED</b>        | Université de GUELMA   | Président |
| <b>Prof. BELABED LAZHAR</b>          | U Université de GUELMA | Encadreur |
| <b>Prof. MEKSAOUINE MOHAMED</b>      | Université de ANNABA   | Examineur |
| <b>Prof. NOUAOURIA MOHAMED SALEH</b> | Université de GUELMA   | Examineur |
| <b>Dr. MIMOUNI ABDELGHANI</b>        | Ecole des mines        | Invité    |

---

## *Dédicace*

---

*« Je dédie ce modeste travail :*

*À toute la famille, mon père et ma mère, mes frères et sœurs,*

*À tous les amis proches et*

*À toute personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.»*

*Notamment à mon mari*

***Kamel** pour son soutien et son aide*

*Et ma fille **Ranim-Khadidja**.*

---

---

## *Remerciement*

---

*« Je remercie en premier Dieu pour tout.*

*Je remercie en second, Monsieur BELABED LAZHAR, mon  
Directeur de mémoire, maitre de conférence à l'université de  
Guelma d'avoir accepté de m'encadrer, et d'avoir me donné une autre  
chance pour achever ce travail.*

*Je remercie également le président et le membre de jury d'avoir  
accepter d'examiner mon travail.»*

---

## **R**ésumé :

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement consiste à la détermination des pressions des terres qu'ils soutiennent. Lorsque l'ouvrage subit des déplacements, des forces de poussée (déplacement vers l'extérieur du massif) ou de butée (déplacement vers l'intérieur du massif) mobilisées peuvent être calculées à l'aide de la théorie classique qui ne tient pas compte de la rigidité de l'écran, qui a une influence considérable dans la répartition des contraintes.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier les écrans de soutènement. Dans ce but on a fait une synthèse de toutes les méthodes de calculs des écrans de soutènement. En particulier ceux basés sur les méthodes classiques.

La recherche comporte trois parties:

- Une recherche bibliographique sur certain nombre de notion de base sur les pressions des terres, leur distribution et nous allons présenter ensuite les différents paramètres qui influencent sur cette distribution, et les différentes méthodes de calcul de ces pressions des terres
- Une analyse de la méthode classique de calcul d'écrans de soutènement autostables et ancrés est utilisée pour interpréter les résultats d'une étude paramétrique du dimensionnement d'un écran de soutènement.
- Un autre calcul des pressions des terres à l'état élasto-plastique a été fait au moyen du logiciel Geo5 cela dans le but de l'évaluer et le comparer avec la méthode classique. Les différentes conclusions sont présentées en derniers pour clôturer ce mémoire.

## **M**ots clés:

Ouvrages de soutènement, pressions des terres, méthode classique, étude paramétrique, contraintes, Geo5.

**A**bstract:

The dimensioning of the retaining structures is the determination of the earth pressures which they support. When the structure undergoes displacements, active force (displacement towards the outside of the solid mass) or passive force (displacement towards the interior of the solid mass) mobilized can be calculated using the classical theory which does not take account of the wall rigidity, which has a considerable influence in the distribution of the constraints.

The main objective of this work is to study the retaining walls. In order to achieve this we have made a synthesis of all the methods of retaining walls calculation. In particular those based on the traditional methods.

The Research includes three main parts:

- A bibliographic research on certain number of basic concept on the earth pressures, and their distribution, we will then present the different parameters which influence on this distribution, and the different methods of calculation of these earth pressures.
- The traditional method analysis of the self-stabilizing calculation and anchored retaining walls is used to interpret the results of a parametric study of the retaining wall dimensioning.
- Another calculation of the earth pressures in an elastoplastic condition was calculated by the software Geo5 to evaluate it and compare it with the traditional method. The different conclusions are lastly presented to enclose this study.

**Words keys:**

Retaining structures, earth pressures, traditional method, parametric study, constraints, Geo5.

## المخلص

إن حساب أبعاد منشآت الإسناد يسمح بتحديد ضغط التربة الذي يدعمها، عندما تخضع المنشأة إلى حركة، فإن الضغط السلبي (حركة عكس التربة) أو الضغط الإيجابي (حركة في اتجاه التربة) يمكن حسابها عن طريق النظرية الكلاسيكية التي تتجاهل صلابة الحائط، والتي لها تأثير معتبر في توزيع الإجهادات.

الهدف الأساسي من ه ذا العمل وهو دراسة حائط الإسناد، في هذا الصدد قمنا بتلخيص جميع طرق حساب حوائط الإسناد، وخاصة التي تدور حول الطرق الكلاسيكية.

إن هذا البحث يحتوي على ثلاثة أجزاء:

- بحث وثائقي يدور حول بعض المفاهيم الأساسية المتعلقة بضغط التربة وتوزعها بحيث سنعرض لاحقاً مختلف العوامل التي تؤثر في هذا التوزيع، كذلك سنعرض مختلف طرق حساب ضغوط التربة.
- تحليل الطريقة الكلاسيكية لحساب حوائط الإسناد المستقرة ذاتياً والمثبتة المستعمل من أجل شرح نتائج الدراسة لحساب أبعاد حائط الإسناد.
- حساب آخر لضغوط التربة في الحالة الإستو-بلاستيك قد أنجز على مستوى برنامج Geo5 من أجل تقييمه ومقارنته مع طريقة الحساب الكلاسيكية.

### كلمات-المفتاح :

منشآت الإسناد، ضغوط التربة، الطريقة الكلاسيكية، إجهادات.

# Sommaire

|  | <b>Page</b> |
|--|-------------|
| Remerciement.....  | i           |
| Dédicace.....  | ii          |
| Résumé.....  | iii         |
| Abstract.....  | iv          |
| ملخص.....  | v           |
| Sommaire.....  | vi          |
| <b>Chapitre 1: Synthèse bibliographique sur les pressions des terres</b>                                 |             |
| 1.1 Introduction.....  | 1           |
| 1.2 Les écrans plans de soutènement.....   | 2           |
| 1.2.1 Les parois moulées dans le sol.....  | 2           |
| 1.2.1.1 Généralités.....   | 2           |
| 1.2.1.2 phases de construction.....  | 2           |
| 1.2.2 Les palplanches métalliques.....   | 4           |
| 1.2.2. 1 Généralités.....  | 4           |
| 1.2.2. 1 Technologie.....  | 4           |
| 1.2.2. 1 Emploi de palplanche.....   | 5           |
| 1.2.3 Notion sur les ancrages.....   | 5           |
| 1.2.3.1 Les composants d'ancrages.....   | 5           |
| 1.2.3.2 Classification des ancrages.....   | 6           |
| 1.2.3.3 La mise en œuvre.....  | 7           |
| 1.2.3.4 Les essais de tirants.....   | 8           |
| 1.2.3.5 La protection contre la corrosion.....   | 9           |
| 1.3 les pressions des terres.....  | 10          |
| 1.3.1 Notions de poussé et de butée des terres.....  | 10          |
| 1.3.2 Signification physique des états de poussée et de butée.....                                       | 11          |
| 1.3.3 Méthodes de calcul de la poussée et de la butée sur un écran.....                                  | 13          |
| 1.3.3.1 La méthode globale.....  | 13          |
| 1.3.3.2 Méthodes basées sur la théorie de l'équilibre limite de plasticité.....                          | 14          |
| 1.3.3.3 Méthodes basées sur la théorie de l'analyse limite.....  | 15          |
| 1.3.3.4 Autre méthodes.....  | 15          |
| 1.3.4 Rappel des différentes méthodes.....   | 15          |
| 1.3.4.1 Méthode de coin de glissement ou méthode de COULOMB (1773).....                                  | 15          |
| 1.3.4.2 Equilibre de Rankine.....  | 17          |
| 1.3.4.3 Equilibre limite de Boussinesq-Caquot-Kerisel (1882).....  | 19          |
| 1.3.4.5 Conventions des signes.....  | 20          |
| 1.3.4.6 Théorèmes des états correspondants.....  | 21          |
| 1.3.5 Déformations associées aux états de poussée et de butée.....                                       | 22          |
| 1.3.6 la répartition des pressions des terres sur un écran plan de soutènement.....                      | 22          |
| 1.3.7 Influence du type de déplacement ou déformation de l'écran Sur la répartition des contraintes..... | 23          |
| 1.4 Conclusion.....  | 24          |

## **Chapitre 2: Principales méthodes du calcul des écrans plans de soutènement**

|  |    |
|--|----|
| 2.1 Introduction.....  | 26 |
| 2.2 La méthode classique.....                                | 27 |
| 2.2.1 Écrans non ancrés (autostables) .....                  | 27 |
| 2.2.2 Ecrans ancrés .....                                    | 30 |
| 2.2.2.1 Ecrans ancrés simplement butés en pied.....          | 30 |
| 2.2.2.2 Murs ancrés encastrés en pied .....                  | 31 |
| 2.3 Critique des méthodes classiques (conclusion).....       | 33 |
| 2.4 Méthodes empiriques .....                                | 33 |
| 2.4.1 Méthode de Tschebotariouff .....                       | 34 |
| 2.4.2 Méthode de Rowe.....                                   | 35 |
| 2.4.3 Méthode empirique de calcul des fouilles blindées..... | 36 |
| 2.4.3.1 L'école allemande.....                               | 36 |
| 2.4.3.2 L'école américaine.....                              | 39 |
| 2.5 Limite des méthodes semi-empiriques .....                | 40 |
| 2.6 Méthode de coefficient de réaction.....                  | 40 |
| 2.7 Méthode des éléments finis.....                          | 43 |

## **Chapitre 3: Calcul classique des écrans plans de soutènement**

|  |    |
|--|----|
| 3.1 Introduction.....  | 45 |
| 3.2 Les contraintes horizontales s'exerçant sur l'écran..... | 45 |
| 3.3 Caractéristique de l'ouvrage.....                        | 47 |
| 3.4 L'étude paramétrique de l'écran plan de soutènement..... | 47 |
| 3.4.1 Ecran autostable.....                                  | 47 |
| 3.4.2 Ecrans ancrés.....                                     | 51 |
| 3.5 Conclusion.....  | 53 |

## **Chapitre 4: La loi de comportement des sols**

|  |    |
|--|----|
| 4.1 Introduction .....   | 54 |
| 4.2 Quelques notions fondamentales dans la mécanique de milieu continu ..... | 54 |
| 4.3 Model de comportement .....  | 54 |
| 4.3.1 Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke).....           | 54 |
| 4.3.2 Comportement élastoplastique.....                                      | 55 |
| 4.3.2.1 Notions de bases fondamentales .....                                 | 56 |
| 4.3.2.1.1 Notions de surface de charge.....                                  | 56 |
| 4.3.2.1.2 Notion d'érouissage .....  | 57 |
| 4.3.2.1.3 Notion de loi d'écoulement.....                                    | 58 |
| 4.3.2.2 Critère de Plasticité.....   | 59 |

## **Chapitre 5: Modélisation numérique par Geo5**

|  |    |
|--|----|
| 5.1 Introduction.....  | 64 |
| 5.2 Description de code Geo5.....  | 64 |
| 5.3 Présentation de model de calcul .....  | 65 |
| 5.4 Comparaison entre les deux méthodes de calcul.....   | 68 |
| 5.5 Influence du nombre d'ancrage sur la distribution des pressions des terres et les déplacements de l'écran..... | 69 |
| 5.6 Conclusion.....  | 70 |

## **Chapitre 6: Conclusions et perspectives**

|                                   |    |
|-----------------------------------|----|
| Listes des symboles utilisés..... | 73 |
| Bibliographie.....                | 75 |
| Listes des tableaux.....          | 77 |
| Listes des figures.....           | 78 |



# Chapitre 1

---

Synthèse bibliographique  
sur les pressions des terres

---

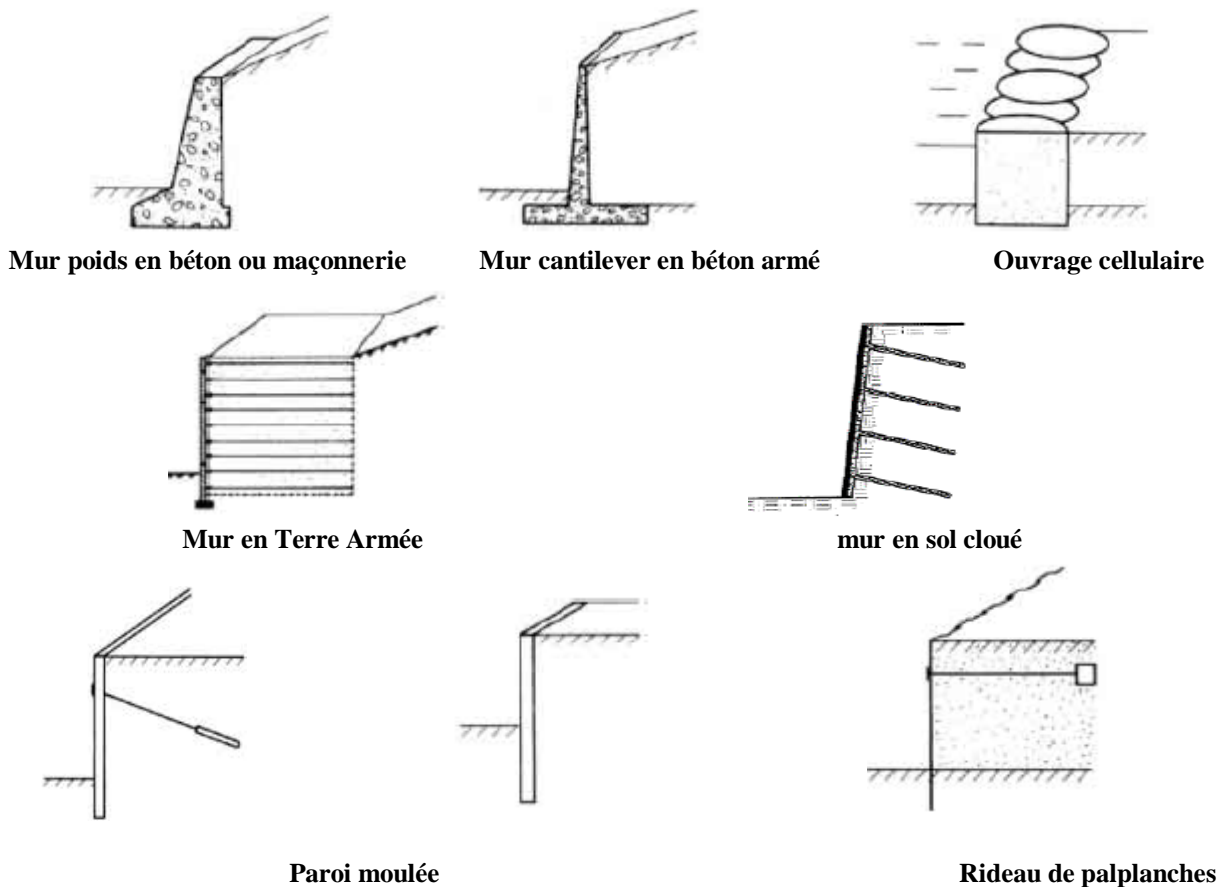
## 1.1 Introduction

Lorsque les massifs de terres, dans des conditions géométriques données, ne peuvent présenter une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement, ils doivent être retenus par des ouvrages dits ouvrages de soutènements. Ces constructions reprennent les efforts des poussées dues à l'action des terrains se situant en arrière d'eux [5].

Les soutènements peuvent être classés en trois grandes catégories selon leurs formes géométriques et leurs matériaux de constructions (Fig1.1):

- Murs de soutènements classiques: Murs poids en maçonnerie ou en béton, murs en béton armé avec semelle, murs en contreforts, murs cellulaires, murs caissons, gabions, etc. Leur stabilité est assurée par le poids de l'ouvrage.
- Massif en terres renforcés : ils s'agissent essentiellement de terres armées, murs en sol cloué, murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles, etc.
- Ecrans plans de soutènement: rideaux de palplanche, paroi en béton moulé dans le sol, parois berlinoises, blindages de fouilles, etc.

Ces derniers descendant généralement sous le niveau de fond de fouille de manière à mobiliser la butée des terres. Leur stabilité est assurée grâce à cette butée et/ou un système d'ancrages composé de tirants ou de butons.



*Fig.1.1 Les différentes techniques de soutènement [15].*

## 1.2 Les écrans plans de soutènement

### 1.2.1 Les parois moulées dans le sol

Cette technique, issue de celle des pieux forés, est récente. Sa première réalisation en France date de 1961. La multiplication des constructions à sous-sols multiples en milieu urbain explique son développement rapide et sa généralisation [18].

#### 1.2.1.1 Généralités

La paroi moulée en béton armé consiste en un voile coulé dans les terres, comme une sorte de pieu continu, ceinturant l'emprise des sous-sols futurs (parking souterrain à plusieurs niveaux)

Le terrassement se fait ensuite à l'intérieur de l'enceinte ainsi délimitée, pratiquement sans interruption, sauf le temps d'exécuter des tirants d'ancrage à différents niveaux. Aucun étaieement n'encombre le volume de l'excavation pendant les travaux (à part des butons dans les angles).

La paroi moulée permet la réalisation, en site construit dans la nappe phréatique, de terrassement profond et étendu. Des profondeurs de plus de 20 m sont de pratique courante. Le procédé n'est en principe rentable qu'à partir de deux niveaux de sous-sol. La paroi moulée sert :

- de fondation : lorsqu'elle est descendue jusqu'aux couches porteuses profondes ;
- de soutènement : en maintenant les terres et les surcharges sur la périphérie ;
- de paroi étanche : en protégeant de l'eau extérieure le volume enclos ; sa base est ancrée dans les couches imperméables assez profondément pour isoler de la nappe la plate-forme inférieure du terrassement. Suivant les cas elle assure partie ou totalité de ces trois fonctions.

#### 1.2.1.2 phases de construction

##### Phase1. Forage de la paroi

Après nivellement d'une plate-forme générale (habituellement située au-dessus du niveau des fondations superficielles des constructions existantes contiguës) et implantation du contour de la paroi, on exécute à l'emplacement de celle-ci une tranchée guide, la pré-saignée : profonde d'environ 1 m, elle est légèrement plus large que la paroi future. Les épaisseurs courantes de paroi vont de 0,50 m à 1 m, exceptionnellement plus. Les parois de la pré-saignée sont en béton armé de 10 à 20 cm d'épaisseur [19].

Le forage se fait à la benne à partir de la pré-saignée, par tronçons ou panneaux de 4 à 6 m de longueur moyenne. L'excavation est maintenue en permanence remplie de boue de bentonite, destinée à soutenir les parois de terre qui, sans elle, s'ébouleraient sous les poussées du terrain encaissant, de l'eau et de la surcharge due aux fondations existantes voisines.

Il est parfois employé à la place de la benne excavatrice un outil de perforation qui aspire les débris de forage avec la boue.

##### Phase2. Bétonnage et ferrailage

Le forage terminé, les armatures en acier à béton, préparées à l'avance sous forme de cages de la dimension du panneau, sont mises en place.

Le bétonnage est fait par panneau, au tube plongeur (un ou deux pour un panneau). Celui-ci est descendu au fond et le béton est coulé par le bas : les impuretés et la boue mélangées forment une croûte, le cake, qui remonte à mesure du bétonnage et est éliminée au sommet de la paroi. La contrainte admissible du béton armé est limitée à 60 bars, avec un dosage de

ciment de 350 à 450 kg par m<sup>3</sup>. Le bétonnage est réalisé, en général, par panneaux alternés, de façon à couler un panneau entre deux panneaux déjà en place. Ceci afin d'assurer une liaison efficace au niveau des reprises, en laissant une empreinte en creux aux extrémités des premiers panneaux à l'aide de profilés spéciaux ou tube joints, placés provisoirement au moment du bétonnage.

### Phase3. Terrassement de l'excavation - Tirants d'ancrage et butons

Lorsque la paroi est entièrement terminée, le terrassement en grand se fait à l'intérieur de l'enceinte suivant le processus schématisé sur la figure.1.2. À la fin de la première phase la paroi de béton armé forme mur de soutènement sur la hauteur du premier sous-sol futur. Des tirants d'ancrage dans le terrain extérieur sont alors mis en place, à raison d'un ou deux par panneau. Un trou est foré jusqu'à une couche permettant l'ancrage ; le tirant est introduit dans le forage et scellé par un coulis de ciment. Puis la deuxième phase du terrassement est exécutée, et ainsi de suite.

Les angles de la paroi saillants vers les terres sont généralement maintenus par des butons horizontaux en tubes d'acier, plutôt que par des tirants. Le pied de la paroi est buté dans le sol par sa fiche, ou longueur d'ancrage, sous le fond du terrassement.



*Fig1.2 Phases de construction d'une paroi moulée ancrée [9].*

## 1.2.2 Les palplanches métalliques

### 1.2.2.1 Généralités

Les rideaux de palplanches sont surtout employés en travaux publics pour réaliser rapidement, sans terrassement préalable, des ouvrages de soutènement importants, provisoires ou définitifs. Ils sont particulièrement adaptés aux travaux en site noyé.

Plus déformables que les parois montées en béton armé, les palplanches s'utilisent moins en ouvrages de très grande hauteur.

Parmi les divers profils existants les plus forts sont parfois utilisés aussi comme voiles porteurs, par exemple pour former des culées de ponts [22].

### 1.2.2.2 Technologie

Les palplanches sont des profilés en acier, fabriqués à partir de fer plats de 0,5 à 2 cm d'épaisseur, auxquels on a donné une forme nervurée leur assurant une rigidité suffisante pour pouvoir être enfoncés dans le sol et résister à la flexion (Fig.1.3). Les bords sont moulurés en forme de crochet, ce qui permet d'agrafer les palplanches les unes aux autres pour former un rideau de soutènement vertical continu et étanche [11].

Leur largeur varie de 36 à 50 cm. La hauteur  $h$  du profil va jusqu'à 22 cm : un voile de palplanches agrafées peut donc avoir jusqu'à 44 cm d'épaisseur. La longueur standard fournie par les laminoirs est de 12 ou 14 m. Éventuellement de plus grandes longueurs peuvent être obtenues en soudant les palplanches bout à bout (entures).



*Fig1.3 Palplanches empilées avant battage [9].*

Les palplanches sont enfoncées, une par une ou deux par deux, assez profondément (fiche) pour que la butée du terrain sur le pied du rideau assure la stabilité de celui-ci sous la poussée des terres ou de la nappe d'eau à soutenir. La fiche peut atteindre la hauteur du rideau visible.

Les palplanches sont enfoncées par battage au mouton, le haut des profilés étant protégé par un casque de battage. Un sol trop résistant sur lequel les palplanches se tordront est impropre à l'emploi du procédé. Les ébranlements et le bruit dus au battage font que les palplanches sont peu utilisées en site urbain. Le lançage et le mouton-vibreux sont parfois associés au battage.

La longueur de la fiche peut être réduite en utilisant des tirants d'ancrage. Ces tirants, fixés près de la tête du rideau par des liernes, sont très souvent de simples barres d'acier terminées par des plaques d'ancrage en béton armé, enterrées à une certaine distance du rideau (hors du prisme délimité par l'angle  $\varphi$ ). On utilise aussi des tirants forés et ancrés comme ceux des parois moulées.

Les palplanches peuvent être arrachées et réemployées. Le métal est traité contre la corrosion.

### 1.2.2.3 Emploi des palplanches

On distingue deux sortes de profils :



les palplanches à profil nervuré, dites palplanches à inertie, destinées à supporter principalement des efforts de flexion, perpendiculaires au plan du rideau ;  
 - les palplanches plates, à agrafage renforcé, destinées à supporter des efforts de traction horizontalement dans le plan du rideau [8].

#### ➤ **Emploi des palplanches à inertie**

- Murs de soutènement  
 - murs de quai portuaires ou fluviaux  
 - rideaux parallèles, constitués d'un remplissage de remblai entre deux rideaux de palplanches.  
 - batardeaux : ce sont des enceintes, en général rectangulaires, battues soit dans des sols noyés, soit dans l'eau. Une fois vidé de l'eau et de la terre qu'il contenait, le batardeau sert à travailler à sec à l'intérieur ; par exemple pour construire la fondation d'une pile de pont au milieu d'un cours d'eau. Les parois sont étayées sur la hauteur avec des liernes et des butons. Elles peuvent servir de coffrage pour l'ouvrage à construire. Elles peuvent être arrachées ou laissées en place après achèvement des travaux.

#### ➤ **Emploi des palplanches plates**

Elles s'emploient dans des ouvrages massifs, là où un simple rideau serait trop faible ou la fiche insuffisante (sol mauvais ou sol trop dur).

Ce sont les gabions, ouvrages cylindriques, ou semi-cylindriques cloisonnés, disposés en file pour former un soutènement continu. Le diamètre d'un gabion dépasse couramment la dizaine de mètres.

Le gabion est rempli de remblai. Celui-ci poussant radialement de manière uniforme sur le périmètre de la paroi, celle-ci est sollicitée en traction : d'où l'emploi de palplanches plates. Cette traction peut atteindre 300 à 400 tonnes au mètre linéaire.

Étant donné le sens de l'effort, les palplanches des gabions n'ont pas besoin d'une fiche importante.

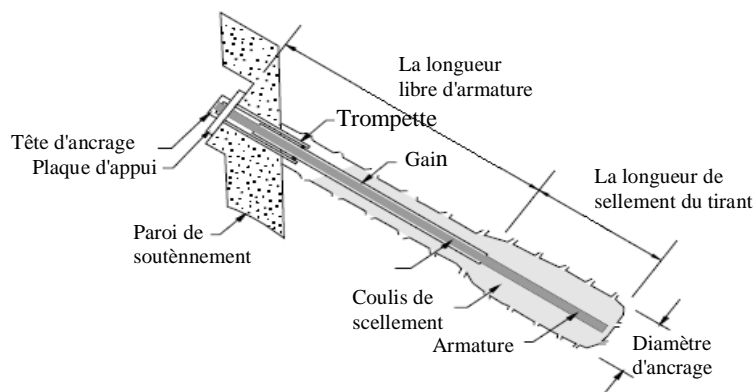
### 1.2.3 Notion sur les ancrages

#### 1.2.3.1 Les composants d'ancrages

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistante.

Il est composé :

1. D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'une plaque d'appui.
2. D'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.
3. D'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement (Fig.1.4).



**Fig1.4** Composants d'un tirant d'ancrage [9].

La capacité d'un tirant peut varier de quelques tonnes à plus de 1 500 tonnes. La gamme courante va de 20 à 200 tonnes. [4]

Les longueurs totales dépendent des caractéristiques des projets et vont de 10 à plus de 60 mètres. Les longueurs moyennes sont de 15 à 25 mètres.

Les armatures utilisées sont généralement identiques ou analogues à celles utilisées pour la précontrainte d'ouvrages d'art.

### 1.2.3.2 Classification des ancrages

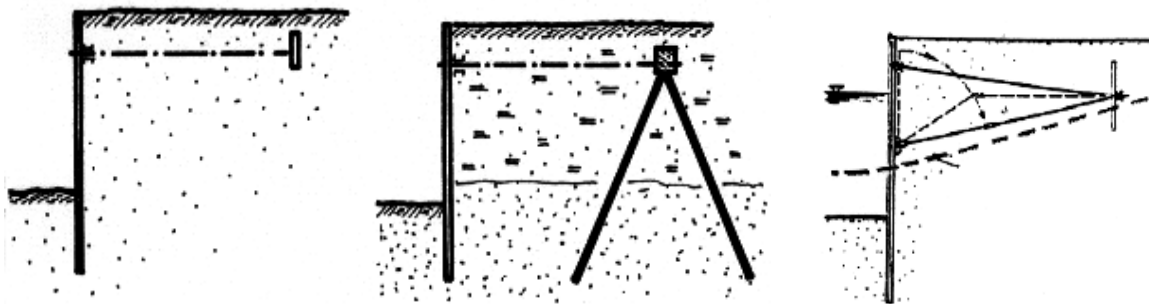
#### ➤ Selon leur fonction :

✓ **Passif** : il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui le sollicitent. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre, est placé généralement horizontalement et attaché en arrière à une plaque d'ancrage (Fig.1.5a) [9].

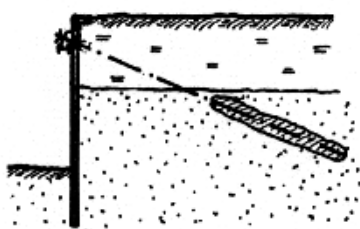
✓ **Actif** : il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations. Le tirant est mis en place avec une légère inclinaison par rapport à l'horizontale dans un avant trou et son scellement dans le sol est obtenu par injection de suspension de mortier sur une longueur en arrière limitée (Fig.1.5b).

Il est généralement constituée de câble de précontrainte et mis en tension au moment de son fixation sur le mur. Il impose une force déterminée à l'avance par essais d'arrachement ou par le calcul statique.

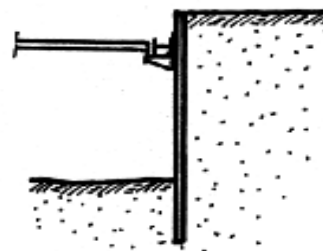
✓ **Buton** : est un ancrage extérieur entre deux parois (Fig.1.5c).



*a- Ancrage à tirant passif*



*b- Ancrage à tirant actif*



*c- Les Butons*

*Fig.1.5 les différents types d'ancrages [9]*

Les ancrages sont liés par une membrure a fin de solidariser les murs ou les poteaux entre eux pour augmenter la rigidité du mur. Cette membrure se calculé comme une poutre continue reposant sur appuis équidistants supportant une charge uniforme [6].

➤ **Selon la durée d'utilisation**

✓ **Les Ancrages temporaires**

Les ancrages temporaires servent à la sécurité des "travaux de constructions" pour une durée "maximum" de deux ans, "leur emploi est rapide" et "ils" sont particulièrement économiques. Les ancrages à torons se caractérisent essentiellement par leur grande flexibilité "qui permette une facilité d'introduction" même dans un espace très restreint. L'ancrage dans toutes ses formes correspond aux normes DIN 4125 (Allemagne) et de plus, les tirants à torons sont pourvus de certificats "délivrés par des" laboratoires autorisés [4].

✓ **Les Ancrages permanents**

Les ancrages permanents sont des ancrages à injection "prévus" pour une utilisation continue (supérieure à deux ans) et font donc partie d'un ouvrage permanent. Les différents ancrages permanents se distinguent par leur portée et le type de construction. L'utilisation optimale au niveau technique et économique des trois types dépend des conditions énoncées [5].

### 1.2.3.3 La mise en œuvre

La mise en oeuvre d'un tirant se déroule en plusieurs phases :

**Phase1. Le forage du trou:** diamètre compris entre 100 et 200 mm, toutes inclinaisons envisageables, au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain, la foreuse va exécuter un forage de 5 m de longueur pour placer le tirant avec un taillant spécifique qui existe pour chaque terrain [22].

**Phase2. Après nettoyage du forage:** substitution du fluide de forage par un produit de scellement, généralement un coulis de ciment fortement dosé.

**Phase3. Mise en place de l'armature (barre, torons...):** La mise en place se fait avec une grue, un dérouleur, voire à bras d'hommes.

**Phase4. L'accrochage du tirant au sol:** après prise, le scellement peut être injecté sous pression avec un coulis de ciment. Divers systèmes coexistent pour conduire cette injection en fonction du terrain et de l'entreprise. Le procédé le plus courant est celui utilisant un tube à manchettes.

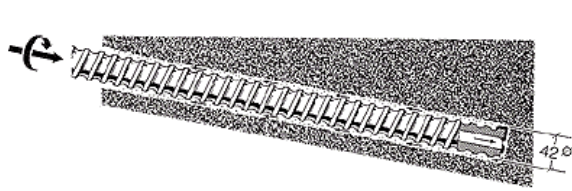
**Phase5. Mise en tension du tirant:** après un délai de 1 à 7 jours suivant le type de terrain et le produit de scellement utilisé, mise en précontrainte avec un vérin et cachetage de la tête d'ancrage par un capot.

Pour divers types de tirants (ancrages à plaques, à vis, etc.), certaines des opérations ci-dessus n'existent pas ou sont groupées.

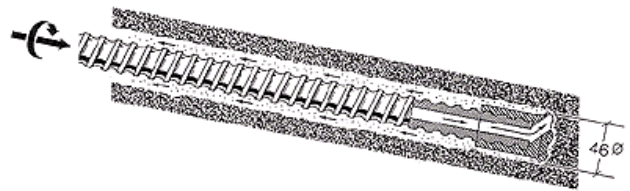
L'ordre chronologique de certaines opérations peut être inversé.

Le choix du taillant dépend des caractéristiques du terrain ainsi que de l'inclinaison et de la longueur des ancrages à réaliser (Fig.1.6) [22]

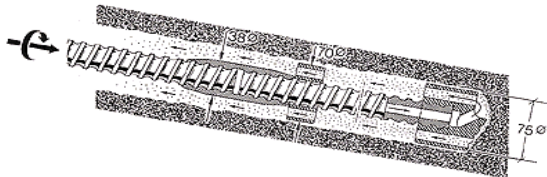




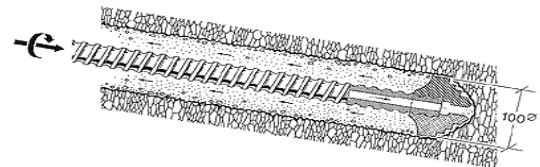
**Barre TITAN, à 3 arêtes blindées, soudées, pour forages courts dans le rocher, pas de couplage possible**



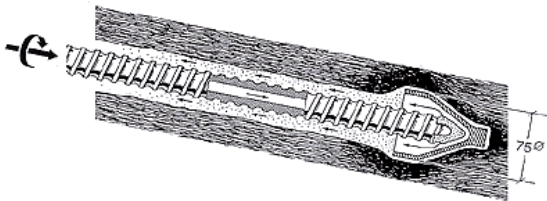
**Taillant à pointes, vissable, pour le rocher, revêtement mini. De ciment 10 m**



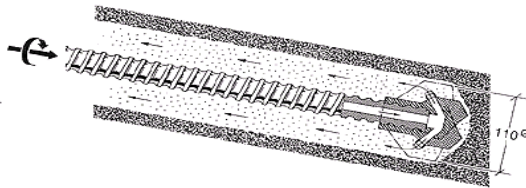
**Taillant couronne, vissable, pour sol et remblais, revêtement mini. De ciment 20 mm**  
**Couplage**  
avec manchon et centreur pas de couplage



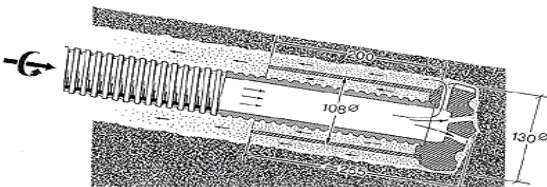
**Trilame, vissable, pour sols cohérents, p.ex. dans les marnes**



**Pointe de sonnette, vissable, pour sols légers et compressibles, pour sols cohérents à haut niveau d'eau.**



**Taillant pour mono-jet clouté à 200 bars, vissable, avec 2 buses de 2,3 mm, dans la craie et l'argile**



**Taillant en croix, soudé, avec jupe, pour forage en rotation et rotopercussion**

*Fig.1.6 Différents types de taillant [22]*

#### 1.2.3.4 Les essais de tirants

La norme suisse SIA V191 relative aux tirants d'ancrages précontraints préconise la réalisation de tirants d'essais préalablement aux travaux afin de fournir les éléments nécessaires au dimensionnement des tirants d'ancrage de l'ouvrage en fonction des conditions

géologiques, et notamment la résistance ultime  $R_a$  atteignable, et la longueur de scellement. Ces essais permettent de plus de vérifier les hypothèses de calcul du projet [14].

De plus, tout tirant d'ancrage fait l'objet d'un essai simple de traction avant sa mise en tension définitive, afin de contrôler sa capacité réelle. Enfin, certains des tirants d'ancrage subissent un essai poussé de traction, comportant 3 paliers de charge et décharge. La force d'épreuve  $P_p$  de ces essais doit être d'au moins 25 % supérieure à la force de blocage  $P_o$ .

### 1.2.3.5 La protection contre la corrosion

La protection contre la corrosion des tirants d'ancrage est destinée à assurer leur intégrité tout au long de leur durée de vie [4].

Plusieurs cas sont distingués suivant les utilisations :

- Protection poussée contre la corrosion pour des tirants d'ancrage définitifs (durée d'utilisation de plus de 2 ans), ou pour des tirants d'ancrage provisoires en milieu agressif.
- Protection limitée contre la corrosion pour des tirants d'ancrage provisoires (durée d'utilisation de moins de 2 ans)
- Pas de protection spéciale pour des tirants d'ancrage dont la durée d'utilisation est inférieure à 6 mois et dont la défaillance est sans préjudice pour la sécurité publique.

Dans le premier cas, l'armature doit être enrobée sur toute sa longueur d'une gaine isolante. Sur la longueur de scellement, cette gaine est remplie de coulis de ciment. La longueur libre est doublée de gaines individuelles sur chaque toron.

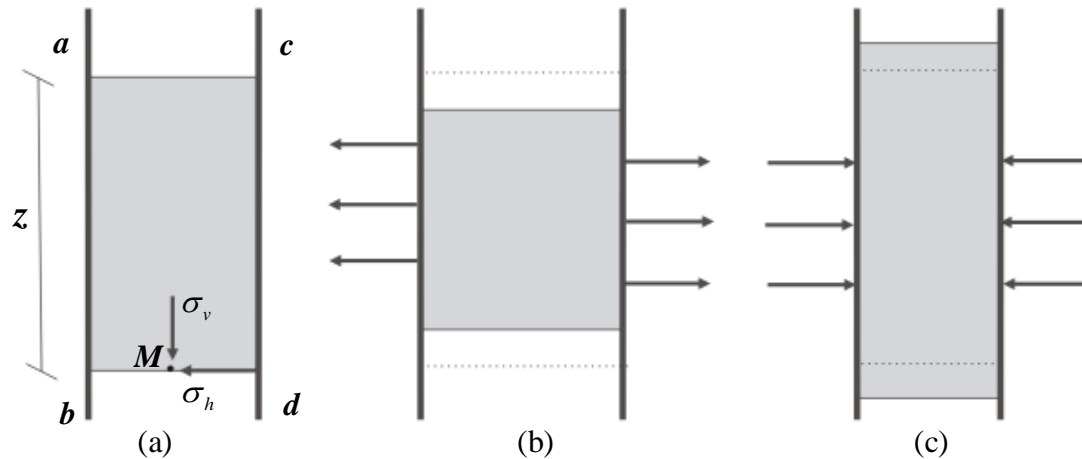
De plus, on doit prévoir une isolation entre la tête du tirant d'ancrage et la structure porteuse : la tête est soit coulée dans le béton, soit protégée par un capot démontable isolant insensible à la corrosion. L'isolation est contrôlée par mesure de la résistance électrique sur chaque tirant avant et après les phases d'injection et de mise en tension.

Dans le cas de tirants d'ancrage provisoires, la protection limitée contre la corrosion impose un enrobage des armatures de 20 mm minimum grâce à des écarteurs répartis sur la longueur de scellement. La longueur libre est graissée et recouverte d'une gaine. La zone de la tête est protégée par une peinture isolante hydrofuge.

### 1.3 Les pressions des terres

#### 1.3.1 Notions de poussé et de butée des terres

Soit un massif limité par une surface libre plane horizontale non chargée.



**Fig.1.7** Etat de contrainte au sein d'un massif [9].

Considérons le point M (Fig1.7a), étant situé à la profondeur z, la contrainte Verticale  $\sigma_v$  est égale à :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \tag{1.1}$$

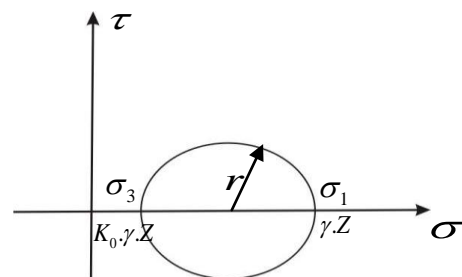
Avec :

( $\gamma$  : poids volumique de massif).

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_0 \tag{1.2}$$

s'il n'y a pas de déplacement latérale, puisque le massif à l'origine est au repos (Fig1.7.a).  $K_0$ : étant le coefficient des pressions des terres au repos: il dépend de la nature de sol, de son histoire et de la profondeur considéré.

L'état de contrainte en M est représenté par le cercle de Mohr de diamètre r (Fig.1.8).



**Fig.1.8** Etat de contrainte Représentation du cercle de Mohr[9]

$$D = \sigma_v - \sigma_h = \sigma_1 - \sigma_3 \tag{1.3}$$

Il existe plusieurs formules pour la détermination de  $K_0$ .

$$\text{Formule de Jacky pour les sables : } K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (1.4)$$

$$\text{Pour les sables et gravier. } K_0 = \frac{1 - \sin \varphi'}{\cos \varphi'} \quad (1.5)$$

$$\text{Matériaux élastiques: } K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (1.6)$$

$$K_0 = 1 \quad \sigma_h = \sigma_v \quad (\text{État de contrainte hydrostatique}) \quad (1.7)$$

❖ L'essai triaxial normalement consolidé NC (OCR=1)

$$\text{Pour les argiles: } 0.55 \leq K_0 \leq 0.65 \quad (1.8)$$

$$\text{Pour les sable: } 0.4 \leq K_0 \leq 0.5 \quad (1.9)$$

### 1° cas: le massif se délatte suivant la direction horizontale

Dans le 1<sup>er</sup> cas on suppose deux verticales virtuelles ab et cd s'éloignent l'une de l'autre (Fig.1.7b), la contrainte horizontale  $\sigma_h$  va diminuer à partir de la valeur au repos  $K_0 \cdot \gamma \cdot z$ . De ce fait le cercle de Mohr représentatif de état des contraintes va changer de diamètre (Fig.1.10). Pour une valeur de la dilatation, la contrainte horizontale va atteindre une valeur telle que le cercle de Mohr va devenir tangent à la droite  $\tau = \sigma \cdot \tan \varphi$ . On atteint l'équilibre limite et il y a rupture au point M suivant les facettes représentées par les points T et T' (cercle C1). Par définition on appellera état actif ou équilibre limite de poussée cet état de rupture et, ceci est valable à toute profondeur z et quelque soit la position de M. Les cercles de Mohr représentatifs des états de contraintes sont tous tangents aux courbes intrinsèques, la relation entre les contraintes principales est alors:

$$\sigma_{ha} / \sigma_{va} = K_{a\gamma} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (K_{a\gamma} : \text{Coefficient de poussée}). \quad (1.10)$$

### 2° cas: le massif se comprime suivant la direction horizontale

Dans ce cas, les verticales ab et cd se rapprochent pour une certaine compression (Fig.1.7c). On atteindra un nouvel état d'équilibre limite (cercle C2 sur la figure.1.10). Par définition on appellera état passif ou équilibre limite de butée ce nouvel état, la relation entre les contraintes principales est alors:

$$\sigma_{hp} / \sigma_{vp} = K_{p\gamma} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (K_{p\gamma} : \text{Étant un coefficient de butée}) \quad (1.11)$$

### 1.3.2 Signification physique des états de poussée et de butée

Soit un massif soutenu par un mur rigide. Etudions, en fonction du déplacement imposé à cet écran, la variation de l'effort qu'exerce le terrain sur le mur (va maintenant montrer comment la considération des déplacements permet de préciser le type d'équilibre), Trois états différents sont considérés:

#### a) le mur ne se déplace pas

si le mur ne se déplace pas: l'action du massif sur le mur est  $\sigma_{h0}$  : c'est-à-dire l'action des terres aux repos.

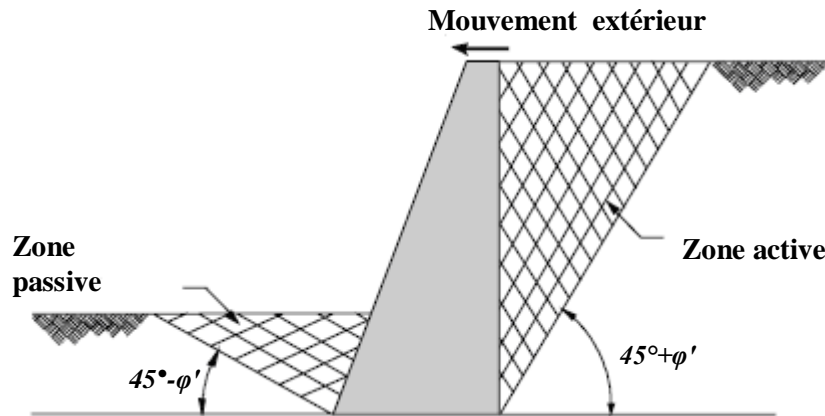
#### b) le mur se déplace vers l'extérieur de massif

L'action de massif sur le mur va diminuer jusqu'à atteindre une certaine valeur minimum P avec apparition dans le massif de fissures et la séparation d'un coin du terrain du restant du

massif (Fig.1.9). L'équilibre limite du massif est atteint et à la rupture du coin correspond un minimum de l'effort sur le mur. Cette valeur minimale est appelée: **poussée**

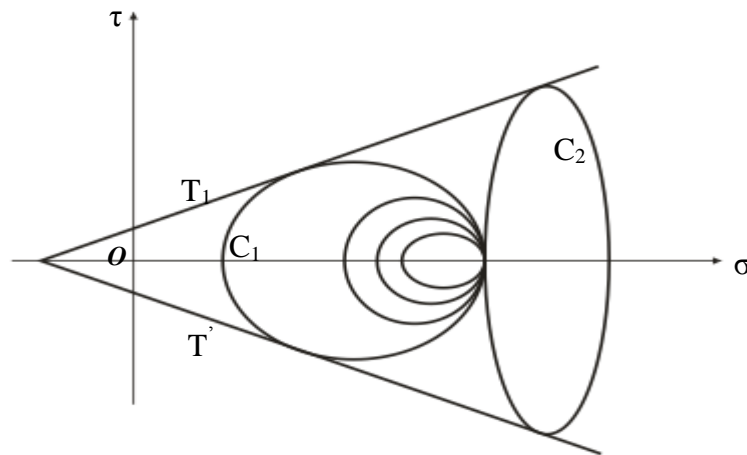
**c) le mur se déplace vers l'intérieur de massif**

Dans ce cas la réaction de massif augmente jusqu'à atteindre une valeur B maximale pour la qu'elle on atteint la rupture, cette valeur maximale est appelée: **butée**



*Fig.1.9 La mobilisation des pressions horizontales actives et passives de Rankine pour un mur lisse [9]*

On peut représenter l'état de butée et de poussée dans le diagramme de Mohr – Coulomb (Fig1.10)



*Fig.1.10 Cercle de Mohr à la rupture [9]*

La géométrie du Fig.1.10 donne les 2 rapports suivants :

$$\frac{\sigma'_{h(\min)}}{\sigma'_v} = K_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \tag{1.12}$$

$$\frac{\sigma'_{h(\max)}}{\sigma'_v} = K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \tag{1.13}$$

Les définitions de Ka et Kp, représentées sur les équations ci-dessus sont conformées avec l'analyse de Rankine pour un sol pulvérulent(c à d : c=0).

Pour un sol cohérent défini par 2 paramètres de la contrainte tangentielle effective  $\varphi'$  et  $c'$  les coefficients des pressions des terres sont :

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right) - \frac{2c'}{\sigma_v} \tan\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (1.14)$$

$$K_a = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) + \frac{2c'}{\sigma_v} \tan\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (1.15)$$

Pour le cas non drainé :

$\varphi' = 0$  et  $c = c_u$ , les coefficients de pressions des terres totales sont :

$$K_{at} = 1 - \frac{2c_u}{\sigma_v} \quad (1.16)$$

$$K_{pt} = 1 + \frac{2c_u}{\sigma_v} \quad (1.17)$$

Tel que :  $\sigma_v$  et contrainte verticale totale.

### 1.3.3 Méthodes de calcul de la poussée et de la butée sur un écran

Ces méthodes de calcul théorique reposent toutes sur l'hypothèse fondamentale que les déplacements au sein du massif sont suffisants pour que l'équilibre soit atteint. Le constat de l'équilibre atteint peut être remarqué: soit par l'apparition de lignes de glissement au sein du massif, soit par une rupture franche d'une partie du massif suivant une bande de rupture.

Deux méthodes classiques qui reposent sur deux approches différentes, celle de Coulomb et celle de Rankine, nous finissons l'analyse classique des problèmes de stabilité. Les deux approches sont: la méthode basée sur l'équilibre limite et la méthode dite globale[1].

#### 1.3.3.1 La méthode globale

On admet qu'une partie du massif accompagne l'écran dans son déplacement et se détache du reste du massif et glisse suivant une bande de rupture dont la forme reste à définir. On peut calculer la poussée (ou butée) sur l'écran en étudiant l'équilibre du coin de terre qui accompagne l'écran dans son déplacement. Dans tous les cas on admet, le long de toute ligne de glissement ou de rupture la loi [1]:

$$\tau = \sigma \tan \varphi \quad (1.18)$$

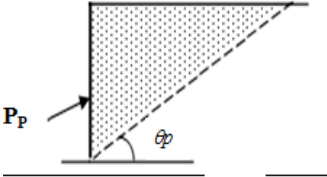
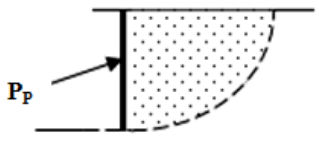
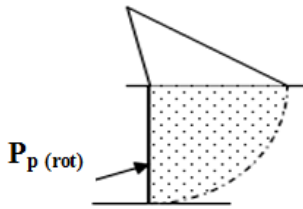
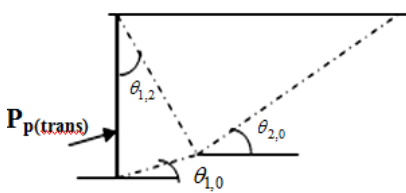
(Avec l'hypothèse que le milieu est pulvérulent non surchargé:  $C=0$ )

- **Mécanismes de rupture**

Partant d'une hypothèse simplificatrice admet que la ligne de rupture est rigoureusement rectiligne, Coulomb (1773) a mis au point une méthode de calcul qui consiste à étudier l'équilibre global du coin de glissement en tenant compte de la résistance au cisaillement sur le contour du volume du coin correspondant.

Poncelet (1840) puis Culman (1866) ont développé cette théorie et proposé des constructions graphiques. Krey (1936) a publié des tables facilitant les calculs. D'autres auteurs tel que Rendulic (1936), Terzaghi (1936), Ohde (1938) ont approché le problème par hypothèses sur les surfaces de glissement (plan, cercle,.. ect)

Les mécanismes de rupture possibles dans le cas de butée sont (tableau.1.1):

|                         |  |   |  |
|-------------------------|--|---|--|
| COULOMB                 |   | Surface de glissement plane.                                    | pour tous murs lisse et pour un mur rugueux jusqu'à $\varphi = 35^0$ |
| CAQUOT<br>KERISEL       |   | Surface de glissement courbe                                    | Valable pour les murs rugueux $\varphi = 35^0$                       |
| KREY                    |   | Surface de glissement circulaire                                | Valable pour rotation du mur dans le tiers inférieur                 |
| GOLDSCHIEDER<br>GUDEHUS |  | Surface de glissement composée (solides triangulaires rigides). | Valable pour translation du mur.                                     |

*Tableau.1.1 : Mécanismes de rupture possibles dans le cas de butée [12].*

### 1.3.3.2 Méthodes basées sur la théorie de l'équilibre limite de plasticité

Au milieu du siècle dernier (1957), Rankine a été le premier à remplacer l'étude de l'équilibre de rupture globale du coin de glissement par l'étude de chaque volume élémentaire. Il admettait aussi que le coin de glissement était en entier à l'état d'équilibre limite, on a vu que cette hypothèse est vérifiée pour les murs de soutènement. Mais Rankine négligeait l'influence de la rugosité du mur et ce faisant, il admettait que l'équilibre de massif indéfini de même caractéristique, entraînant de fait la prise en compte d'une obliquité  $\alpha$  bien déterminée le long d'une ligne quelconque tracée dans le massif, Comme le long de l'écran l'obliquité est donnée. Si  $\alpha$  est différent de  $\delta$  l'équilibre de Rankine ne saurait régner derrière le mur.

Pour remédier à cette difficulté, une autre théorie a été prise en compte: il s'agit de l'équilibre limite de Boussinesq (1888), Kotter (1888), Resal (1910), Prandtl (1920) et enfin Caquot (1934) qui en collaboration avec KERISEL a publié les tables de poussée et de butée (1984).

Sokolovsky (1960) quand a lui propose une méthode de résolution dite parfois " Méthode des caractéristiques" conduisant à des solutions de divers problèmes de stabilité.

Les deux méthodes décrites plus haut, celle de Rankine et de Boussinesq donnent des valeurs de la charge de rupture plus ou moins proche sans toute fois nous permettre de savoir si ces valeurs surestiment ou sous-estiment la valeur de la charge de rupture[1].

### 1.3.3.3 Méthodes basées sur la théorie de l'analyse limite

La théorie de l'analyse limite est basée sur deux approches complémentaires:

↗ **Approche statique (limite inférieure)**

Elle énonce que l'effort ou charge de rupture calculée à partir d'un champ de contrainte admissible est une limite inférieure de l'effort ou de la charge de rupture réelle.

↗ **Approche cinématique (limite supérieure)**

Elle énonce que l'effort ou la charge de rupture calculée à partir d'un mécanisme de rupture cinématiquement admissible est une limite supérieure de l'effort ou de la rupture réelle.

### 1.3.3.4 Autre méthodes

Parmi autres méthodes, citons les méthodes de Stroganov (1958), la théorie de l'élasticité et de la plasticité se basant sur l'hypothèse d'un sol continu, et la théorie des probabilités au problème de mouvement de sol développé par Litwinisyn (1956).

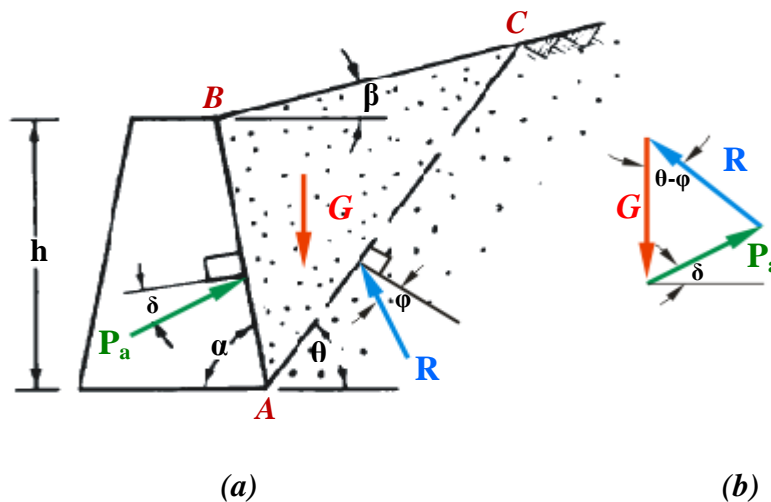
### 1.3.4 Rappel des différentes méthodes

#### 1.3.4.1 Méthode de coin de glissement ou méthode de COULOMB (1773)

Cette méthode est basée sur l'équilibre globale du coin de glissement et permet de déterminer les forces de poussé et de butée limites s'exerçant derrière un écran (Fig.1.11).

Elle repose sur 2 hypothèses:

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane passant par le pied de l'écran.
- La force agissant sur l'écran a une direction connue.



*Fig.1.11 Calcul de la poussée par la méthode globale [9]*

Soit un mur soutenant un massif de sol pulvérulent, d'angle de frottement interne  $\varphi$ , on suppose que la surface de rupture et AC faisant un angle  $\theta$  avec l'horizontale (Fig.1.11).

La réaction R de sol sur ce plan de rupture fait avec la normale à ce plan l'angle  $\varphi$ .

Le principe de calcul consiste à écrire la résultante générale des forces agissant sur le coin de sol ABC.

Ces forces sont:

- Le poids G
- La réaction  $\vec{R}$  exercée par le sol sur le plan de rupture AC.



- La force  $\vec{P}_a$  exercée par le mur et inclinée de l'angle  $\delta$  sur la normale au parement de mur.

La force de poussée sera obtenue en prenant le maximum de  $P(\theta)$ .

Le diagramme des forces appliquées sur le coin ABC est montré sur la figure.1.11b.

$$G = \frac{1}{2} \gamma b h = \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma h^2}{\tan \theta} \quad \text{Où} \quad b = \frac{h}{\tan \theta} \quad (1.19)$$

On a d'après la Figure.1.11b

$$P_a = G \cdot \tan(\theta - \varphi) = \frac{1}{2} \gamma h^2 \cdot \frac{\tan(\theta - \varphi)}{\tan \theta} \quad (1.20)$$

Pour trouver l'orientation du plan de rupture, il faut déterminer le maximum de  $\vec{P}$  c'est-à-dire écrire que :

$$\frac{\partial p}{\partial \theta} = 0 \quad (1.21)$$

Avec :

$$\frac{dP}{d\theta} = \frac{1}{2} \gamma h^2 \left[ \frac{\cot \theta}{\cos^2(\theta - \varphi)} - \frac{\tan(\theta - \varphi)}{\sin^2 \theta} \right] \quad (1.22)$$

À partir de I.14 et I.15 et après quelques simplification on trouve :

$$\sin \theta - \sin(\theta - \varphi) \cos(\theta - \varphi) = 0$$

$$\sin 2\theta = \sin 2(\theta - \varphi)$$

$$2\theta = \pi - 2(\theta - \varphi)$$

donc:

$$\theta_{\max} = \theta_a = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (1.23)$$

Poussée due au poids des terres :

$$P_{ay} = \frac{1}{2} K_{ay} \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (1.24)$$

Avec :

$$K_{ayh} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta_a) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cos^2 \alpha} \quad (1.25)$$

La force de butée a même, pour expression :

$$P_{py} = \frac{1}{2} K_{py} \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (1.26)$$

Avec :

$$K_{p\gamma h} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\left[ 1 - \frac{\sin(\varphi + \delta_p) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta_p) \cdot \cos(\eta - \beta)} \right]^2} \cos^2 \alpha \quad (1.27)$$

Remarque : généralement on n'a pas de surcharge, mais si elle existe on fait le calcul comme dans le cas de la poussée.

### 1.3.4.2 Equilibre de Rankine

La théorie de Rankine est relative à l'étude de l'équilibre limite d'un massif homogène et isotrope limité par une surface libre plane. L'application au calcul de la poussée ou de la butée sur un écran plan est effectuée en considérant la répartition des contraintes le long d'une droite tracée dans le massif et ayant la même inclinaison que l'écran. On admet que la présence de l'écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans la massif supposé totalement en équilibre limite. Notant que son état de surface et sa largeur n'influe pas sur cette répartition et la répartition des contraintes verticales dues au poids des terres n'est pas modifiée.

Rankine définit en outre la valeur de la poussée du terrain contre une paroi de revêtement dans la formule:

$$P = \frac{1}{2} \gamma h^2 K$$

Où  $\gamma$  et  $h$  ont la signification que l'on sait, et  $K$  est un coefficient dépendant de l'angle de frottement sur le terrain.

Si on a un sol pulvérulent [  $C=0$ , angle de frottement  $\varphi$  ] de poids volumique  $\gamma$ , homogène, isotrope, limité par une surface libre inclinée de  $\beta$  par rapport à l'horizontale ( Fig.1.12) on démontre que l'état de contrainte est le même en tout point situé à la même profondeur par rapport à la surface libre et que la répartition des contraintes le long de toute droite, faisant l'angle  $\theta$  avec la verticale, est triangulaire.

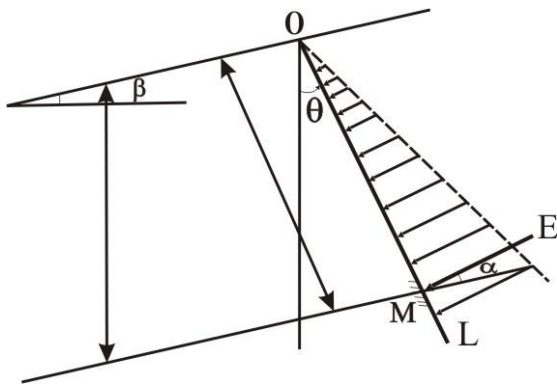


Fig.1.12 Etat des contraintes sur un rayon vecteur OL dans l'équilibre de Rankine [6]

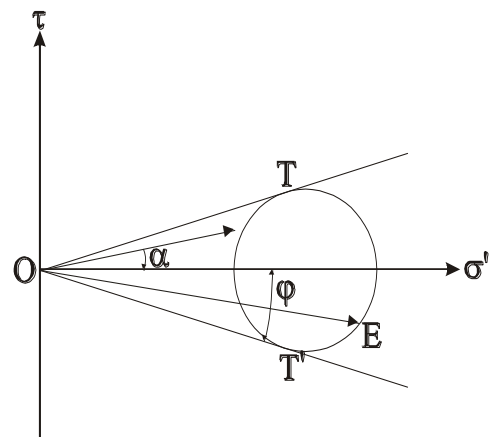


Fig.1.13 Etat des contraintes sur le cercle de Mohr [1]

Il suffit de voir sur le plan de Mohr (fig.1.13) soit en se plaçant en poussée, soit en se plaçant en butée, on constate que les lignes de glissement sont deux familles de droites symétriques par rapport aux contraintes principales qui ont une direction fixe.

### 1°: cas de la poussée

$$\text{Soit: } \tan \alpha = \frac{\sin \varphi \sin(2\theta + \omega_\beta - \beta)}{1 - \sin \varphi \cos(2\theta + \omega_\beta - \beta)} \quad (1.28)$$

$$K_{ay} = \frac{\cos(\theta - \beta) \sin \omega_\beta}{\cos \alpha \sin(\omega_\beta + \beta)} [1 - \sin \varphi \cos(\omega_\beta - \beta + 2\theta)] \quad (1.29)$$

$$\text{Avec: } \sin \omega_\beta = \sin \beta / \sin \varphi \quad ; \quad -\pi/2 \leq \omega_\beta \leq +\pi/2 \quad ; \quad -\varphi \leq \alpha \leq +\varphi \quad (1.30)$$

Pour un écran de longueur L, la résultante de la poussée est :  $P = \frac{K_{ay} \gamma L^2}{2}$  par unité de largeur de l'écran.

Le coefficient  $K_{ay}$  de la contrainte sur l'écran dépend des paramètres  $\beta, \theta, \varphi$ . Le signe de ces paramètres est indiqué sur la figure.1.14. Dans le cas de la surface libre horizontale ( $\beta = 0$ ) et de l'écran vertical ( $\theta = 0$ ) nous avons:

$$K_{ay} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Avec} \quad (\alpha = 0)$$

### 2°: Cas de la butée

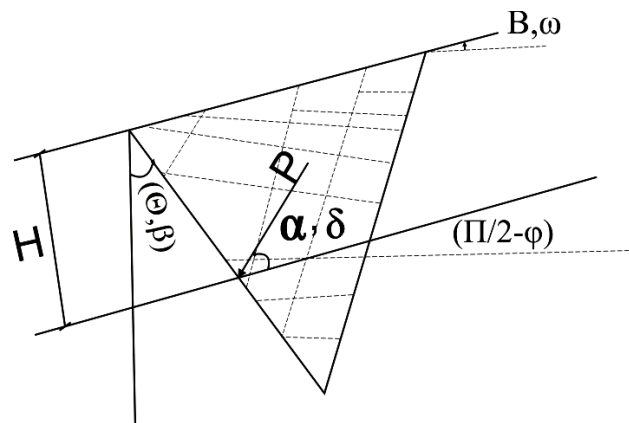


Fig.1.14 Méthode de Rankine [1]

Comme nous l'avons exposé à l'équilibre limite, la rupture se caractérise par un double réseau de lignes de glissements formant deux familles de droite parallèle se coupant sous l'angle  $(\pi/2 - \varphi)$  (Fig.1.14). les contraintes de butée sont données par la formule:

$$\sigma_{p\gamma} = K_{p\gamma} \cdot \gamma \cdot h \quad (1.31)$$

$$\text{Avec: } K_{p\gamma} = \frac{\cos(\beta - \omega) \sin \omega_\beta}{\cos \delta \sin \varphi \sin(\omega' - \omega)} [1 + \sin \varphi \cos(2\beta - \omega - \omega')] \quad (1.32)$$

Avec:  $\sin \omega' = \frac{\sin \omega}{\sin \varphi}$ ; l'angle  $\delta$  est une fonction implicite de  $\beta$ ,  $\omega$ , et  $\varphi$

On voit finalement que les deux propriétés très simples qui caractérisent l'équilibre de Rankine d'un milieu pulvérulent pesant et non chargé, sont:

- la distribution des contraintes le long d'une droite tracée dans le massif est triangulaire.
- les linges de glissement sont des lignes droites.

### 1.3.4.3 Equilibre limite de Boussinesq-Caquot-Kerisel (1882)

L'équilibre limite de Boussinesq se distingue de celui de Rankine par le fait que le massif n'est plus semi-infini. Il est limité par un écran plan. On tient compte de l'influence de la rugosité de l'écran.

Ce schéma d'étude bâti en 1882 suppose un massif pulvérulent, homogène, isotrope, et limité par une surface plane. Pour solution, on se fixe  $\delta$ , la contrainte sur l'écran et on généralise l'équilibre de Rankine ( $\delta$  est une caractéristique physique qui rend compte du frottement terre-écran). On admet que la distribution des contraintes est triangulaire le long de l'écran.

Le problème ne présente pas de solution explicite en tout point du massif aussi pour la résoudre il faut effectuer l'étude général en tenant compte des conditions aux limites sur la surface libre ( $\sigma' = \tau = 0$ ) et sur l'écran  $\tau = \sigma' \tan \delta$ . La combinaison des deux équations de l'équilibre des milieux continus et de la condition d'équilibre limite permet d'obtenir un système de deux équation différentielles en:

$$\frac{ds}{d\theta} \text{ et } \frac{d\psi}{d\theta} + 1 \quad (1.33)$$

$\psi$  : est l'angle de la contrainte principale majeure avec le rayon polaire faisant l'angle  $\theta$  avec la verticale.

S: est une fonction telle que la contrainte moyenne en un point situé à la distance r du sommet de l'écran sur le rayon polaire faisant l'angle  $\theta$  avec la verticale est  $\sigma_m = r.s.\gamma$

Les fonctions S et  $\psi$  ne dépendent que de la seule variable  $\theta$  (fig1.15).

#### Conditions aux limites.

Pour que le problème soit mathématiquement déterminé, il faut se fixer également les conditions aux limites sur les deux frontières, surface libre et écran. C'est par le biais de ces conditions aux limites que les paramètres  $\beta$ ,  $\lambda$  et  $\delta$  vont intervenir dans les calculs et dans la détermination des coefficients de poussée et de butée.

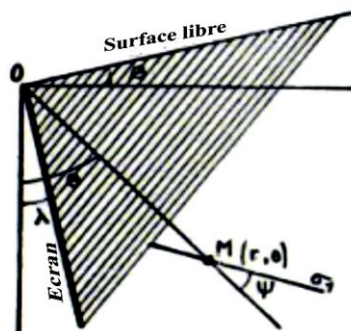


Fig.1.15 Equilibre de Boussinesq  
Notation [6]

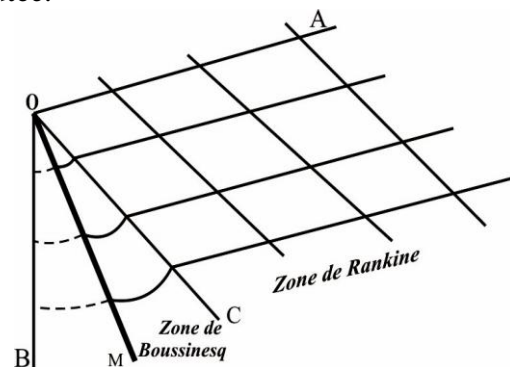


Fig.1.16 Equilibre de Boussinesq  
ligne de glissement [6]

La solution de ce système permet de connaître sur l'écran les valeurs  $\Psi(\lambda)$  et  $S(\lambda)$  et le calcul de la contrainte sur l'écran puisque:

$$\sigma' = \sigma_m (1 - \sin \varphi \cdot \cos 2\Psi) \quad (1.34)$$

$$\tau_{r\theta} = \sigma'_\theta \cdot \text{tg } \delta \quad (1.35)$$

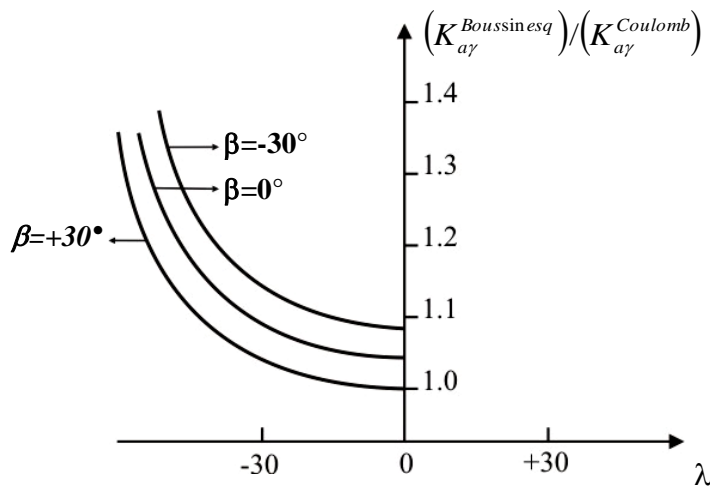
La résolution du système d'équations différentielles du premier ordre a été présentée par Caquot et Kerisel, Sokolovski par des méthodes d'intégration qui ont conduit à l'établissement des tables de poussée et de butée (1973) donnant les coefficients  $K_{a\gamma}$  et  $K_{p\lambda}$  pour les différentes valeurs  $\beta, \lambda, \delta$ , et  $\varphi$ .

On remarque dans la figure.1.16 que les lignes de glissement sont identiques à celle de l'équilibre de Rankine, jusqu'à la position OC, puis incurvées jusqu'à l'écran. Ceci nous permet de conclure que la solution des équations différentielles préétablies doivent satisfaire ces deux conditions aux limites Raccordement sur OB aux conditions d'orientations de la contraintes; Raccordement sur OC aux conditions d'équilibre de Rankine.

Comparaison des résultats de coulomb et de Boussinesq:

La figure.1.17 montre les différentes valeurs du rapport  $\frac{K_{a\gamma}(\text{Bousinesq})}{K_{a\gamma}(\text{Coulomb})}$  en fonction de  $\lambda$

Pour  $\varphi = \delta = 30^\circ$  et  $\beta = -30^\circ, 0$  et  $30^\circ$ .



**Fig1.17** Rapport des coefficients de poussée de Coulomb et de Boussinesq [6].

On constate que pour les murs de soutènements ( $0 \leq \beta \leq 30^\circ$  et  $0 \leq \lambda \leq 15^\circ$ )

le rapport  $\left(\frac{K_{a\gamma}^{\text{Boussinesq}}}{K_{a\gamma}^{\text{Coulomb}}}\right)$  est contenu dans l'intervalle 1 et 1,1. L'écart devient important pour  $\lambda$  et  $\beta$  négatif et les lignes de glissement de Boussinesq ne peuvent plus être assimilées à des droites et l'hypothèse de Coulomb sur la linéarité de la surface de rupture du coin donne des résultats de plus en plus différents.

### 1.3.4.5 Conventions des signes

Les angles  $\beta, \lambda$ , et  $\delta$  doivent être pris avec leur signe. Caquot et Kerisel ont choisi les conventions de signe suivantes (Fig.1.18):

- $\beta$  est positif lorsque la surface libre descend l'écran.
- $\lambda$  est positif lorsque vu du massif le sommet de l'écran est plus éloigné que le pied, c'est à dire lorsque le plan vertical passant par l'arête ne tombe pas à l'intérieur du massif.
- L'obliquité  $\delta$  est positive lorsque la composante tangentielle correspondante est dirigée de l'arête vers le pied de l'écran.

- L'angle  $\varphi$  est essentiellement positif.

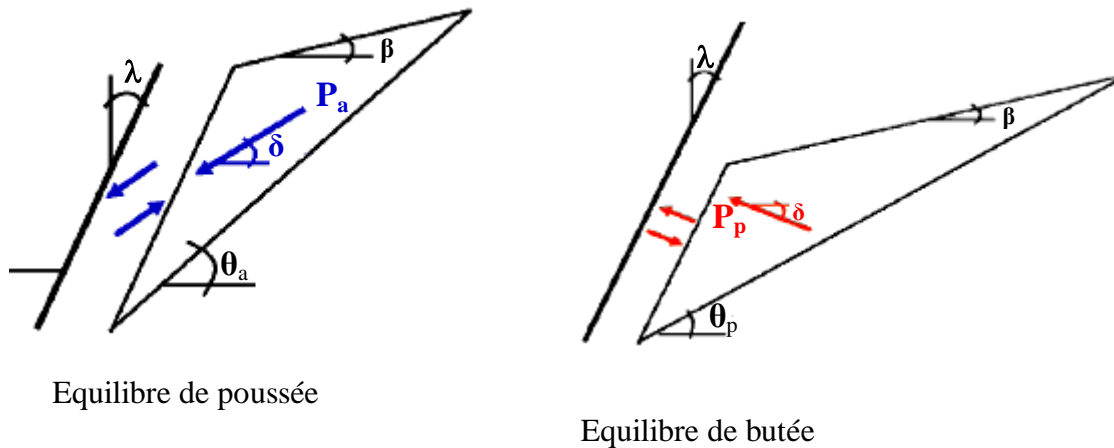


Fig1.18 Conventions des signes[9]

### 1.3.4.6 Théorèmes des états correspondants

Les tables de Sokolovski ou de Caquot-Kérisel sont directement utilisables dans le cas d'un sol pulvérulent. Lorsque le sol présente de la cohésion, on est conduit à appliquer le théorème des états correspondants dont l'énoncé est le suivant (Caquot-Kérisel) :

« Le milieu cohérent peut être remplacé par un milieu pulvérulent, de même forme et de même angle de frottement interne  $\varphi$  supportant la contrainte  $H = c \cot \varphi$  sur toute la surface extérieure, c'est-à-dire, d'une part, sur la surface libre où elle joue le rôle d'une surcharge, d'autre part, sur la surface en contact avec l'écran, où, dirigée vers l'intérieur du massif, elle vient en déduction de la composante normale d'action du massif »

Ce théorème est illustré par la figure ci-dessous (Fig.1.19) :

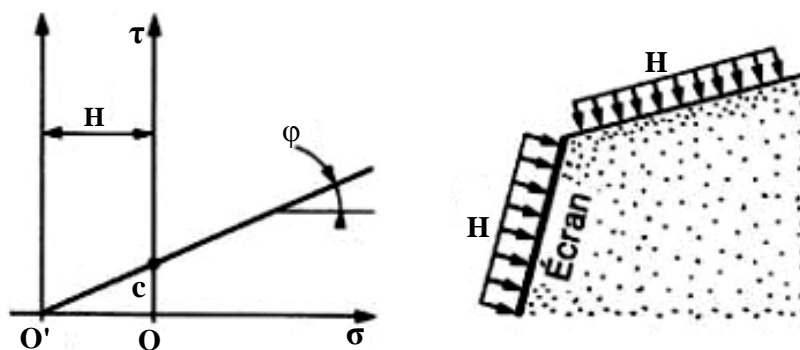


Fig.1.19 Théorème des états correspondants [9]

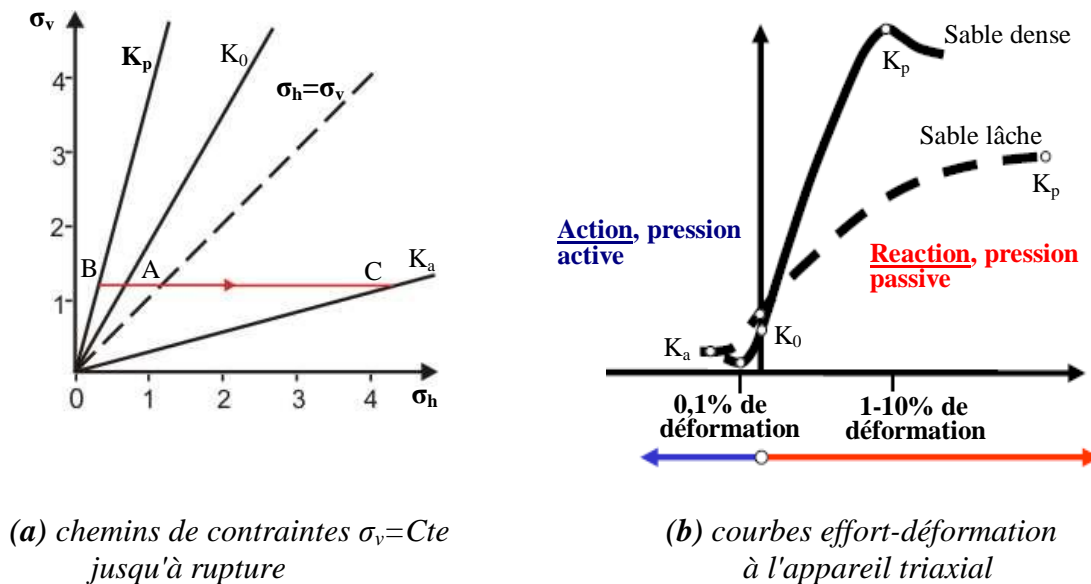
### 1.3.5 Déformations associées aux états de poussée et de butée

Les valeurs des déformations nécessaires pour mobiliser complètement la poussée et la butée, à partir de repos, peuvent se déterminer à l'appareil triaxial où l'état homogène dans l'échantillon des contraintes permet de suivre à tout moment l'évolution du Coefficient de la réaction du sol.

Les chemins de contraintes suivis dans les essais consistent, en partant d'un état initial au repos (A) ( $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$ ), à diminuer ou à augmenter la contrainte latérale  $\sigma_h$  jusqu'à obtenir la rupture (B ou C), tout en laissant la contrainte verticale  $\sigma_v$  constante (Fig.1.20a).

La fig.1.20b montre les résultats obtenus sur un sable dense et sur un sable lâche. Dans les deux cas une faible déformation horizontale suffit pour obtenir la poussée, alors qu'une déformation beaucoup plus importante est nécessaire pour obtenir la butée.

Si l'on compare les chemins de contrainte correspondants aux deux essais, {fig.1.20a} fournit une explication partielle en constatant que l'état au repos est assez voisin de l'état de poussée, mais fort éloigné de l'état de butée.



**Fig.1.20** Evaluation du rapport de contraintes en fonction de la déformation latérale à l'appareil triaxial [9]

### 1.3.6 La répartition des pressions des terres sur un écran plan de soutènement

La distribution de la pression des terres qui se développe sur un mur ancré dépend de la grandeur et la distribution des déformations latérales du mur. Quelques murs relativement flexibles (par exemple, palplanches qui ne sont pas ancrés) peuvent être prévus à subir les déformations latérales suffisamment grandes pour mobiliser des pressions des terres actives pour le mur entier taillé. [Pour la conception de ces systèmes, diagrammes théoriques des pressions des terres en utilisant l'un ou l'autre Rankine ou des méthodes d'analyse de coulomb peuvent être employées].

Pour les murs ancrés construits en déblai le modèle de déformation est plus complexe et non-conforme au développement de la poussée théorique de Rankine ou de coulomb.

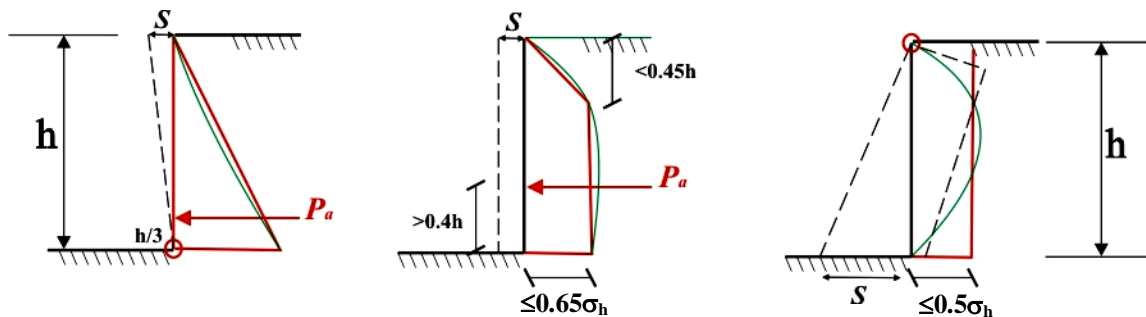
La distribution de pression des terres est en fonction de plusieurs facteurs

- ❖ la rigidité de mur, l'inclinaison d'ancrage.
- ❖ espacement vertical et horizontal des nappes d'ancrages et le nombre de nappes d'ancrages.
- ❖ Type et densité de sol
- ❖ état de parement du mur
- ❖ frottement mur-sol
- ❖ type de mur.

### 1.3.6.1 Influence du type de déplacement ou déformation de l'écran sur la répartition des contraintes

- Mur autostable

#### Poussée

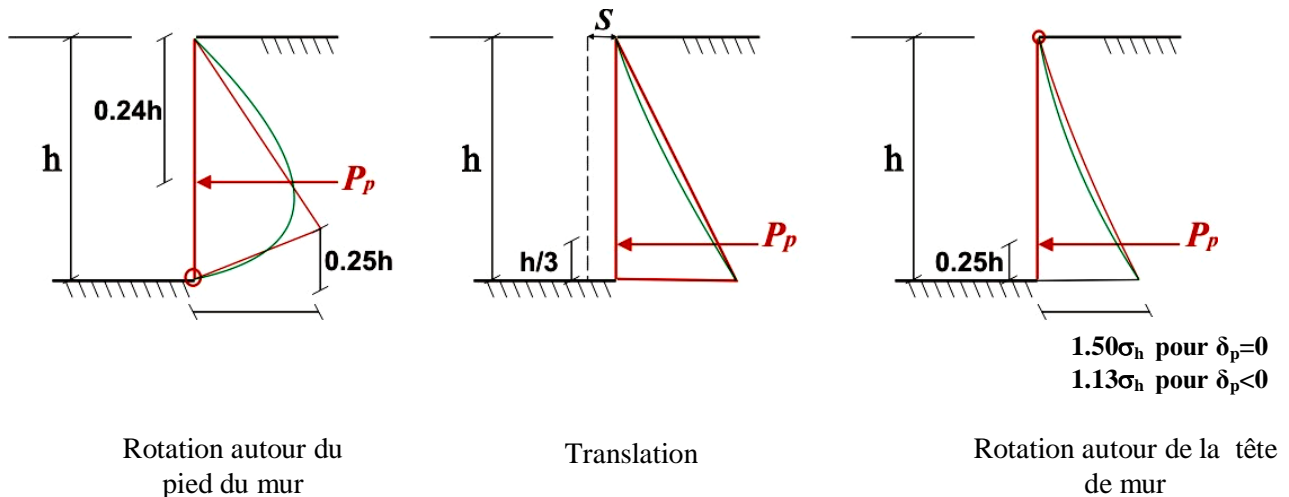


Rotation autour du pied du mur  $S \geq 0.002H$

Translation  $S \geq 0.001H$

Rotation autour de la tête du mur  $S \geq 0.005H$

#### butée



Rotation autour du pied du mur

Translation

Rotation autour de la tête de mur

- Distribution approchée
- Distribution réelle

**Fig 1.21** Influence du type de déplacement ou déformation de l'écran sur la répartition des Contraintes [5].

Les diagrammes présentés à la figure.1.21 montrent l'allure approximative et réelle de la répartition de la poussée et de la butée pour trois déplacements particuliers de l'écran :

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

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



## **1.4 Conclusion**

Cette partie constitue la base théorique du dimensionnement des ouvrages de soutènement. Il faut retenir que les efforts exercés dépendent fondamentalement des déplacements possibles des ouvrages par rapport aux massifs retenus.

Par ailleurs, comme toujours en mécanique des sols, la présence d'eau augmente les difficultés de calcul : dans le cas d'un massif de sol fin saturé, les comportements à court terme et à long terme doivent alors être pris en considération.

# Chapitre 2

---

Principales méthodes de  
calcul des écrans plans de  
soutènement

---

## 2.1 Introduction

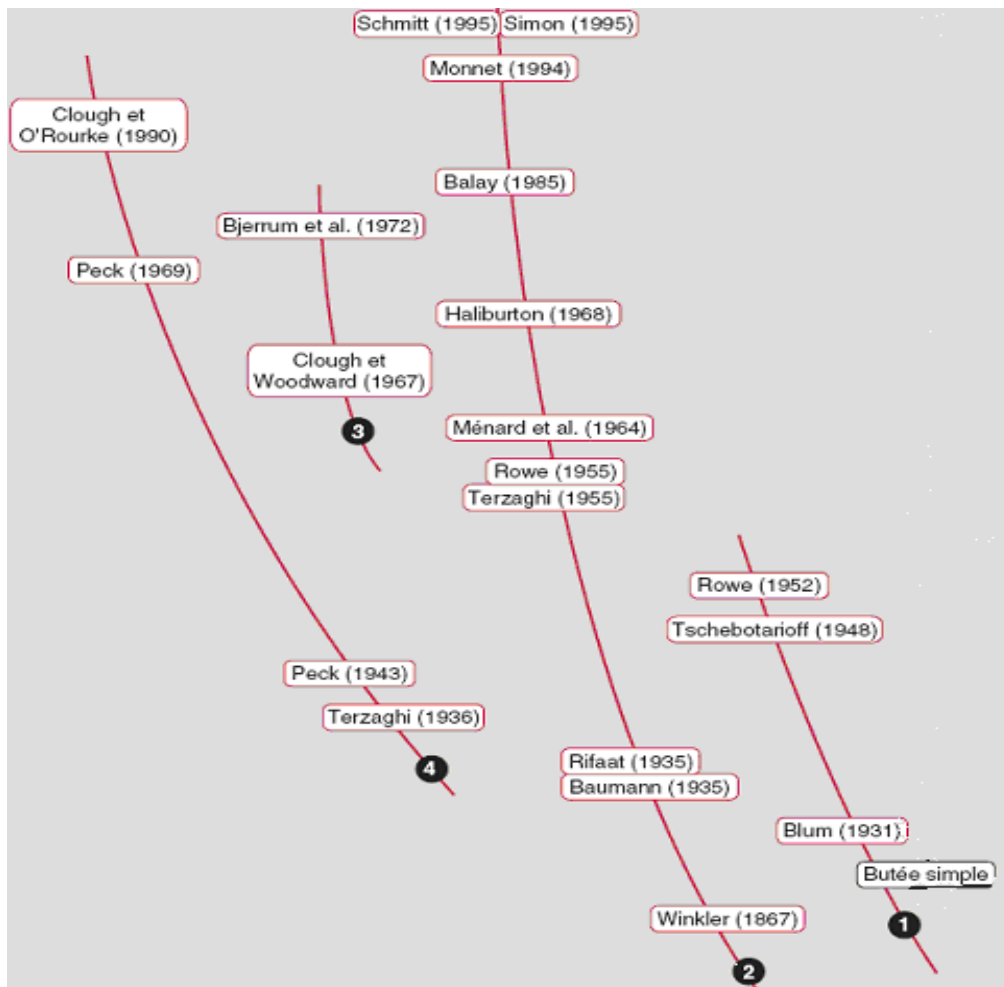
Les développements des méthodes de calcul des écrans de soutènement peuvent être classés en quatre grands axes [16] (Fig.2.1):

➤ à partir du 18<sup>ème</sup> siècle, les travaux réalisés dans le domaine des murs de soutènement font largement appel aux théories de poussée développées antérieurement, ainsi qu'à la statique et aux méthodes de la résistance des matériaux. Elles ont permis le développement des méthodes dites « classiques ».

➤ à cette première approche s'adjoint assez vite l'approche fondée sur la notion de module, ou coefficient, de réaction dont les bases ont été définies à la fin du 19<sup>ème</sup> siècle. Cette approche reste toutefois peu développée pendant toute la première moitié du 20<sup>ème</sup> siècle car elle nécessite des moyens d'intégration qui ne seront réellement mis à la disposition de l'ingénieur qu'avec l'apparition du calcul informatique, dans les années 1960.

➤ très tôt, ces approches théoriques se heurtent à des limites dans la représentation des phénomènes physiques et une branche empirique se développe ; celle-ci va rester présente tout au long du 20<sup>ème</sup> siècle et va contribuer à l'élaboration d'un référentiel en termes de comportement observé des ouvrages, référentiel toujours en usage.

➤ à partir des années 1970, apparaissent des nouvelles méthodes tenant compte du comportement élasto-plastique, du sol et de la rigidité des murs classés sous les méthodes des éléments finies.



- (1) : méthodes classiques, (2) : méthode du coefficient de réaction,  
 (3) : méthode des éléments finis, (4) : méthodes empiriques,

*Fig.2.1 Grands axes et principaux jalons du développement des méthodes de calcul des écrans de soutènement [7]*

## 2.2 la méthode classique

Cette partie traite des travaux réalisés suivant la première méthode décrite précédemment, Cette méthode utilise le critère de rupture et ne tient pas compte de la rigidité propre de rideaux. Cette méthode a l'avantage de simplicité. Par contre l'évaluation des efforts dans les murs de soutènement et en particulier des moments fléchissants maximaux est grossière ; se sont des efforts qui dictent le choix du type de mur. Elle ne peut être utilisée qu'en avant projet ou en petits ouvrages.

### 2.2.1 Écrans non ancrés (autostables)

La stabilité du mur est assurée uniquement par les réactions du sol sur la partie enterrée que l'on appelle la fiche, c'est le cas de la plupart des batardeaux. La théorie classique considère que le rideau pivote autour d'un axe situé au dessus de son extrémité inférieure (Fig.2.2) [3].

- à partir du sommet du rideau et jusqu' au voisinage de l'axe de rotation, la distribution des contraintes est de boussinesq.

- à partir de l'axe de rotation, la contrainte à droite augmente brusquement du fait de la contre-butée, mais à gauche au contraire elle tend assez vite vers zéro.
- Pour les besoins de calcul on simplifié le schéma comme montré dans la figure.2.2.c

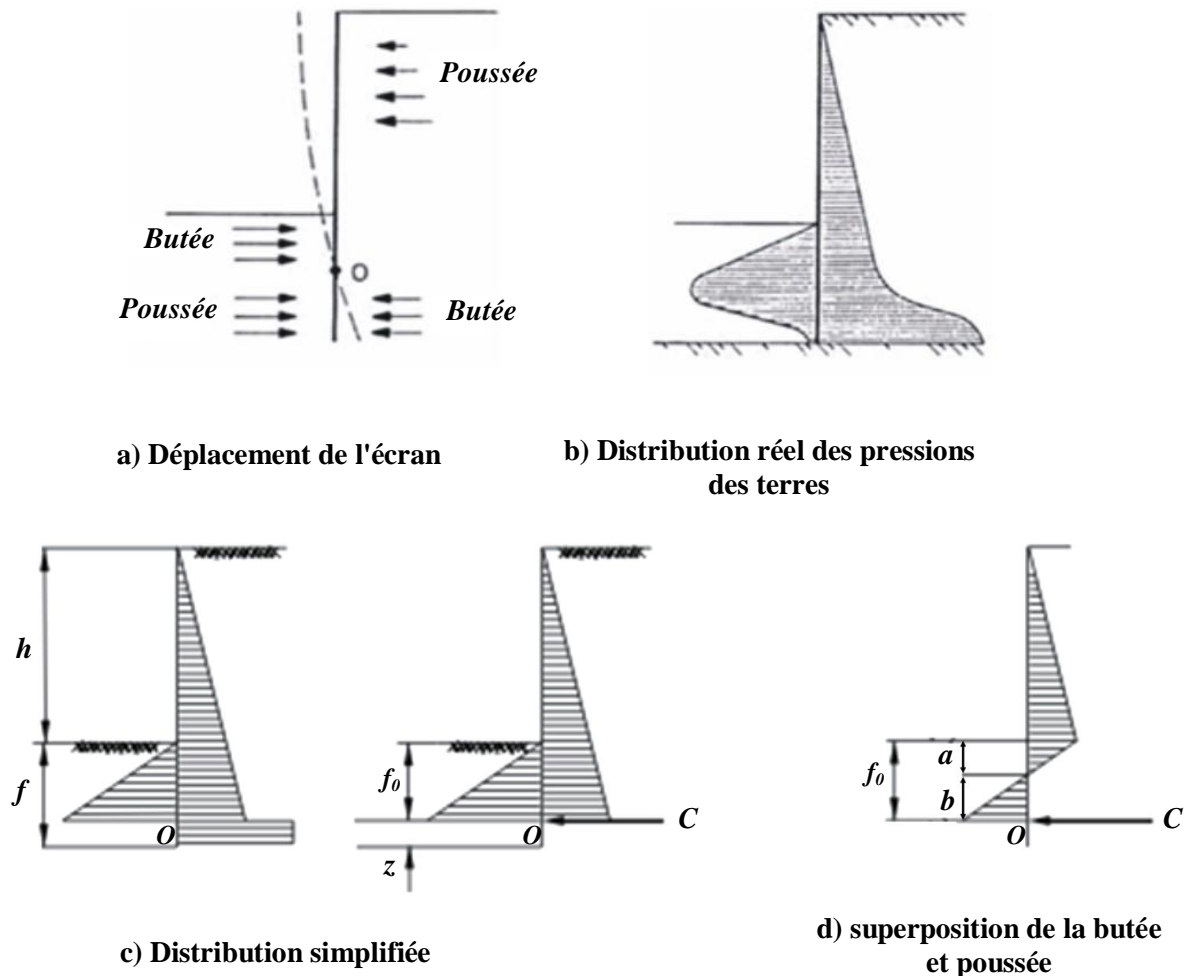


Fig. 2.2 distribution des contraintes sur un mur de soutènement [15]

Alors le système est isostatique comportant deux inconnues  $f_0$  et  $C$

- La valeur de  $f_0$  est déterminée en écrivant l'équilibre des moments autour du point O, ce qui donne une équation de troisième degré en  $f_0$ .
- La fiche totale est égale:  $f=f_0+z=f_0+0.2f_0$  (la contre-butée est mobilisée sur une hauteur égale à 20% de la hauteur  $f_0$  sur laquelle est mobilisée la butée) donc  $f=1.2f_0$ .
- la contre-butée C s'obtient par la différence des forces de butée et de poussée.
- Pour tenir compte d'un coefficient de sécurité par rapport à l'équilibre limite ainsi calculé, on considère que la butée n'est pas totalement mobilisée. ce qui, dans les calculs, conduit à remplacer  $K_p$  par  $K_p/F_s$  tel que: ( $F_s = 1.5 \div 2$ ).

- Il est alors possible de déterminer la valeur maximale du moment fléchissant dans l'écran à partir du diagramme des pressions de terres, ainsi le module de résistance a partir de l'expression:

$$W = \frac{M_{\max}}{\sigma'_a} \quad (2.1)$$

$\sigma'_a$  : la contrainte admissible dans l'acier

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

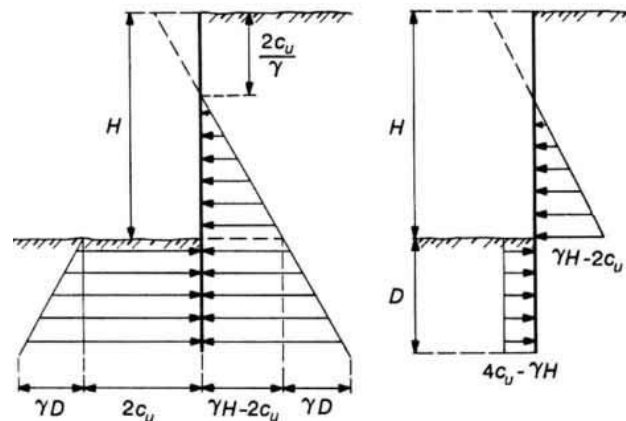
### 2.2.2.1 Cas des rideaux fichés dans l'argile

Les rideaux fichés dans l'argile et supportant un remblai de sol pulvérulent, ou les rideaux foncés entièrement dans de l'argile avec dragage ultérieur, se calculent par des méthodes tout à fait analogues. Il faut cependant noter que, pour l'argile, le calcul doit être fait à la fois à court terme ( $c_u, \varphi_u = 0$ ) et à long terme ( $c', \varphi'$ ). Ainsi, l'étude d'un rideau battu dans une argile est plus complexe que celle d'un rideau battu dans un sable, puisqu'il faut tenir compte de l'évolution dans le temps du comportement de l'argile. À court terme, les efforts de poussée et de butée sont évalués à partir de la cohésion non drainée  $c_u$  du matériau, et les contraintes utilisées sont les contraintes totales [8].

À long terme, où l'on utilise les caractéristiques intergranulaire de résistance au cisaillement ( $c', \varphi'$ ), il faut tenir compte des pressions interstitielles correspondant au régime permanent.

L'équilibre des poussées et des butées s'exerçant sur un rideau non ancré dans une argile (fig.2.3) n'est possible que si l'on a l'inégalité :

$$c_u \geq \gamma h / 4 \quad (2.2)$$



**Fig.2.3** Pression des terres à court terme sur un rideau battu dans une argile homogène [15].

#### ✓ Remarque

Les murs autostables ne sont plus économiques dès que la hauteur d'eau ou le terrain soutenu dépasse une valeur de l'ordre de 4m. On est donc conduit à soulager le mur à sa partie haute par des tirants ou des buttons.

## 2.2.2 Ecrans ancrés

### 2.2.2.1 Ecrans simplement butés en pied (La méthode de la butée simple)

Cette méthode est basée sur l'hypothèse que le sol dans la partie inférieure de l'écran est incapable de produire des pressions passives nécessaires pour induire les moments négatives (contre-butée) (Fig.2.4).

On suppose que le mur est rigide et aucun point de pivote n'existe au dessous du fond de fouille c.-à-d., aucune résistance passive ne se développe derrière le mur. Les pressions des terres peuvent être calculées d'après la théorie de Coulomb ou d'autres méthode (Rankine, Caquot/Kerisel..), Avec ces hypothèses le calcul devient un problème isostatique comportant 2 inconnues la fiche  $f$  et l'effort d'ancrage  $A$ .

En écrivant que le moment résultant par rapport au point d'ancrage de l'ensemble des forces appliqués est nul, on élimine  $A$  et l'on obtient une équation du troisième degré en  $f$ .

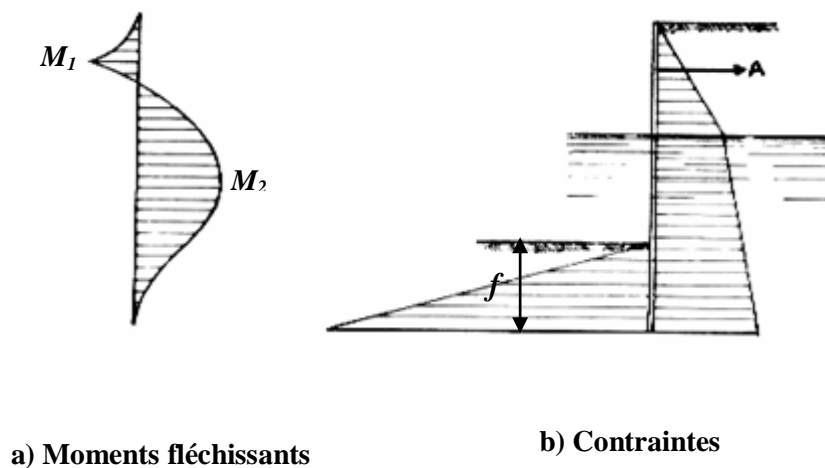


Fig.2.4 Rideau simplement buté en pied [6].

La figure.2.4 montre que le moment fléchissant maximal se produit le plus souvent vers le bas de la partie libre de la palplanche (moment  $M_2$ ).

Pour ce qui concerne la méthode de la butée simple, deux variants ont été utilisées:

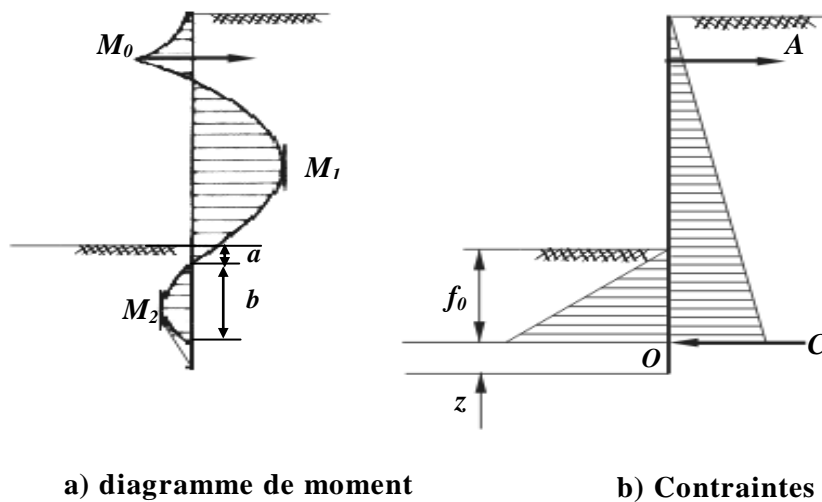
- La première consiste à effacer la butée limite qui s'exerce sur la face externe de l'écran, d'un coefficient de sécurité  $F_s=2$  et à retenir pour le dimensionnement les valeurs de la fiche  $f$ , du moment fléchissant maximal  $M_{\max}$  et de la réaction d'appui  $A$  ainsi obtenues; cette variante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

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

### 2.2.2.2 Murs ancrés encastrés en pied.

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

On se trouve maintenant en face d'un problème hyperstatique puisqu'il y a trois inconnues : la fiche  $f$ , l'effort d'ancrage  $A$  et la contre-butée  $C$  (Fig.2.5).



*Fig.2.5 schéma statique d'un écran ancré encastré en pied [6].*

### 1-Méthode de la ligne élastique.

On s'impose en effet que la déformée de mur ou « ligne élastique » satisfasse à certaines conditions :

- le pied de mur au niveau de la contrebutée est immobile.
- la tangente au mur en ce point reste verticale.
- la ligne élastique passe par l'extrémité du tirant d'ancrage.

Cette méthode de la ligne élastique est extrêmement longue, car il faut opérer par tâtonnement, elle n'est pratiquement plus employée.

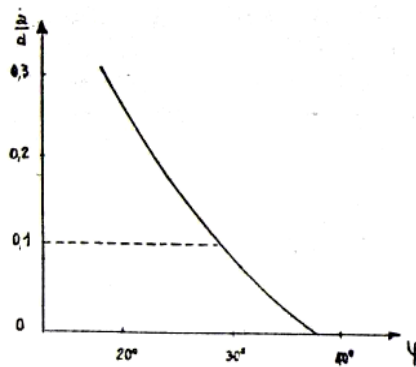


## 2- Méthode de Blum: dite de la « poutre équivalente » :

La figure.2.5a représente la distribution des moments fléchissants dans un écran encastré en pied, telle qu'on peut la calculer par la méthode de la ligne élastique. On constate qu'au point O' situé légèrement en dessous du fond de fouille, le moment fléchissant est nul.

L'idée de Blum consiste à rendre le problème isostatique en fixant *a priori* la position de ce point O' de moment nul.

En appliquant la méthode de la ligne élastique à de nombreux cas particuliers, Blum a cru pouvoir établir une relation empirique entre la position du point de moment nul (déterminée par la longueur *a* de la figure.2.5a et l'angle de frottement interne du terrain (Fig.2.6)



*Fig.2.6 détermination du point de moment nul[8].*

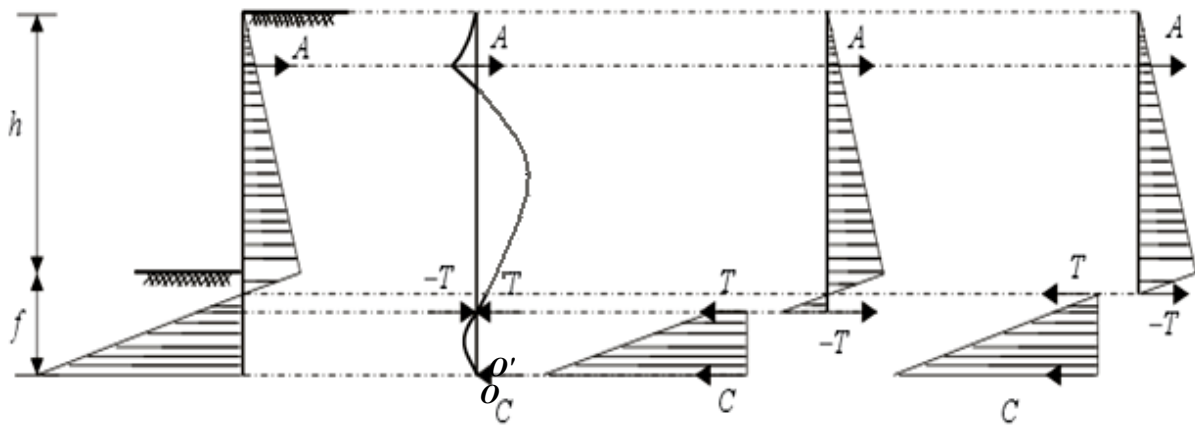
*(Méthodes de Blum)*

On rend ainsi le problème isostatique. Le calcul ne représente alors aucune difficulté.

Blum a observé que, pour les écrans encastrés, le point de moment nul est relativement proche du point de pression résultante nulle. Il a proposé que le moment fléchissant est nul au point de pression nulle.

Il faut remarquer que le moment fléchissant maximal est généralement celui qui se produit vers le milieu de la palplanche, là où la poussée est égale à l'effort d'ancrage (moment M1 de la Fig.2.5a); il est bien rare que le moment maximal dans la partie inférieure de la fiche (moment M2) lui soit supérieur.

Il faut toute fois s'assurer que le moment au point d'ancrage (moment M0) n'a pas une valeur plus forte, ce qui peut arriver lorsque l'ancrage est placé assez bas [6].



**Fig.2.7** la méthode de Blum [6]

L'écran sera décomposé en deux parties:

1- La partie au-dessus de point de moment nul peut être traitée comme une poutre droite soutenue sur deux appuis, au point d'ancrage A et au point de moment nul. Suivant les indications du figure.2.7 les réactions A et T et les moments de flexion peuvent alors être déterminés à partir de la théorie statique de la poutre simple.

2- La partie inférieure, au-dessous du point de moment nul, peut également être analysée comme une poutre droite de portée inconnue reposant sur deux appuis, au point de moment nul et au point d'action de la contre-butée C. La portée est inconnue mais par contre on connaît la réaction d'appui R, les deux inconnues dans le calcul de cette deuxième poutre sont donc la portée  $b=f_0-a$  et l'autre réaction d'appui, c'est-à-dire la contre-butée. Enfin, comme pour les murs non ancrés, on adoptera  $f=1.2f_0$  [2].

### 2.3 Critique des méthodes classiques

Dans le traité classique de mécanique de sol, le calcul d'un rideau simplement buté en pied s'accompagne toujours de l'utilisation d'un coefficient de sécurité, ce qui conduit à adopter pour la fiche une valeur bien supérieure à celle qui correspond effectivement à la rupture du rideau par défaut de butée; on peut alors se demander quelle est la signification du moment maximal calculé, puisque ce moment se rapporte à une palplanche travaillant vraisemblablement dans des conditions toutes différentes des conditions réelles, donc le comportement réel du rideau n'a rien à voir avec le comportement théorique.

### 2.4 la méthode empirique

Plusieurs auteurs ont étudié de façon approfondie, depuis 1943, le comportement des palplanche. Ces études ont permis de mettre au point de nouvelles méthodes de calcul.

La recherche de nouveaux modèles de calcul permettant de rendre compte des distributions de la poussée des terres de rendre compte des distribution de la poussée des terres se heurte aux limites des outils alors disponibles. Ainsi, la résultante des efforts auxquels sont soumis les ouvrages, compte tenu leur cinématique, pourra être approché avec des méthodes s'inspirant de celle de Coulomb, mais la répartition de ces efforts restera hors de portée des moyens de calcul. Cette distribution d'efforts donnera lieu à une estimation semi-empirique. Fondé sur l'observation du comportement d'un grand nombre d'ouvrages. Cette voie semi-empirique sera appliqué à l'évaluation des déformations des soutènements d'excavations et du massif associé.

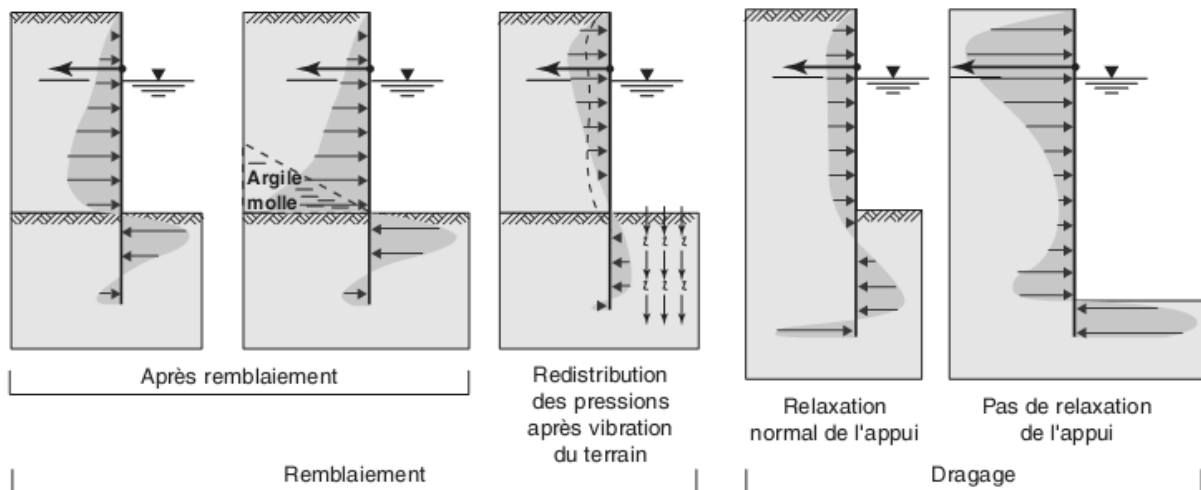
On donnera ci-dessous quelques indications sur la méthode empirique de Tchebotariof et sur celles plus théoriques de Rowe et de Brinch Hansen.

#### 2.4.1 Méthode de Tchebotarioff

les travaux menés par Tchebotarioff entre 1941 et 1949 ont essentiellement consisté en des essais, menés sur des modèles réduits d'écrans de soutènement (Tchebotarioff, 1948).

Ces essais portaient notamment sur des écrans souples fichés sur 30 % de leur hauteur totale dans des sables moyennement denses à denses et maintenus en tête par un dispositif d'appui.

Les principaux résultats obtenus concernent, d'une part, la distribution des pressions appliquées à l'écran par les terres soutenues et, d'autre part, la distribution des pressions en fiche de l'écran, et ceci pour différentes phases de remblaiement ou d'excavation du soutènement (fig.2.8).

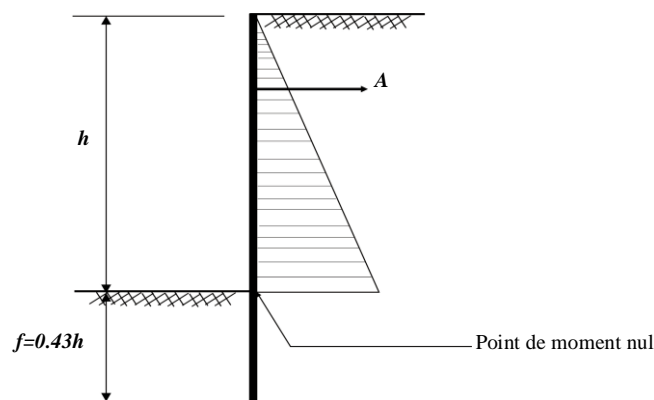


**Fig.2.8** Distributions de pressions mesurées à l'issue de différentes procédures de construction (d'après Tchebotarioff et Brown, 1948). [16]

Qualitativement, 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. Cette dernière reste toutefois beaucoup plus modérée que ne le suggérait Blum dans ses schémas, puisque les valeurs atteintes sont proches de la pression des terres au repos.

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

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



**Fig.2.9** Méthode de calcul de Tshébotarioff [6]

### 2.4.2 Méthode de Rowe

Les résultats expérimentaux de Tschebotarioff ont mis qualitativement en évidence le phénomène d'encastrement des écrans souples fichés dans des sables moyennement denses à denses.

Par une série d'essais, également réalisés sur modèles réduits avec des matériaux de différentes densités relatives (graviers, sable, cendres, copeaux de bois), Rowe (1952) s'est attaché à analyser plus en détail ce phénomène. Ses résultats lui permettent de confirmer que, du fait de la mobilisation d'un encastrement en fiche, les sollicitations (moment fléchissant maximal, réaction d'appui) dans les écrans souples sont plus faibles que dans un écran parfaitement rigide (méthode de la butée simple). L'analyse détaillée de ces résultats permet à Rowe de montrer que, pour des écrans dont la fiche est égale à 30 % environ de la hauteur totale, la réduction de sollicitation est principalement fonction de la flexibilité de l'écran (exprimée par le

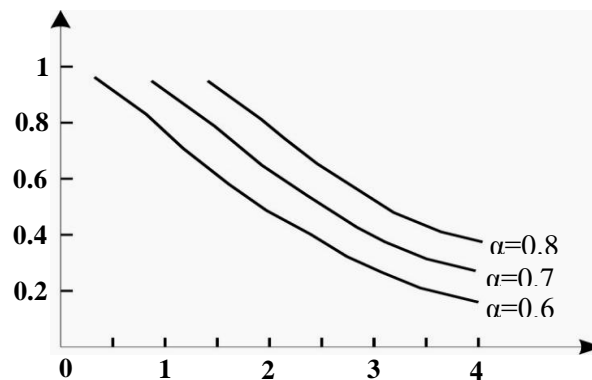
paramètre  $\rho = \frac{h^4}{EI}$  où  $h$  désigne la hauteur totale de l'écran,  $E$  son module d'élasticité

et  $I$  son inertie) et de la densité relative du sol. De plus, elle est à peu près indépendante des autres facteurs définissant les conditions des essais (angle de frottement et poids volumique du sol, surcharge sur le terre-plein, position relative de l'appui en tête d'écran).

Rowe montre, par ailleurs, que ces réductions des sollicitations peuvent excéder celles admises par Blum ou par Tschebotarioff.

Ceci le conduit à évoquer des réductions supplémentaires des sollicitations dues à la mobilisation de butée dans le sol au-dessus du niveau d'ancrage. à la mobilisation d'une force de cisaillement en pied d'ouvrage et à l'influence de l'ancrage, de la fiche et de la flexibilité de l'écran sur les efforts verticaux appliqués à l'écran.

La figure.2.10 montre la variation du moment fléchissant maximal en fonction du logarithme de  $\frac{K_e}{r}$  pour les valeurs les plus utiles de  $\alpha$ , la fiche représente alors 67.43 et 25% de la dénivellation d.



**Fig.2.10** Réduction du moment fléchissant maximal en fonction de la rigidité de la palplanche[6]

on voit que le coefficient de réduction varie en sens contraire de la rigidité de la palplanche. Plus la palplanche est raide, plus le moment réel est voisin du moment calculé par la méthode classique du rideau simplement buté en pied.

C'est l'existence de ce coefficient de réduction, fonction de la rigidité de la palplanche et indépendant de la plupart des autres caractéristiques du problème qui constitue en définitive le résultat fondamental de la théorie de Rowe.

### 2.4.3 Méthode empirique de calcul des fouilles blindées

L'approche par le calcul de la distribution des poussées sur des écrans en rotation par rapport au haut de l'écran [terzaghi, 1936 ; Ohde, 1938 ; Terzaghi, 1934a] n'a jamais réellement abouti en pratique et s'est vite trouvée concurrencée par une approche nouvelle consistant à tirer directement de mesures sur ouvrages les répartitions de pressions à introduire dans le calcul des soutènements d'excavation.

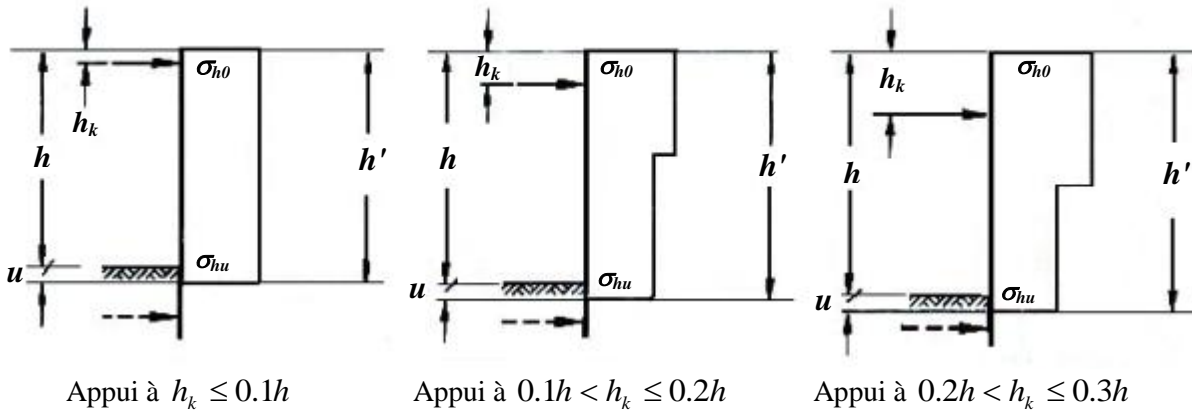
Cette approche a été développée essentiellement en Allemagne et aux états- unis, au cours de la deuxième partie du vingtième siècle.

#### 2.4.3.1 L'école allemande

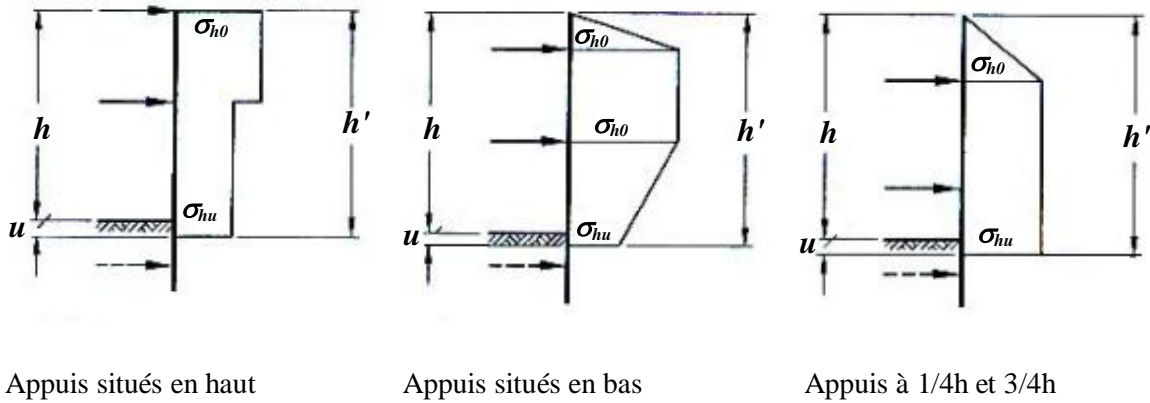
La partie la plus connue en dehors de l'Allemagne traite de la redistribution de la poussée des terres selon le type de soutènement et les conditions d'appui. Les figures suivantes montrent la redistribution de la poussée pour des parois en béton coulé en place, c'est-à-dire des parois moulées ou des parois de pieux forée. (Fig.2.11).

La poussée est fortement influencée par la présence et la disposition des ancrages.

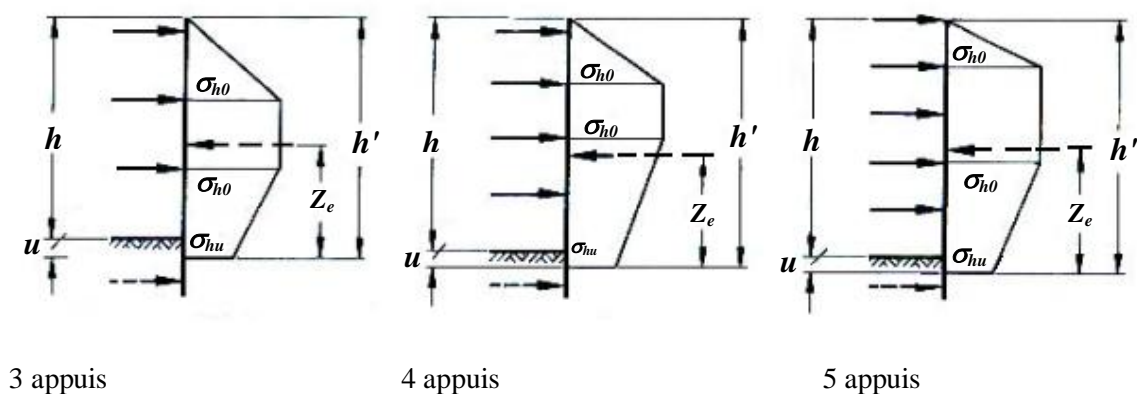
En effet, ces derniers empêchent l'écran de se déplacer de façon à ce qu'une zone de poussée de Rankine puisse s'établir, le diagramme des poussées n'est plus triangulaire.



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



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



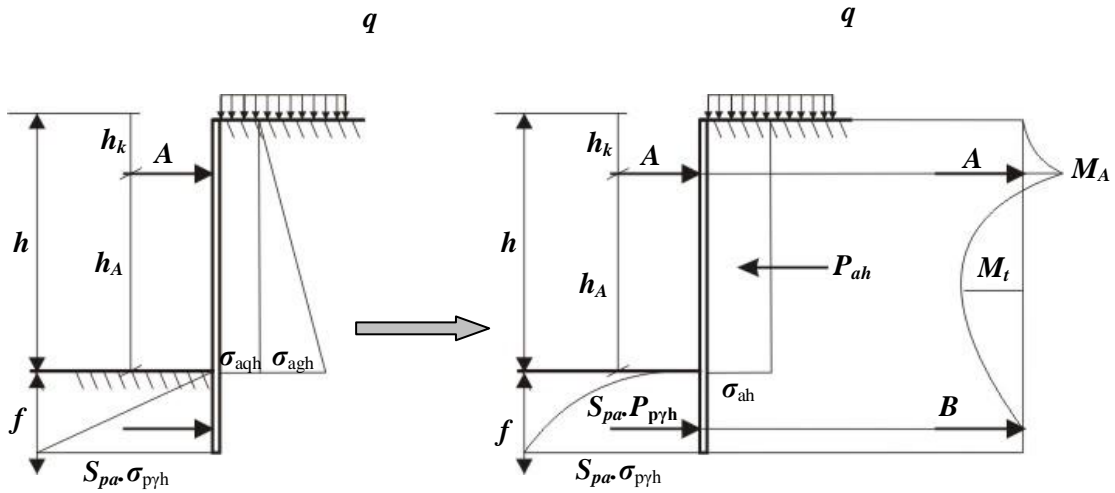
Schémas de redistribution pour des parois en béton coulé en place avec 3 appuis ou plus

Fig.2.11 La distribution approchée de la poussée en fonction de la Position et du nombre d'ancrages sur parois moulées [2]

❖ **Cas particulier de la distribution rectangulaire**

On utilise la distribution triangulaire classique de coulomb. Le diagramme de contrainte résiduelles après superposition de poussée et butée obtenu et ensuite transformé en une distribution rectangulaire comme suit:

➤ Paroi berlinoise ( $h_k \leq 0.3h$ ):

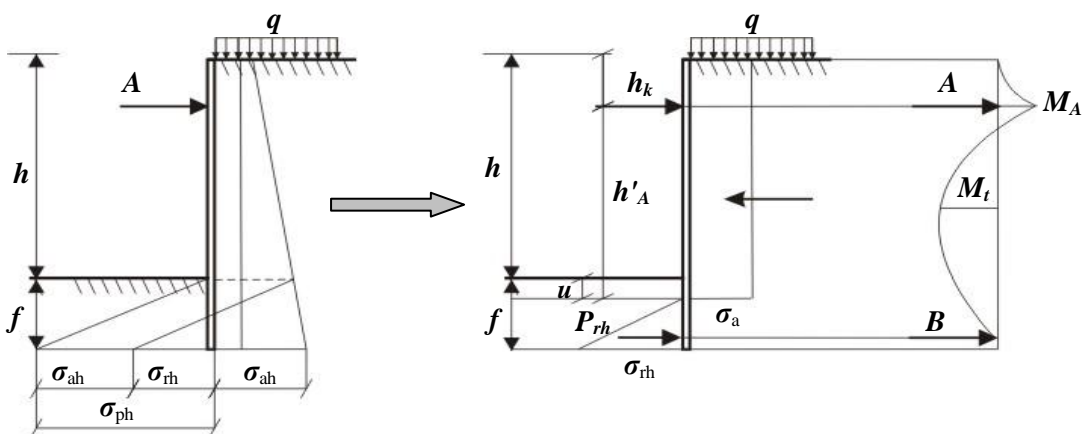


**Fig2.12** transformation d'une distribution triangulaire de poussée à une distribution rectangulaire d'une paroi berlinoise[3].

✓ Corrections : - la force d'ancrage :  $A' = A \cdot \frac{h}{h_A}$  avec  $A' \leq P_{ah}$  (2.3)

-Moment en travée:  $M_t' = M_t \cdot \frac{h_A}{h}$  (2.4)

➤ Rideaux de palplanches et parois moulées ( $h_k \leq 0.3h$ ) :



**Fig2.13** transformation d'une distribution triangulaire de poussée à une distribution rectangulaire d'une paroi moulée [3].

$$\checkmark \text{ Corrections : - la force d'ancrage } A' = A \cdot \sqrt{\frac{h'}{h_A}} \text{ avec } A' \leq P_{ah} \quad (2.5)$$

$$\text{-Moment en travée: } M_t' = M_t \cdot \sqrt{\frac{h_A'}{h'}} \quad (2.6)$$

Le diagramme trapézoïdal est plus approprié que le diagramme rectangulaire pour les raisons suivantes :

- Les pressions des terres sont concentrées aux endroits d'ancrage résultant du courbement ;
- les pressions des terres sont nulles due à la surface de sol en cas de sols pulvérulents et en absence de surcharges extérieures.
- les pressions des terres augmentent de la surface libre du sol à l'endroit supérieur du boulon d'ancrage ;
- pour sables à densité moyenne ou très denses les pressions des terres diminuent en dessous de l'ancrage inférieur à cause de la butée en contre partie.

#### 2.4.3.2 L'école américaine

##### ❖ Diagrammes des pressions des terres de Terzaghi et Peck

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

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

$$\sigma = 0.65K_a \gamma h \quad (2.7)$$

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

$$\sigma = \left( 1 - m \frac{4C}{\gamma h} \right) \gamma h \quad (2.8)$$

les argiles raides fissurées. Le diagramme-enveloppe est trapézoïdal et a une largeur:  $\sigma = n \gamma h$  n variant de 0.2 à 0.4



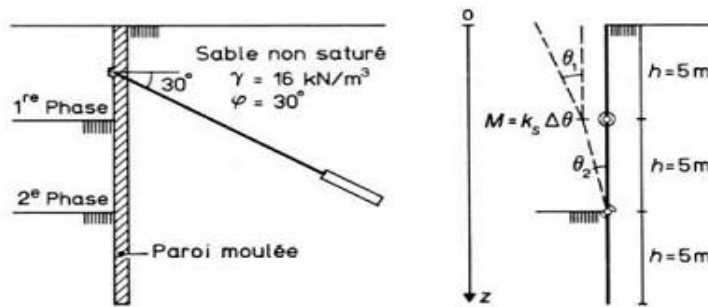


Avec  $K_0$  coefficient de pression latéral des terres au repos

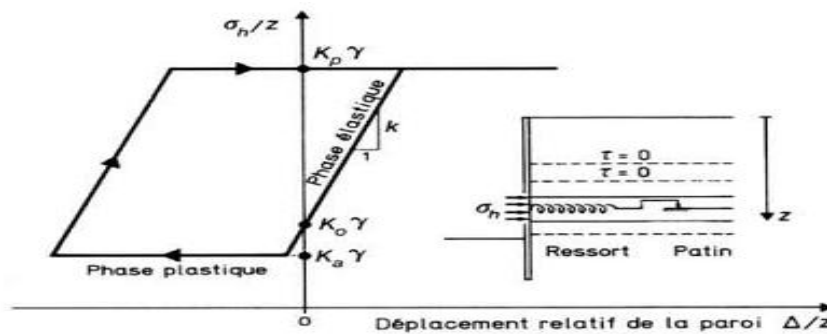
( $\approx 1 - \sin \varphi$  dans les sables),

$k$  ( $\text{kN/m}^3$ ) coefficient de réaction.

Cette schématisation du sol est, en fait, celle de la méthode élastoplastique au module de réaction. La schématisation de la paroi par éléments rigides permet de développer des calculs analytiques mettant en évidence l'influence de la construction de l'ouvrage.



a) paroi moulée et sa schématisation



b) loi de comportement élastoplastique unidimensionnelle  
(Hypothèse de Winkler)

**Fig2.15** Schématisation d'une paroi moulée et principe de la méthode aux modules de réaction [15]

La méthode au module de réaction repose principalement sur la détermination d'un coefficient de réaction horizontale du sol  $k$ . Il n'est pas possible de mesurer directement ce coefficient, aussi utilise-t-on fréquemment des corrélations ou formules empiriques établies par divers auteurs.

Le tableau 2.1 montre l'état des connaissances sur ce sujet. À côté des anciennes formules données par Terzaghi et Rowe, où l'on distingue le cas des sables avec un coefficient variant avec la profondeur et le cas des argiles où le module est constant, il faut noter l'apport intéressant fait par Ménard et Bourdon en 1964. Ces auteurs proposent de relier le coefficient de réaction  $k$  au module pressiométrique  $E_M$  par une formule empirique dans laquelle interviennent le coefficient rhéologique  $\alpha$  du sol ( $\alpha = 1/3$  pour les sables,  $1/2$  pour les limons,  $2/3$  pour les argiles) et un paramètre dimensionnel  $a$ , qui peut être considéré comme la hauteur d'écran rigide équivalent à la partie d'écran réel considérée. Plus récemment,

Il a été proposé de relier le coefficient de réaction au module de déformation du sol  $E_s$  et à une longueur  $L$  caractéristique de la rigidité relative sol-écran. Cette dernière proposition concerne essentiellement la partie hors fiche de l'écran. Il faut retenir que, d'une formule

à une autre, il peut y avoir de fortes variations dans les valeurs du coefficient de réaction.

| <b>Tableau.2.1</b> Evaluation du coefficient de réaction $k$ du sol |  |  |
|---|--|--|
|   | <p><b>Terzaghi (1955) :</b></p> $k = k_0 \frac{z}{D} \text{ (sables)}$ $k = Cte \text{ (argiles)}$ <p>avec <math>z</math> profondeur,<br/><math>D</math> fiche.</p> <p><b>Rowe (1957) :</b></p> $k = 33,3 \frac{c_u}{D}$ <p>avec <math>c_u</math> cohésion non drainée</p> | <p><b>Ménard, Bourdon (1964) :</b></p> $\frac{1}{k} = \frac{1}{E_M} \left[ \frac{\alpha a}{2} + 0,133 (9a)^\alpha \right]$ <p>avec <math>E_M</math> module pressiométrique,<br/><math>a</math> paramètre dimensionnel,<br/><math>\alpha</math> coefficient rhéologique</p> <p><b>Gigan (1989) :</b></p> $k = \frac{4E_s}{L_0}$ <p>avec <math>E_s</math> module de réaction,<br/><math>L_0 = 4 \sqrt{\frac{EI}{E_s}}</math></p> |

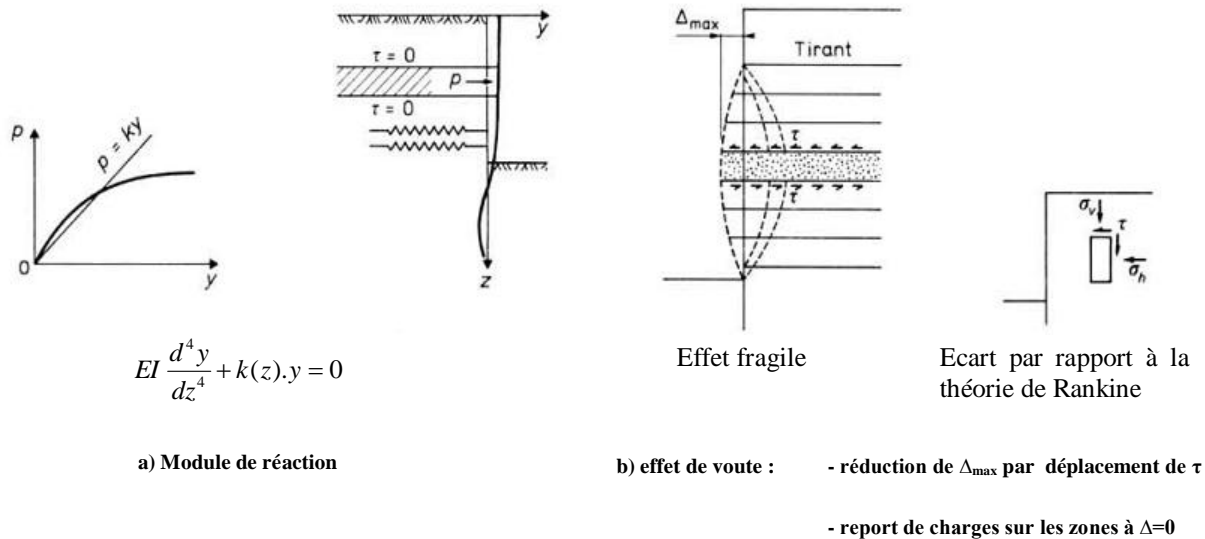
L'hypothèse fondamentale du calcul au module de réaction concerne l'interaction sol-écran. On suppose que le sol n'agit sur l'écran que par des couches horizontales indépendantes les unes des autres, c'est-à-dire parfaitement lisses et ne transmettant donc aucune contrainte de cisaillement ( $\tau = 0$ ) (figure.2.16). Cette hypothèse revient à considérer que les plans horizontaux sont des plans principaux, et que les directions principales des contraintes sont verticale et horizontale. Il est évident que ce n'est pas là qu'une approximation de la réalité, et d'autant plus inexacte que les déplacements de l'écran et du sol s'éloignent d'une translation horizontale.

Jointe à l'hypothèse du module de réaction, cette simplification de l'interaction sol-écran permet de ramener le calcul des efforts et des déplacements de l'écran au cours des diverses phases de travaux à celui d'une poutre sur appui élastique continu (modèle de Winkler), soit à la résolution de l'équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + k(z).y = 0 \quad (2.10)$$

Avec :  $y$  déplacement de l'écran,  
 $E$  module d'élasticité,  
 $I$  inertie de l'écran.

L'hypothèse des tranches planes indépendantes est contredite lorsqu'il se développe des effets de voûte le long de l'écran. Il y a effet de voûte lorsque les déplacements naturels se trouvent bloqués (ou fortement réduits) entre deux points de l'écran (figure.2.16). Il se développe alors de fortes contraintes de cisaillement entre les tranches horizontales de sol, lesquelles ont pour effet de reporter les pressions sur l'écran, de la zone centrale vers les points de déplacement nul. Ainsi dans la figure.2.16, il pourrait se développer un effet de voûte entre la tête du tirant et le niveau du sol de fondation.



**Fig2.16** Hypothèse de base du calcul au module de réaction et son contraire l'effet de voûte[15]

## 2.7 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage.

Cette méthode connaît depuis une quinzaine d'années un développement considérable en géotechnique, car elle permet l'analyse du comportement des structures, des terrains et de leurs interactions, par l'évaluation des champs de déformations et de contraintes des différents volumes de matériau sous diverses sollicitations. La réalisation d'un calcul par éléments finis suppose connus la géométrie du milieu à modéliser, les limites entre les divers matériaux présents, les chargements, les conditions aux limites, la connaissance de l'état initial, les lois de comportement des matériaux, etc [11].

# Chapitre 3

---

Calcul classique des écrans  
plans de soutènement

---

### 3.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'application des différentes méthodes classiques aux états d'équilibre limite du sol et d'être formulées à partir des équations de l'équilibre statique.

### 3.2 Les contraintes horizontales s'exerçant sur l'écran

Calcul des contraintes horizontales dues au poids des terres on a :

$$\sigma_{a\gamma h} = \gamma \cdot h \cdot K_{a\gamma h} \quad (3.1)$$

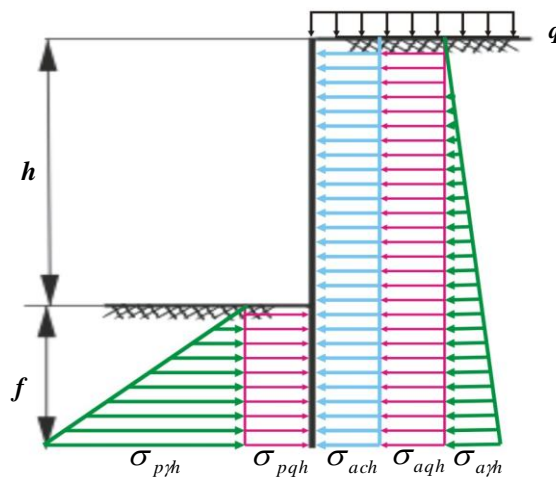
$$\sigma_{p\gamma h} = \gamma \cdot h \cdot K_{p\gamma h} \quad (3.2)$$

Calcul des contraintes horizontales dues à la surcharge :

$$\sigma_{aqh} = q \cdot K_{aqh} \quad (3.3)$$

Calcul des contraintes horizontales dues à la Cohésion:

$$\sigma_{ach} = c \cdot K_{ach} \quad (3.4)$$



**Fig.3.1** Les contraintes horizontales s'exerçant sur l'écran

Déterminons d'abord des contraintes horizontales totales s'exerçant sur l'écran:

A l'arrière de l'écran se développent des poussées, et l'on a Au point A (pour  $z=0$ )

$$\sigma_a = 0 + q \cdot K_{aqh} - cK_{ach}$$

Ci  $C \gg \rightarrow \sigma_{ah} < 0$  on obtient des contraintes négatives de traction

En posant :  $\sigma_{ah} = 0$  pour trouver la hauteur critique  $z_c$



### 3.3 Caractéristique de l'ouvrage

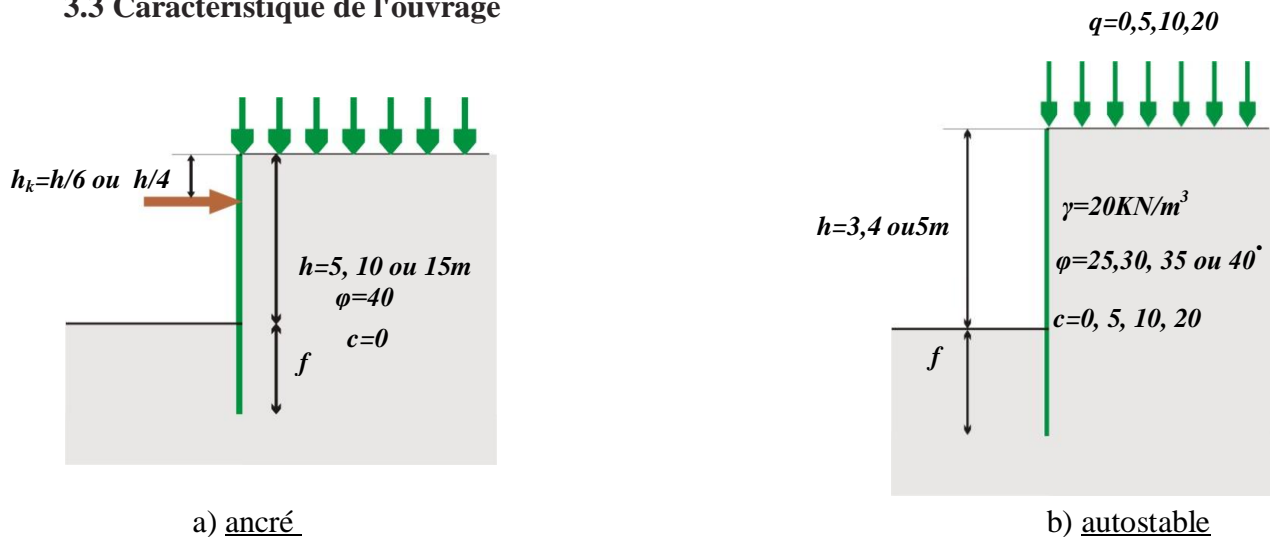


Fig.3.3 Le profil type étudié d'écran de soutènement

Le calcul classique est fait sur un profil type d'écran de soutènement autostable et ancré qui ont les caractéristiques suivantes :

La hauteur libre varie couramment de :

- $h=3$  à  $5 \text{ m}$  pour écrans autostables.
- $h=5$  à  $15 \text{ m}$  pour écrans ancrés.
- L'inclinaison de talus avec l'horizontale au-dessus du massif  $\beta$  est prise égale à  $0$ .
- Le poids volumique du sol  $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ .
- La surcharge appliquée  $q$  varie entre  $0, 5, 10$  et  $20 \text{ kN/m}^2$ .
- Le massif est étudié pour différents types de sol :
  - $(\varphi[^\circ]/c[\text{kN/m}^2]) : 20/35, 25/20, 30/10, 35/5, 40/0)$  pour écrans autostables.
  - $(c=0 \text{ kN/m}^2 \text{ et } \varphi=20, 25, 30, 35, 40)$  pour écrans ancrés.

### 3.4 L'étude paramétrique de l'écran plan de soutènement

Le calcul de l'écran consiste à calculer la fiche  $f$  et la contre butée et le moment fléchissant maximal. Ce calcul a été mené sur des ouvrages de différentes caractéristiques : La sensibilité à résistance de cisaillement ( $\varphi$  et  $c$ ), à la hauteur libre de l'ouvrage, à la position de la nappe d'ancrage, coefficient de sécurité ou encore l'intensité d'une surcharge uniformément répartie coté terrain.

#### 3.4.1

#### Ecran autostable

Les résultats de ces calculs sont représentés sur des tableaux et figures suivants :

#### ➤ L'influence de la sensibilité à résistance de cisaillement ( $\varphi$ et $c$ )

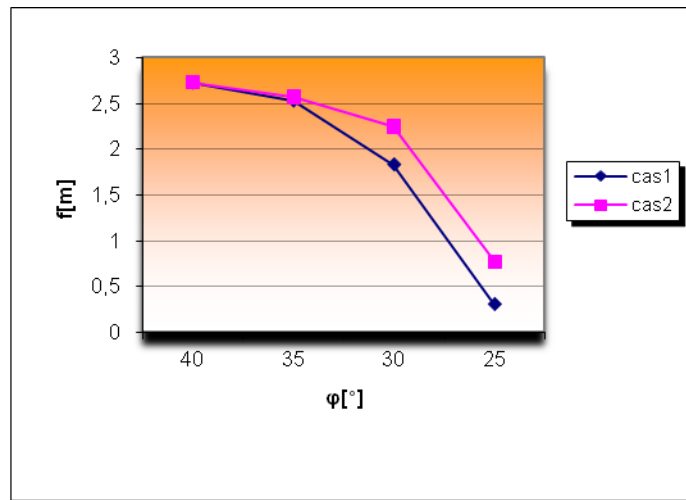
**Cas1:** les contraintes négatives (de traction) non négligées.

**Cas2:** les contraintes négatives (de traction) négligées

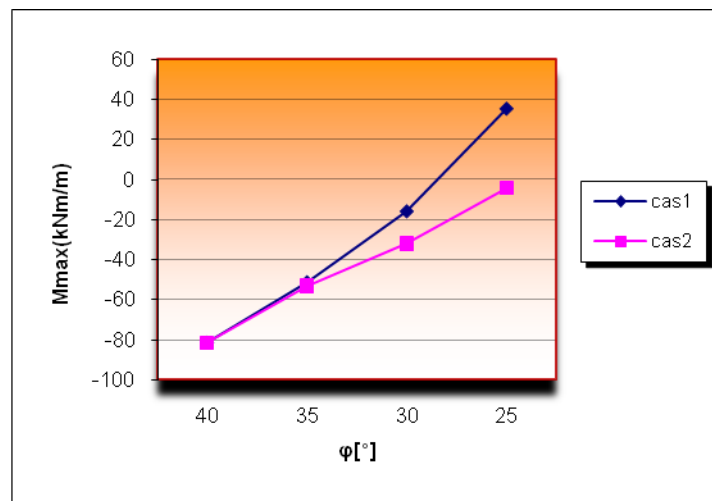


| $\varphi$ [°]/c[kN/m <sup>2</sup> ]<br>f[m] | 40/0    | 35/5<br>Cas1 | 35/5<br>Cas2 | 30/10<br>Cas1 | 30/10<br>Cas2 | 25/20<br>Cas1 | 25/20<br>Cas2 |
|---|---------|--------------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| f[m]  | 2.722   | 2.526        | 2.562        | 1.827         | 2.243         | 0,3           | 0.768         |
| M <sub>max</sub> [m]                        | -81.67  | -51.52       | -53.38       | -16.16        | -32.38        | 35            | -4.564        |
| C[kN/m]                                     | 159.307 | 103.09       | 105.49       | 44.89         | 68.41         | 4             | 7.10          |

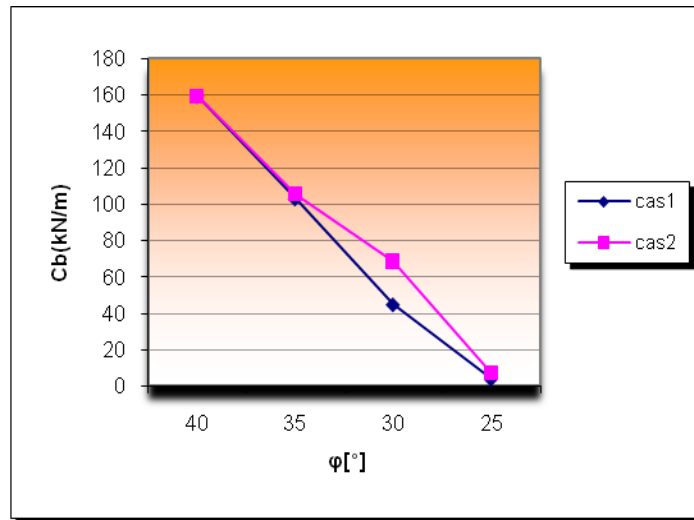
**Tableau.3.1** la fiche f, le moment maximale et la contre butée en fonction de ( $\varphi$ /c) pour les deux cas des contraintes de traction ( $h=4m$  et  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ )



**Fig.3.4** La fiche f en fonction d'angle de frottement interne pour les deux cas de contraintes



**Fig.3.5** Le moment maximal en fonction d'angle de frottement interne pour les deux cas de contraintes

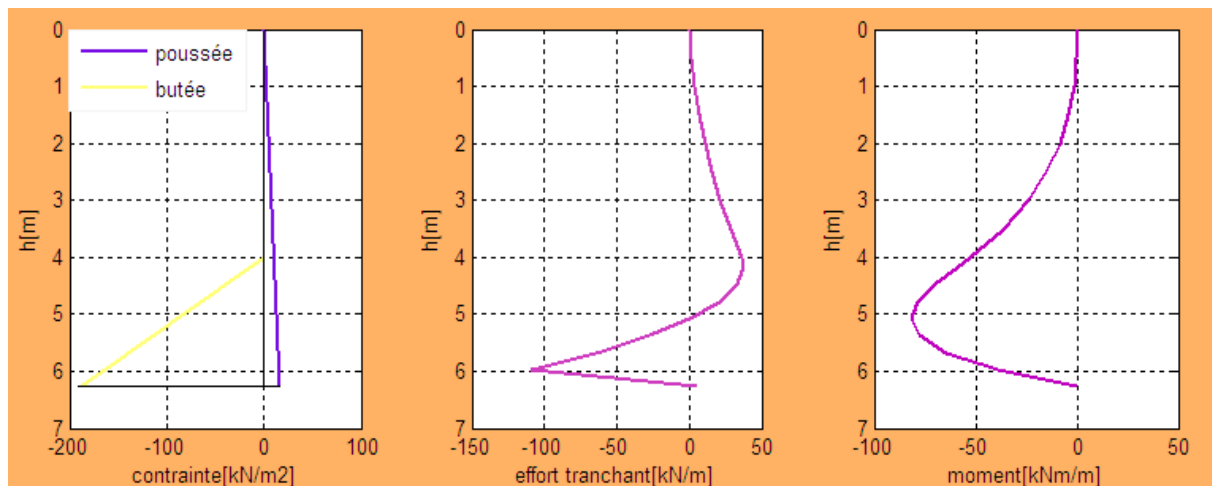


**Fig.3.6** La contre butée en fonction d'angle de frottement interne pour les deux cas de contraintes

**- Diagrammes des pressions des terres, les efforts tranchants et les moments fléchissants**

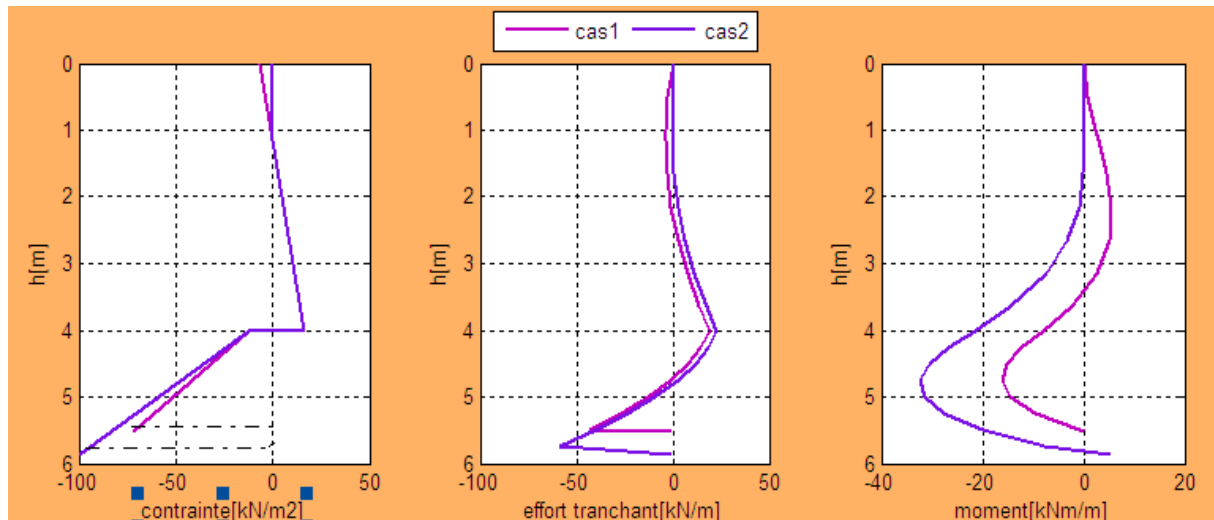
➤ Pour  $h=4m$   $q=10$  kN/m

- $\phi$  [°]/ $c$  [kN/m<sup>2</sup>] = 40/0



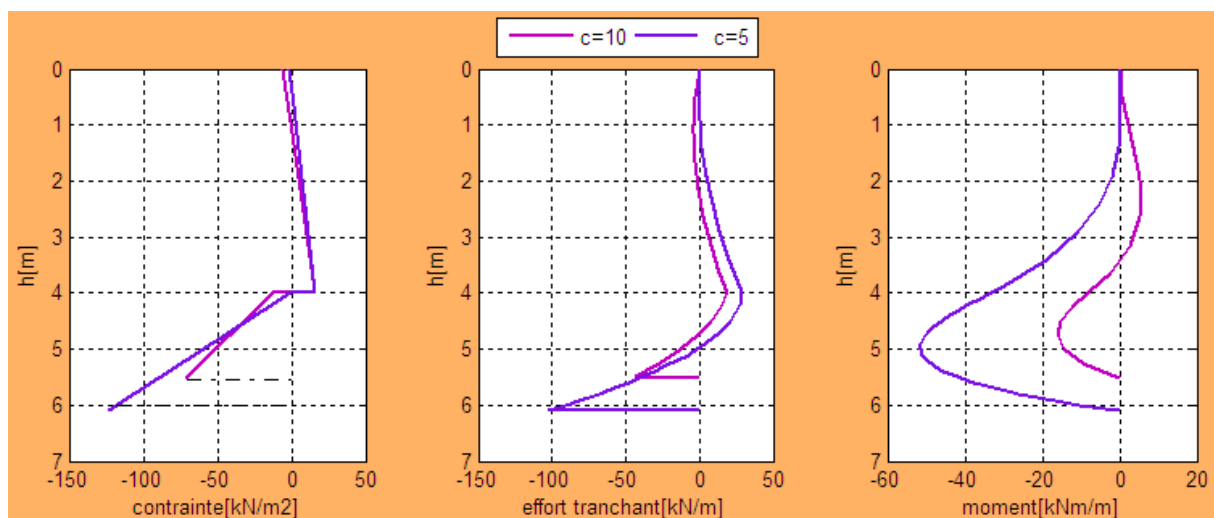
**Fig.3.7** les diagrammes des contraintes horizontales, l'effort tranchant et le moment en fonction de la hauteur d'un écran de soutènement autostable pour une cohésion nulle

- $\varphi[^\circ]/c[\text{kN/m}^2] = 30/10$



**Fig.3.8** L'influence de la contrainte de traction sur La distribution des contraintes, les efforts tranchants et les moments

- $\varphi[^\circ]/c[\text{kN/m}^2] = 30/10, 35/5$  :cas1



**Fig.3.9** L'influence des caractéristiques du sol sur le dimensionnement de l'écran

### 🔗 Interprétation des résultats

- Pour les sols fortement cohérents ( $\varphi/c = 25^\circ/20 \text{ kN/m}^2$ ) et dans le premier cas ou les contraintes négatives non négligées, on a pu constater que la fiche f, le moment maximal, et la contre butée sont très faibles et presque nulles. Dans le deuxième cas la fiche f, la contre butée et le moment maximal entretiennent une valeur.
- Pour les sols moyennement cohérents  $c = 5 \div 20 \text{ kN/m}^2$  possédant un frottement interne moyen ( $\varphi = 25^\circ \div 30^\circ$ ), les valeurs de f,  $M_{\max}$ , et C augmentent.
- Pour les sols possédant un frottement interne élevé ( $\varphi = 40^\circ$ ) et une cohésion nul ( $c = 0 \text{ kN/m}^2$ ) la fiche f, la contre butée cb, le moment maximal sont maximales.

En conclusion, plus l'angle de frottement interne  $\phi$  est grand ou, plus la cohésion est petite, la fiche  $f$  et le moment max et la contre buté augmentent. Les contraintes de traction causent éventuellement des fissures le long de l'interaction sol-structure, donc généralement le sol cohérent est remplacé par un sol pulvérulent ( $c=0$ ) avec une distribution des contraintes triangulaire de Rankine.

3.4.2

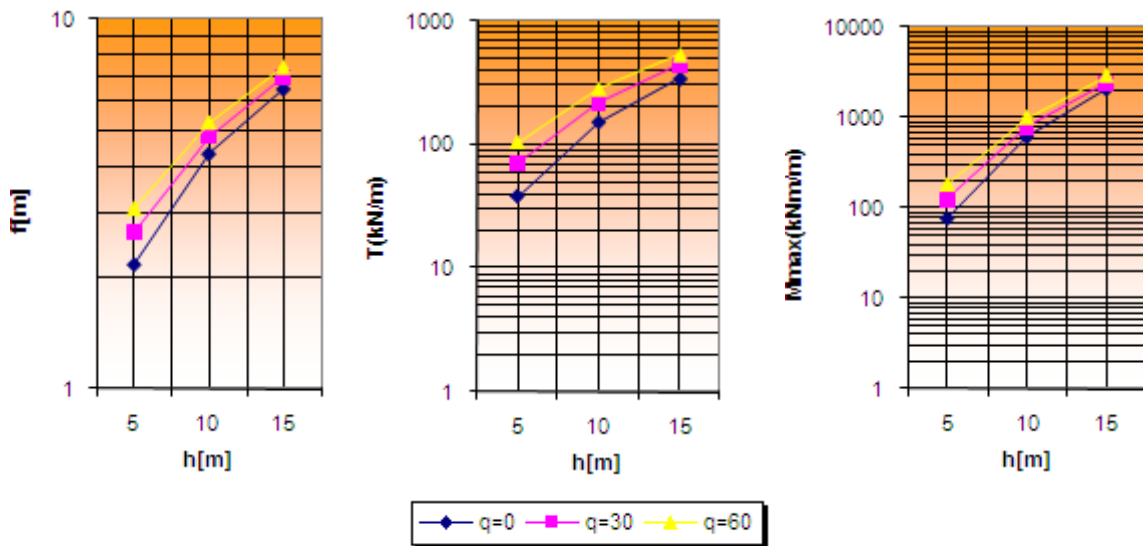
**Ecrans ancrés**

↗ **L'influence de la surcharge et la hauteur h**

Les variations des paramètres  $f$ ,  $M_{max}$  et  $T$  calculés en butée simple avec coefficient de sécurité égale à 2, dans le cas d'un angle de frottement égal à  $20^\circ$ , sont représentées sur la figure.3.9 en fonction de  $h$  en cordonnés logarithmiques pour les différentes valeurs de  $q$ .

|                   | q=0   |        |        | q=30  |        |        | q=60   |        |        |
|-------------------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
|                   | h=5   | h=10   | h=15   | h=5   | h=10   | h=15   | h=5    | h=10   | h=15   |
| f[m]              | 2.168 | 4.337  | 6.506  | 2.639 | 4.819  | 6.99   | 3.075  | 5.279  | 7.46   |
| T[kN/m]           | 38.49 | 153.97 | 346.45 | 71.42 | 218.83 | 443.22 | 106.27 | 285.69 | 542.03 |
| $M_{max}$ [kNm/m] | 76.08 | 608.6  | 2054   | 1242  | 794.7  | 2468   | 178.9  | 993.9  | 2901   |

**Tableau.3.2** la fiche  $f$ , le moment maximal et la force d'ancrage en fonction de la surcharge  $q$  ( $c=0\text{kN/m}^2$ ,  $\phi=30^\circ$ )



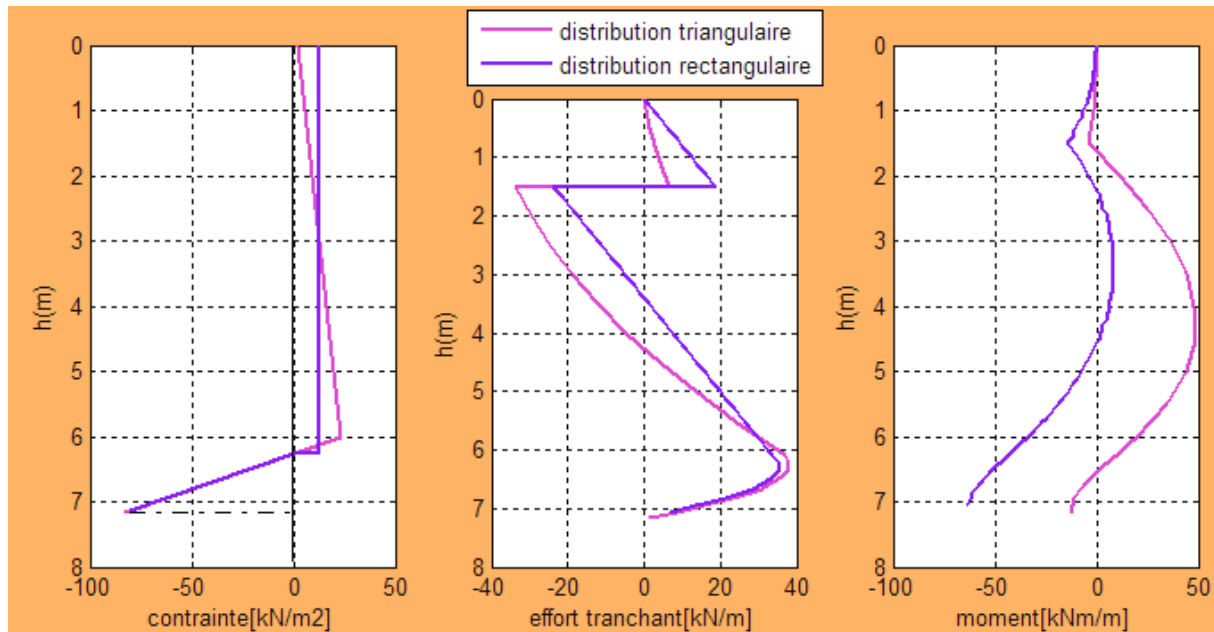
**Fig.3.10** Résultats obtenus par la méthode de la butée simple pour différentes valeurs de la surcharge  $q$  pour un angle de frottement interne  $30^\circ$ .

↗ **Interprétation des résultats**

- les valeurs de la fiche  $f$  et réaction d'appui et le moment fléchissant maximal sont proportionnelles aux valeurs de la hauteur libres de l'écran.

- L'ajout d'une surcharge uniformément répartie à la surface du terrain conduit à une augmentation de la fiche  $f$ , de la réaction d'appui  $T$  et du moment de flexion  $M_{\max}$ .
- Par ailleurs, les courbes de variation correspondant à différentes valeurs de la surcharge  $q$  ne sont pas parallèles : l'influence relative de la surcharge a tendance à diminuer lorsque la hauteur libre augmente.

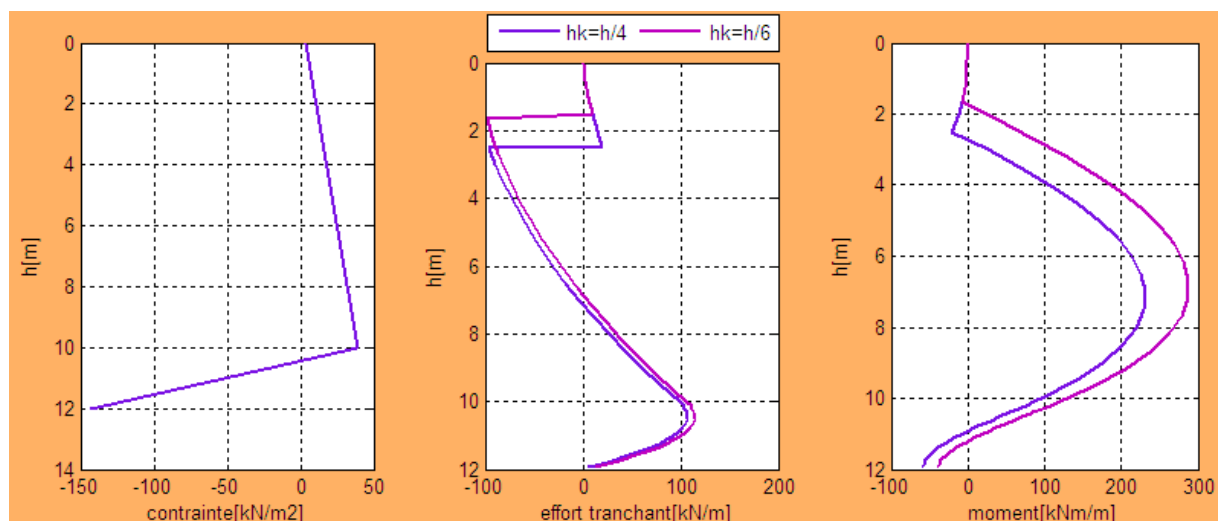
### ➤ Comparaison entre la distribution triangulaire et rectangulaire



**Fig.3.11** l'influence de la distribution des contraintes sur l'effort tranchant et le moment fléchissant.

La figure 3.11 présente que la transformation d'une distribution triangulaire de poussée à une distribution rectangulaire d'un écran permet de réduire les efforts tranchants et les moments fléchissant entre l'ancrage et le fond de fouille.

### ➤ Influence de la position d'ancrage



**Fig.3.12** Influence de la position de la nappe d'ancrage Sur le dimensionnement d'écran

La figure 3.1 présente que la *distribution des pressions des terres ne influe pas à la position d'ancrage au contraire de moment fléchissant et les efforts tranchants, ces derniers sont inversement proportionnels aux valeurs de la position d'ancrage.*

### 3.5 Conclusions

Les facteurs principaux qui influent sur la distribution des pressions des terres derrière un écran plan de soutènement sont cités ci-dessous :

1. l'angle de frottement interne et la cohésion du remblai;
2. la surcharge de remblai;
3. la hauteur de l'écran ;
4. les contraintes de traction ;

# Chapitre 4

---

---

## Lois de comportement des sols

---

---

## 4.1 Introduction

Dans l'étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique de sol c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, et précise la place des conditions aux limites et des interfaces avec leurs conditions de contact.

Les modèles utilisés dans les études de mécanique des sols sont très divers. Les méthodes de calcul classiques admettent en général des géométries simplifiées (couche de sol homogène, massif semi infini) et réduisent souvent le comportement du sol à des relations unidimensionnelles (théorie de consolidation) ou bidimensionnelles planes (calculs de stabilité de pentes, soutènement) ou tridimensionnelles sont limités aux équations de l'élasticité linéaire pour les fondations superficielles et à certaines études d'écoulements.

Les méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportements complexes.

## 4.2 Quelques notions fondamentales dans la mécanique de milieu continu

- **Homogénéité**

Un milieu est dit homogène s'il existe une configuration particulière qu'on prend pour référence dans laquelle une propriété, telle que la masse volumique, est caractérisée par les mêmes valeurs en tous points (constante).

- **Isotropie**

Certains milieux ont la particularité d'avoir les mêmes propriétés (mécanique, par exemple) en un point matériel (particule) dans différentes directions, relativement à une configuration de référence; c'est à dire que cette propriété est la même en un point quelque soit la direction d'observation. Donc elle est indépendante du repère choisi.

- **Liaisons internes**

Un milieu peut être soumis à des liaisons internes d'ordre cinématique ou géométriques. Ces liaisons se traduisent par des équations qui représentent certains comportements du milieu et qui doivent alors vérifier les principes généraux déjà cités.

### 3.3 Model de comportement

#### 4.3.1 Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke)

Un comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformation reste proportionnel au tenseur des contraintes au cours du chargement. L'élasticité linéaire est souvent présente sous les formes suivantes:

$$\varepsilon_{ij} = (1 + \nu) \frac{\sigma_{ij}}{E} - \frac{\nu}{E} T_r(\sigma_{kl}) \delta_{ij} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{ij} = 2\mu\varepsilon_{ij} + \lambda T_r(\varepsilon_{kl}) \delta_{ij} \quad (4.2)$$

E: Module d'Young,



$\nu$ : Coefficient de Poisson,

$\lambda$  et  $\mu$  : les coefficients de Lamé.

Les relations entre les paramètres de comportement sont les suivantes:

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.3)$$

$$E = \frac{\mu(3\lambda + 2\mu)}{\lambda + \mu} \quad \nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)} \quad (4.4)$$

L'hypothèse de stabilité du matériau impose les conditions suivantes:

$$E > 0 \quad \text{et} \quad -1 < \nu < 0.5$$

L'application de la loi de comportement élastique linéaire aux invariants des tenseurs de déformations et de contraintes permet de déduire les relations suivantes:

$$I_2(\sigma_{ij}) = (1+\nu) \frac{J_2(\varepsilon_{ij})}{E} \quad ; \quad T_r(\sigma_{ij}) = \frac{E T_r(\varepsilon_{ij})}{(1-2\nu)} \quad (4.5)$$

Par ailleurs, les relations entre les paramètres de comportements  $K$ ,  $G$ ,  $E$  et  $\nu$  sont suivantes:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.6)$$

$$E = \frac{9KG}{3K+G} \quad \nu = \frac{3K-2G}{6K+2G} \quad (4.7)$$

$K$  est module volumique (en Pascal).

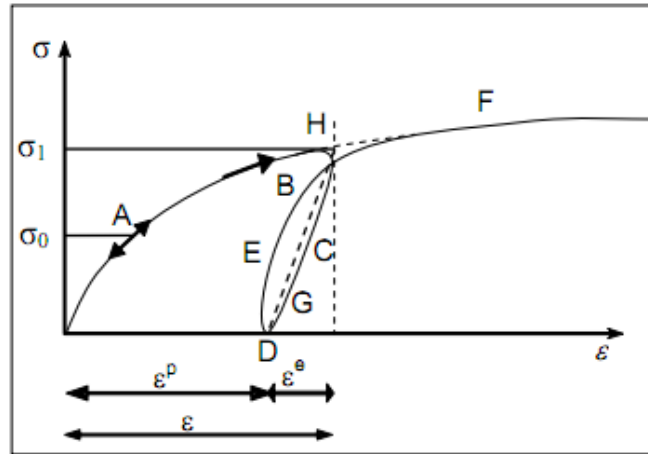
$G$  est le module de cisaillement (en Pascal).

### 4.3.2 Comportement élastoplastique

Un corps est dit avoir un comportement élastoplastique quand au delà d'un certain niveau de chargement il présente des déformations réversibles (élastiques) mais aussi des déformations irréversibles (plastiques) et que ces déformations et que ces contraintes obéissent à des lois bien précises. Notons que la considération d'un corps élastoplastique se fait en excluant l'influence du paramètre temps.

On définit d'abord un critère de plasticité qui est une fonction des contraintes, éventuellement écrouissable avec les déformations. Ce critère ne peut être dépassé en aucun point. Lorsqu'il est atteint, débutent les déformations irréversibles ou plastiques. Ces déformations sont régies par une loi dite loi d'écoulement.

L'essai classique de traction sur une éprouvette d'un matériau ayant un comportement élastoplastique avec écrouissage permet de mettre en évidence la non linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique.



**Fig4.1** comportement élastoplastique avec écrouissage

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est à dire quand on décharge on revient en O. le point A, point limite au-delà duquel on n'a plus le comportement élastique correspond à une contrainte caractéristique dite seuil de plasticité initial ou limite élastique. Après l'avoir franchi, et si étant au point B, par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD. La déformation qui reste  $OD = \varepsilon_p$  une déformation irréversible, dite plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF, F étant le prolongement du chemin du premier chargement.

On peut assimiler en général la courbe BCDEF à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le point précédent (A). Cette évaluation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage.

Dans ce cas la déformation totale est la somme des déformations élastique  $\varepsilon^e$  et plastique  $\varepsilon^p$

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (4.8)$$

Si le seuil actuel  $\sigma_B$  est constant. Le matériau est dit parfaitement plastique.

Si  $\sigma_B$  est toujours croissant ou décroissant le matériau est dit écrouissable à écrouissage positif ou négatif respectivement.

#### 4.3.2.1 Notion de bases fondamentales

Des modèles de comportement élastoplastique sont basés sur trois notions fondamentales :

##### 4.3.2.1.1 Notions de surface de charge

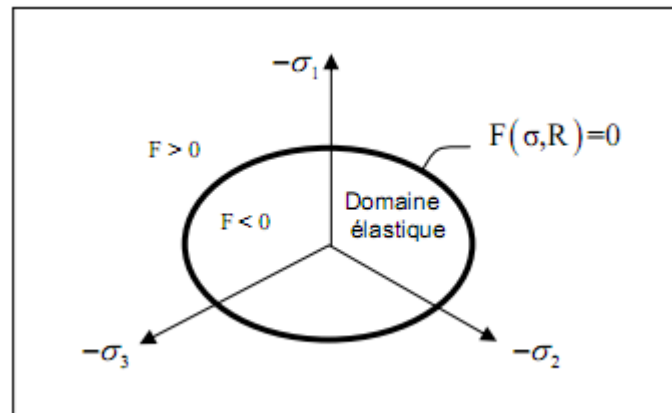
La frontière entre les deux domaines : un domaine élastique (partie réversible) et un domaine plastique (partie de déformations irréversibles), est caractérisée par une fonction scalaire F appelée fonction de charge. Cette fonction peut évoluer en cours des sollicitations avec une variable d'écrouissage jusqu'au critère de rupture:

$$F(\sigma_{ij}, \lambda, A_i) = 0 \quad (4.9)$$

Ou  $\sigma_{ij}$  : tenseur de contrainte,

$\lambda$  : paramètre d'écroissage isotrope en général fonction des déformations plastiques,

$A_i$  : paramètre d'écroissage cinématique.



**Fig4.2** surface de charge

Trois états de chargement sont possibles:

- $F < 0$  Intérieur de la surface, ce domaine est élastique.
- $F = 0$  Etat correspondant à la frontière du domaine.
- $F > 0$  Etat correspondant à l'extérieur du domaine.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge  $F = 0$ , deux cas de comportement élasto-plastiques sont possibles :

a) La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écroissage (modèle élasto-plastique parfait).

b) La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élasto-plastique avec écroissage).

#### 4.3.2.1.2 Notion d'écroissage

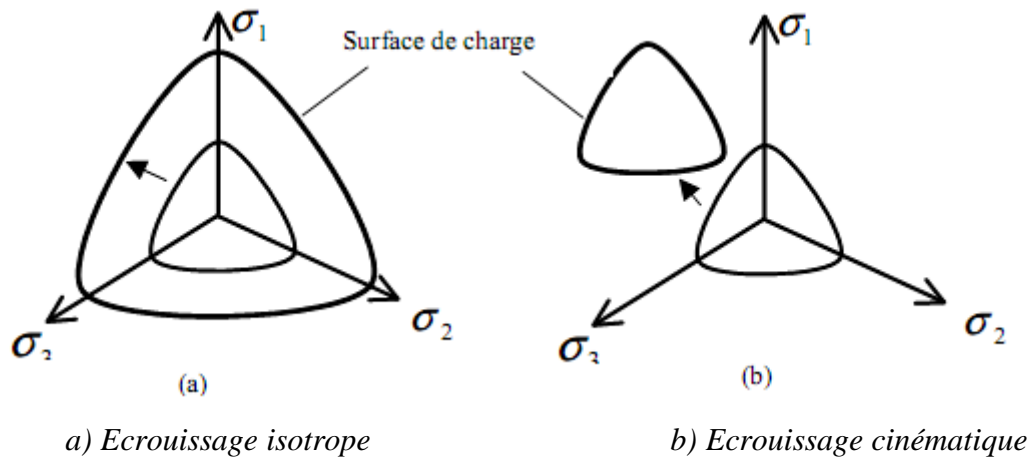
Un écroissage correspond à une modification du seuil d'élasticité au cours de la sollicitation. Le domaine d'élasticité d'un matériau dépend de son état d'écroissage. La loi d'écroissage précise la modification de la surface de charge au cours de la déformation plastique. On distingue différents types d'écroissage.

- Pour un écroissage isotrope, la surface de charge subit une expansion ou une contraction au cours du processus de déformation.
- Pour un écroissage cinématique, la surface de charge se déplace dans l'espace des contraintes.
- Pour un écroissage anisotrope, la surface de charge peut subir, en plus d'une expansion/contraction et d'une translation, une rotation et une déformation.

La Figure 7 illustre l'évolution de la surface de charge dans le cas de l'écroissage isotrope (a) et de l'écroissage cinématique (b). Lorsque l'on veut prendre en compte une plasticité apparaissant au cours d'une décharge, ou lorsque l'on veut traduire la réalité expérimentale d'un essai cyclique (phénomène de rochet), l'écroissage cinématique s'avère nécessaire.

Dans la formulation d'un modèle de comportement, l'écroissage est pris en compte par le biais d'un paramètre d'écroissage introduit dans l'expression de la surface de charge.

L'écoulement isotrope nécessite un paramètre d'écrouissage scalaire alors que l'écrouissage cinématique nécessite un paramètre d'écrouissage de nature tensorielle.



**Fig4.3** Type d'écrouissage

#### 4.3.2.1.3 Notion de loi d'écoulement

Soit  $(\sigma_{ij}, k)$  un état de contrainte et un état d'écrouissage correspondant à une étape de chargement donnée. Si cet état est tel que  $F(\sigma_{ij}, k) < 0$ , alors  $(\sigma_{ij})$  est à l'intérieur du domaine élastique actuel, la variation de la déformation est donc purement élastique:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e \quad (4.10)$$

Si cet état est tel que  $F(\sigma_{ij}, k) > 0$ , alors  $(\sigma_{ij})$  est sur la frontière du domaine, dans ce cas le comportement du matériau doit être décrit. Si l'état de contrainte actuel  $\sigma_{ij}$  est situé sur la surface de charge et a tendance à sortir de cette surface, le matériau est considéré en chargement.

De manière plus mathématique on a:

##### ➤ Cas de chargement

C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique actuel.

$$F(\sigma_{ij}, \lambda) = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial F(\sigma_{ij}, \lambda)}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0 \quad (4.11)$$

Les déformations totales:  $d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$ .

##### ➤ Cas de déchargement

C'est un cas de décharge et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel.

$$F(\sigma_{ij}, \lambda) = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial F(\sigma_{ij}, \lambda)}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0 \quad (4.12)$$

Les déformations totales sont élastiques:  $d\varepsilon = d\varepsilon^e$  et donc  $d\varepsilon^p = 0$ .

La règle d'écoulement plastique a pour objet d'exprimer  $(d\varepsilon_{ij}^p)$  en fonction de  $\sigma_{ij}$  et de l'état d'érouissage  $k$ . L'incrément de déformation plastique  $(d\varepsilon_{ij}^p)$  est caractérisé par sa direction et son amplitude. La direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique  $G(\sigma_{ij})$ . Le vecteur incrément de déformations plastiques peut être exprimé par la règle d'écoulement suivante :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{avec} \quad \dot{\lambda} \geq 0 \quad (\text{multiplicateur plastique}) \quad (4.13)$$

Si  $F = G^+$  constante, la loi est dite associée.

#### 4.3.2.2 Critère de Plasticité

On appelle critère de plasticité, une loi qui définit explicitement la forme de la surface de plasticité". Les critères de plasticité parfaite ont été initialement développés pour les métaux et ont ensuite été utilisés pour les sols, notamment en tant que critères de rupture.

##### ▪ Critère de Mohr-Coulomb

Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), des sols cohérents à long terme (argiles et limons) et de certaines roches. La loi de Tresca, qui est un cas particulier de la loi de Mohr-Coulomb, est utilisée pour l'étude des sols à court terme.

Dans l'espace des contraintes principales effectives  $(\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3')$  la surface définie par la fonction de charge  $F$  est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation :  $(\sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3')$ . L'équation de la surface de charge est la suivante:

$$F(\sigma_{ij}') = |\sigma_1' - \sigma_3'| - (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' = 0 \quad (4.14)$$

$\sigma_1, \sigma_3$  représentent les contraintes principales extrêmes,  $(\sigma_1' \geq \sigma_2' \geq \sigma_3')$  avec la convention de signe suivante : les compressions sont comptées positivement.

Le potentiel plastique s'écrit en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma_{ij}') = |\sigma_1' - \sigma_3'| - (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \Psi \quad (4.15)$$

Lorsque les angles  $\varphi$  et  $\psi$  sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, la loi de Mohr-Coulomb comprend cinq paramètres mécaniques :  $E'$  (module d'Young),  $\nu'$  (coefficient de Poisson),  $c'$  (cohésion),  $\varphi'$  (angle de frottement) et  $\psi$  (angle de dilatance). lorsque  $\varphi' = 0^\circ$  et  $\psi = 0^\circ$ , la loi est appelée **loi de Tresca**.

Les paramètres de la loi de Mohr-Coulomb sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (par exemple, oedomètre et appareil triaxial pour un sol). A cause de la particularité de l'essai triaxial en compression  $\sigma_1' = \sigma_3'$ , deux surfaces de charge se trouvent

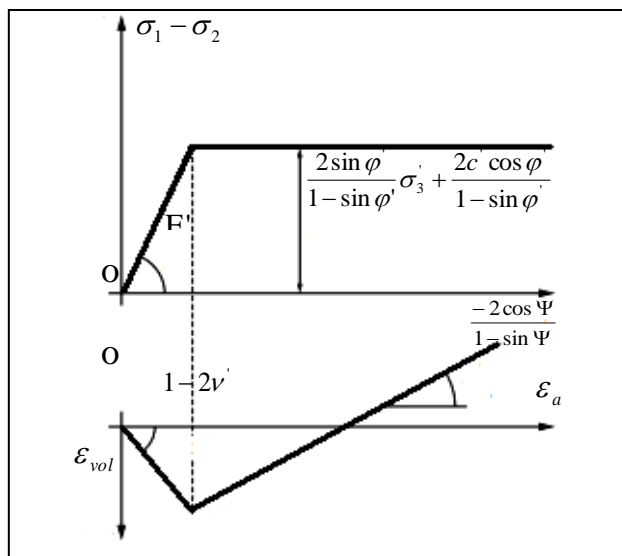
simultanément activées : cet état est appelé régime d'arête. Un calcul simple montre que les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (4.16)$$

La quantité  $\frac{2 \sin \psi}{- \sin \psi}$  caractérise la variation de volume au cours de la phase plastique ; pour cette raison, l'angle  $\psi$  est appelé angle de dilatance.

La Figure.3.4 représente la modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb et indique les relations qui existent entre les paramètres  $E$ ,  $\nu$ ,  $c$ ,  $\varphi$  et  $\psi$ , et les différentes pentes de la représentation théorique. La valeur des paramètres se déduit d'une identification entre cette représentation et les résultats des essais reportés sur les mêmes diagrammes. Cette figure montre également qu'il y a cinq inconnues pour quatre équations. Il faut donc au moins deux essais triaxiaux pour déterminer tous les paramètres. En général, trois essais sont réalisés à différentes pressions de confinement.

En mécanique des sols, la cohésion  $c$  et l'angle de frottement  $\varphi$  sont traditionnellement calculés dans le plan de Mohr ( $\sigma$ ,  $\tau$ ) à partir des états de contraintes à la rupture, estimés pour chaque essai triaxial [...].



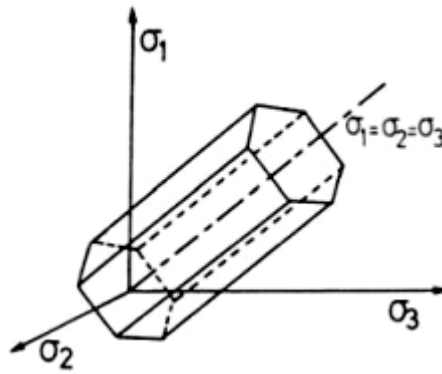
**Fig4.4** Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb.[6]

#### ▪ Critère de Tresca

Tresca (1864), après des essais sur le Plomb, conclut que la plastification arrive quand la contrainte tangentielle maximale atteint une certaine limite. On peut écrire donc:

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 - 2K \quad (4.17)$$

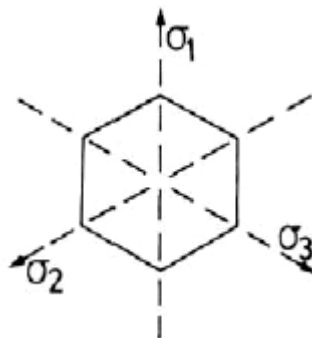
Où:  $(\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3)$  et  $K$  est une constante (cohésion dans le cas d'un sol).



**Fig4.5** représentation du critère de Tresca dans l'espace  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$

Remarquons que la contrainte principale intermédiaires ne joue aucun rôle comme dans le critère de Coulomb.

Dans l'espace  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ , la surface définie par la fonction de charge est un prisme parallèle à l'axe  $(1,1,1)$  à base hexagonale régulière.



**Fig4.6** Section du prisme par le plan:  $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$

#### ▪ Critère de Von-mises

Ce critère est initialement développé pour les métaux, il prend en compte la contrainte principale intermédiaire et que la plastification ne commence que quand le deuxième invariant du tenseur déviatorique atteint une valeur limite, la fonction de rupture est exprimée comme:

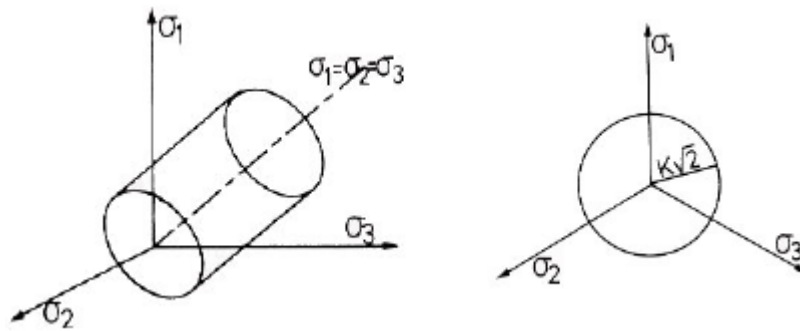
$$F = J_2 - k^2 = 0 \quad (4.18)$$

$$\text{Où } J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} \text{ Avec } s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij}$$

Où  $k$  est une constante. On peut remarquer facilement que dans le cas du cisaillement simple plan ( $\sigma_1 = -\sigma_2, \sigma_3 = 0$ ), on a :

$$J_2 = \sigma_1^2 = k^2 \quad (4.19)$$

Donc la constante  $k$  représente la contrainte maximale admissible en cisaillement simple.



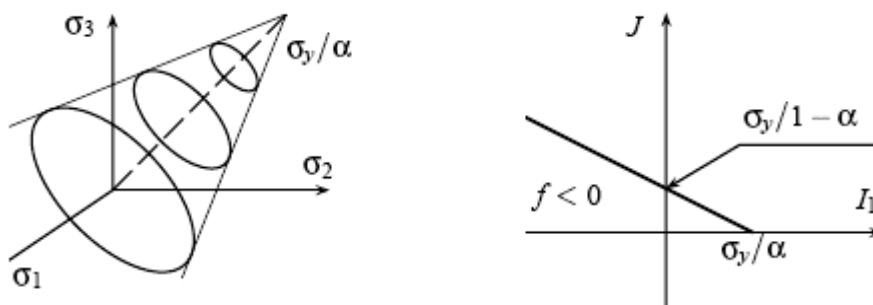
**Fig4.7** Représentation du critère de Von-mises

▪ **Critère de Drucker-Prager**

C'est une extension du critère de von Mises, combinaison linéaire du deuxième invariant du déviateur et de la trace du tenseur des contraintes. C'est toujours un cercle dans le plan déviateur, mais qui dépend de l'«altitude» sur la trissectrice des axes  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  de contraintes principales (figure 3.8.a) :

$$f(\sigma) = (1 - \alpha)J + \alpha I - \sigma_y \quad (3.20)$$

La limite d'élasticité en traction reste  $\sigma_y$ , et la limite d'élasticité en compression est  $-\sigma_y / (1 - 2\alpha)$ . Le coefficient  $\alpha$  dépend du matériau, il est bien entendu compris entre 0 et 1/2, et on retrouve le critère de von Mises pour  $\alpha=0$  (figure 3.8.b).



(a) dans l'espace des contraintes principales,

(b) dans le plan  $I_1 - J$

**Fig4.8** Représentation du critère de Drucker-Prager



# Chapitre 5

---

Modélisation numérique  
Par Geo5

---

## 5.1 Introduction

Toutes les méthodes utilisées dans les chapitres précédents, négligent de nombreux facteurs importants comme la non linéarité du comportement de sol et l'inertie du soutènement. Les méthodes numériques (méthode de coefficient de réaction, MEF,...) et autres prennent en compte partiellement ou totalement ces facteurs [7].

## 5.2 Description de code GEO5

Le même profil type a été étudié au moyen du logiciel GEO5 qui calcule le mur de soutènement par la méthode de coefficient de réaction (Sheeting check)

Il permet :

- la détermination des pressions exercées par le sol (poussée des terres, surcharges) ;
- le calcul des sollicitations internes dans l'ouvrage et, le cas échéant, des efforts dans les tirants ;
- l'évaluation des déformations de l'écran ;
- la connaissance du coefficient de sécurité de l'ouvrage.

Les fonctionnalités de modélisation respectent la logique de construction et de calcul de l'ouvrage par phases successives. Ainsi l'utilisateur définit la situation initiale et les phases successives de la construction en définissant :

- les niveaux de terrain ou de la nappe
- les pressions de l'eau
- les coefficients de réaction sur l'écran
- les caractéristiques de l'écran
- les conditions aux limites en tête et en pied d'écran
- les propriétés du terrain
- les tirants et butons
- les surcharges sur le terrain et les efforts sur la structure ou encore les valeurs imposées des déplacements

La méthode de calcul aux coefficients de réaction permet de déterminer les efforts et les déformations dans un écran de soutènement fiché dans le sol, aux différentes phases de travaux et d'exploitation.

Point fort de GEO5, la qualité et la rapidité de production des notes de calcul et des graphiques de résultats. Trois ensembles de résultats peuvent être consultés :

- le récapitulatif des données rappelle de façon synthétique les hypothèses relatives à chacune des phases de calcul ;
- l'éditeur de courbes donne accès aux représentations graphiques des différentes grandeurs caractérisant l'ouvrage : déformée, courbes de moments fléchissants et d'efforts tranchants, pressions des terres et de l'eau ;
- différentes grandeurs particulières sont accessibles directement : déplacements et efforts maximaux, efforts d'ancrages.

### 5.3 Présentation de model de calcul

Le même profil type qui a été étudié par la méthode classique, on va l'analyser autrement par la méthode de coefficient de réaction mais dans ce chapitre.

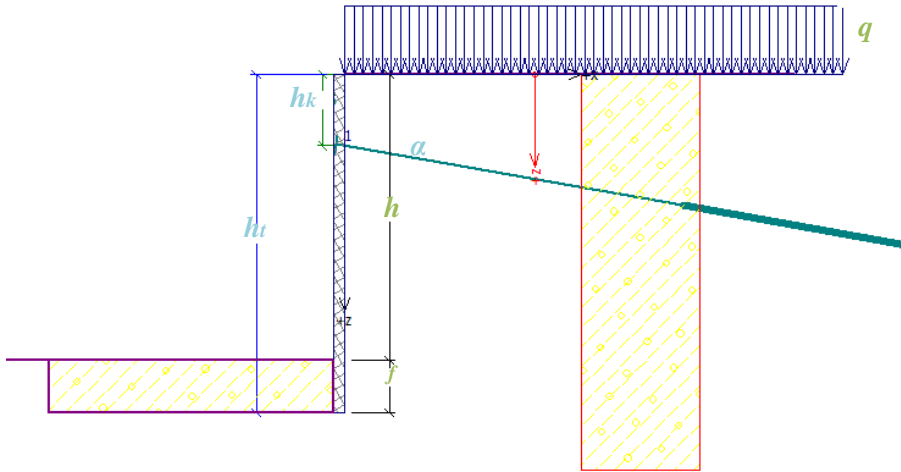


Fig5.1 Profil type du model de calcul

### ✚ Définition des caractéristiques de sol

Modification of soil parameters

Identification  
Name :   
Gravelly silt (MG), consistency firm

Basic data  
Unit weight :  $\gamma =$   [kN/m<sup>3</sup>] 19,0  
Stress-state :   
Angle of internal friction :  $\phi_{ef} =$   [°] 26-32  
Cohesion of soil :  $c_{ef} =$   [kPa] 4-12  
Active friction angle :  $\delta_{act} =$   [°]  
Passive friction angle :  $\delta_{pas} =$   [°]

Pressure at rest  
Soil :

Uplift pressure  
Calc. mode of uplift :   
Saturated unit weight :  $\gamma_{sat} =$   [kN/m<sup>3</sup>]

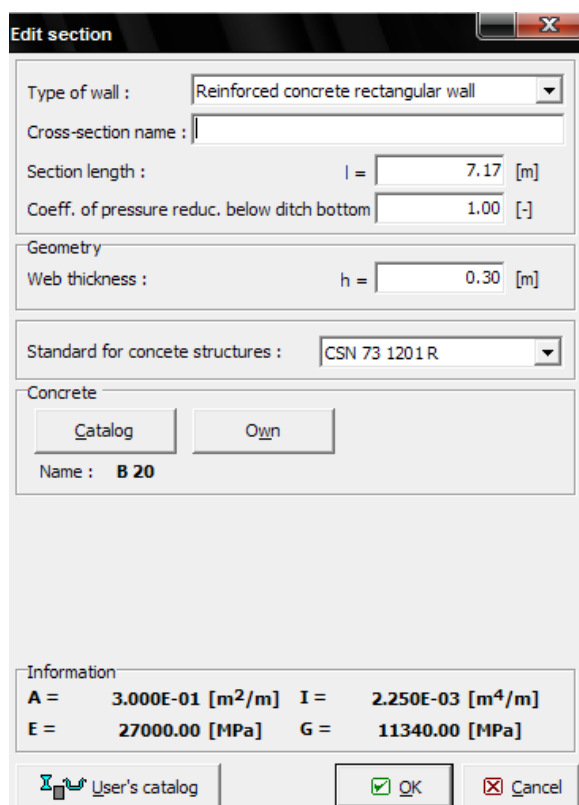
Modulus of subsoil reaction (Ménard)  
Pressiometric modulus :  $E_M =$   [MPa]  
Rheological coefficient :  $\alpha =$   [-]

Draw  
Pattern and colour  
Desktop  
Pictures  
Classification  
Classify  
Delete  
OK +   
OK +

### Définition de l'écran

Les caractéristiques de l'écran sont calculées précédemment par la méthode classique.

On introduit les valeurs de la fiche calculée et à partir des moments trouvés on dimensionne l'ouvrage.



**Edit section**

Type of wall : Reinforced concrete rectangular wall

Cross-section name :

Section length :  $l =$  7.17 [m]

Coeff. of pressure reduc. below ditch bottom 1.00 [-]

Geometry

Web thickness :  $h =$  0.30 [m]

Standard for concrete structures : CSN 73 1201 R

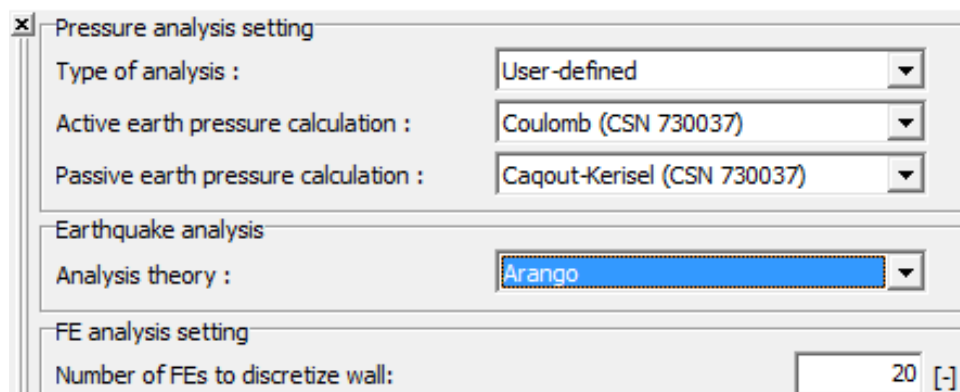
Concrete

Name : B 20

Information

A = 3.000E-01 [m<sup>2</sup>/m] I = 2.250E-03 [m<sup>4</sup>/m]  
 E = 27000.00 [MPa] G = 11340.00 [MPa]

### Définition de la méthode de calcul de la poussée et butée



**Pressure analysis setting**

Type of analysis : User-defined

Active earth pressure calculation : Coulomb (CSN 730037)

Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel (CSN 730037)

Earthquake analysis

Analysis theory : Arango

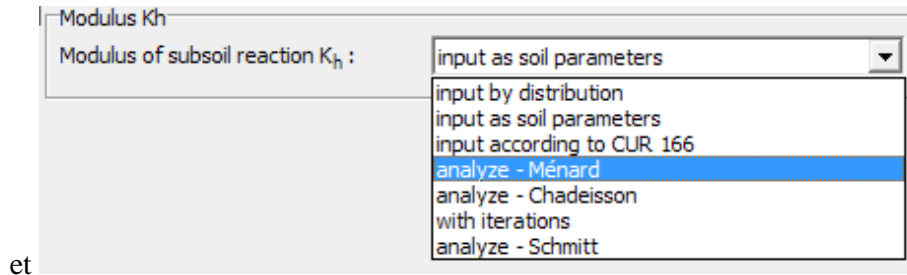
FE analysis setting

Number of FEs to discretize wall: 20 [-]

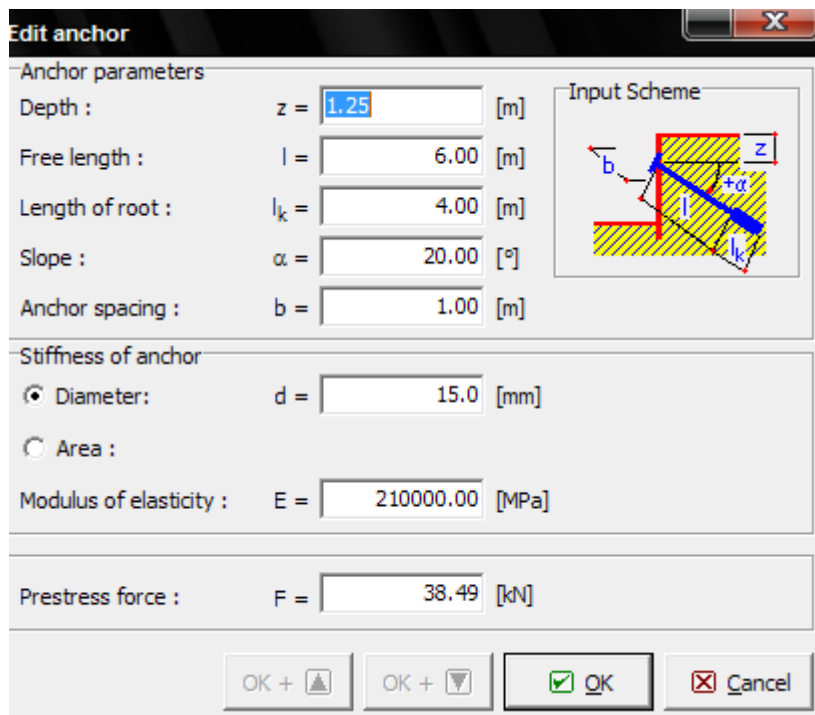
### ✚ Assistants à la détermination du coefficient de réaction

Cet assistant propose plusieurs méthodes de calcul pour déterminer le coefficient de réaction. Il apparaît sous la forme d'une boîte de dialogue unique contenant en partie haute le choix de la méthode de détermination et le rappel des valeurs proposées par ces méthodes, en partie intermédiaire les paramètres à saisir pour le calcul, et enfin en partie basse l'affichage des résultats et les commentaires associés aux méthodes.

Les valeurs de coefficient de réaction  $k_h$  ont été déterminées à partir de l'expression de Ménard



### ✚ Définition de l'ancrage



5.4 Comparaison entre les deux méthodes de calcul

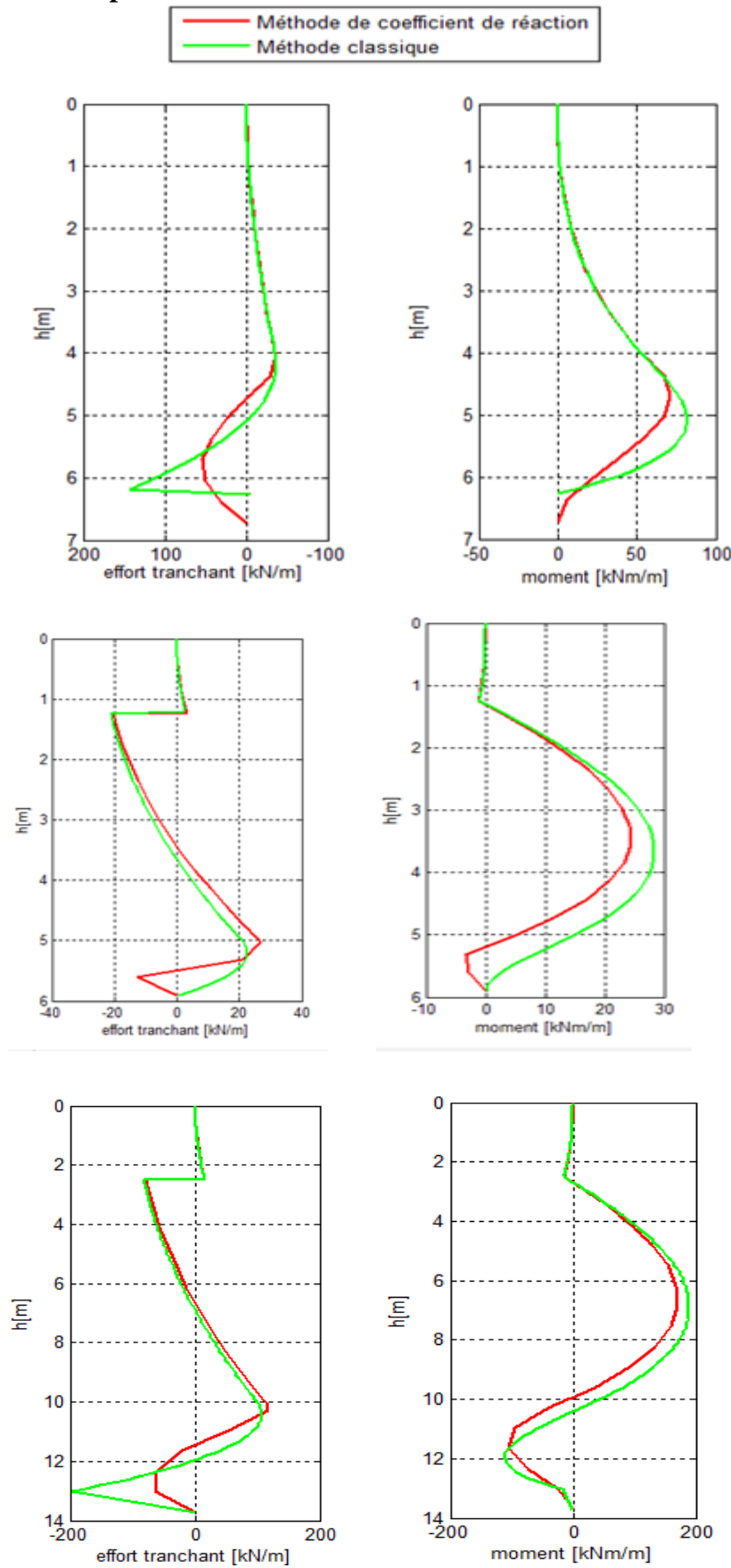
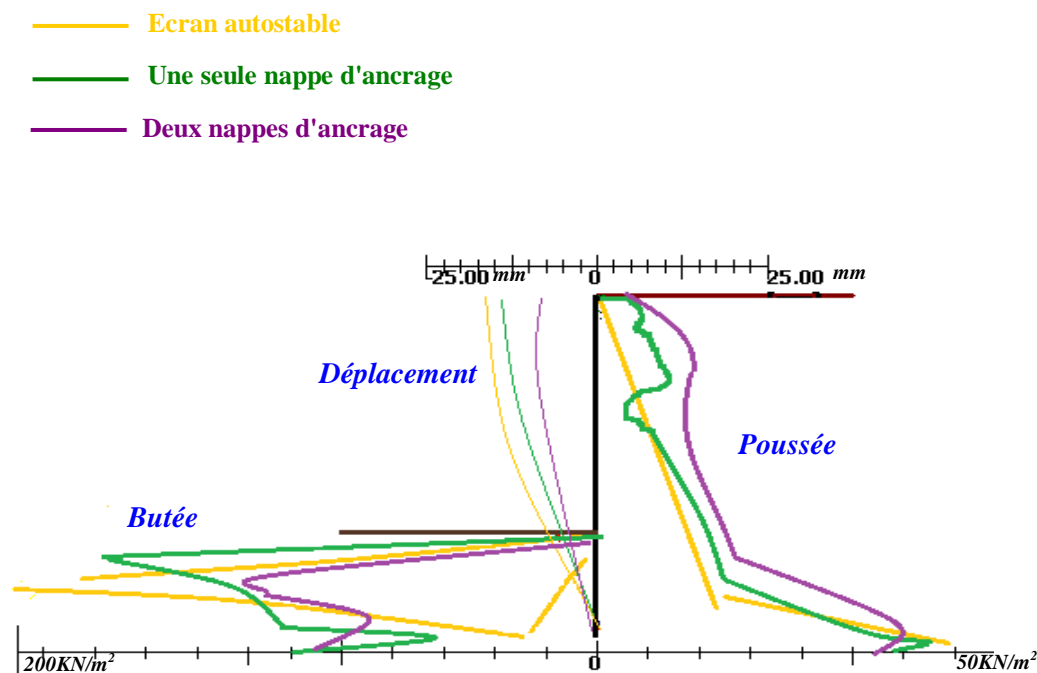


Fig5.2 les efforts tranchants et les moments fléchissants calculées par la méthode classique et Geo5

Pour les trois types d'écrans on constate que les résultats de calcul des efforts tranchants et les moments par la méthode de coefficient de réaction sont plus proches de ceux obtenus en plasticité.

### 5.5 Influence du nombre d'ancrage sur la distribution des pressions des terres et les déplacements de l'écran



**Fig.5.3** La variation des déplacements et les distributions des pressions des terres en fonction du nombre d'ancrage

La figure 5.3 présente que:

- Si l'écran est auto stable la distribution de poussée et de butée est triangulaire comme de Colomb.
- Dans le cas d'écran ancré avec une seule nappe d'ancrage il y a un courbement au niveau d'ancrage pour la poussée. Et pour la butée le diagramme est trapézoïdale.
- Dans le cas d'écran ancré avec deux nappes d'ancrage le diagramme est trapézoïdale pour la poussée et la butée.
- On constate aussi que les déplacements de l'écran dépendent du type de l'écran et le nombre d'ancrage de l'écran

## 5.6 Conclusion

Dans ce chapitre, le travail de simulation numérique par Geo5 est réalisé pour le comparer avec les méthodes classiques.

Les résultats obtenus montre clairement que :

Les moments fléchissants et les efforts tranchants calculés avec la méthode des coefficients de réaction plus porches de lesquels obtenues en plasticité.

On constate toute fois que la méthode classique donne des résultats qui sont du coté de la sécurité.

Dans le calcul numérique la distribution des pressions des terres est fortement influencée par la présence des ancrages elle n'est plus triangulaire;



# Chapitre 6

---

## Conclusions et perspectives

---

## 6.1 Conclusions

Dans ce travail on a calculé les pressions des terres d'un écran de soutènement par la méthode classique à la rupture et par la méthode numérique en utilisant le code de calcul Geo5

L'objectif de ce travail est le comparer les différentes distributions obtenus de ces pressions. Une étude paramétrique détaillée en variant des paramètres géométriques du mur et paramètres du sol (angle de frottement interne et la cohésion) a été effectuée. Des analyses comparatives des résultats obtenus nous ont permis de faire ces constatations importantes :

- La poussée des terres est triangulaire (distribution de Rankine) si l'écran non ancré, lorsque le nombre d'ancrage augmente, la distribution ne peut être triangulaire.
- La butée ne dépend pas de la surcharge au contraire dans le cas de poussée.
- Les moments calculés avec Geo5 sont plus proches aux moments qu'on a calculés avec la méthode classique.
- La distribution des pressions des terres présentée avec Geo5 est triangulaire sauf que dans la base elle prend la forme courbe dans le cas d'écran autostable et trapézoïdale dans le cas d'écran encastré.
- Les déplacements de l'écran dépendent de la rigidité du mur et le nombre d'ancrage de l'écran.

## 6.2 Travail futur

Ce travail a montré que le domaine étudié est vaste et qu'il peut être abordé de plusieurs manières.

Dans le prolongement de tous ces résultats encourageants, plusieurs perspectives peuvent être envisagées pour ce travail.

Afin de concentrer les efforts sur quelques aspects, il était nécessaire de limiter l'étendue de l'étude. Au cours des études menées, des problèmes non résolus ou partiellement résolus ont été rencontrés et sont suggérés pour des travaux futurs.

Le bilan effectué dans ce mémoire conduit à envisager pour poursuivre les travaux sur :

1. Le cas de plusieurs nappes d'ancrages ;
2. La variation de la rigidité des ouvrages de soutènement ;
3. La vérification de la stabilité interne et externe de l'écran ;
4. détermination des pressions des terres sur les écrans plans de soutènement par la méthode des éléments finis.

## Liste des symboles utilisés

| Symboles                       | Désignation  | Chapitre |
|--------------------------------|--|----------|
| $z$                            | Hauteur de massif de sol                                   | 1        |
| $\gamma$                       | Poids volumique de sol                                     | 1        |
| $\sigma_h$                     | Contrainte horizontale                                     | 1        |
| $\sigma_v$                     | Contrainte verticale                                       | 1        |
| $K_0$                          | Coefficient des pressions des terres au repos              | 1        |
| $r$                            | Diamètre de cercle de Mohr                                 | 1        |
| $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ | Contraintes principales                                    | 1        |
| $\tau$                         | Contraintes tangentiel                                     | 1        |
| $\varphi, \varphi', \varphi_u$ | Angle de frottement interne                                | 1        |
| $\nu$                          | Coefficient de poisson                                     | 1        |
| OCR                            | Rapport de surconsolidation                                | 1        |
| $\sigma_{ha}, \sigma_{va}$     | Contraintes de poussées                                    | 1        |
| $\sigma_{hp}, \sigma_{vp}$     | Contraintes de butées                                      | 1        |
| $\sigma_0$                     | Contraintes au repos                                       | 1        |
| $c, c', c_u$                   | Cohésion de sol  | 1        |
| $\alpha$                       | Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale        | 1        |
| $\delta_a, \delta_p$           | Obliquité de la pression des terres sur le mur             | 1        |
| $\theta$                       | Angle de rupture   | 1        |
| $\beta$                        | Angle de l'inclinaison du terrain/ rapport à l'horizontale | 1        |
| $\bar{R}$                      | Réaction exercée sur le sol                                | 1        |
| $\bar{G}$                      | Poids du massif  | 1        |
| $\psi$                         | Angle de la contrainte principale majeur                   | 1        |
| $S$                            | Fonction   | 1        |
| $\sigma_m$                     | Contrainte moyenne   | 1        |
| $h$                            | Hauteur de l'écran   | 1        |
| $A, A'$                        | Force d'ancrage  | 1        |
| $M_t, M_t'$                    | Moment en travée   | 1        |
| $f$                            | Fiche de l'écran   | 2        |
| $F_s$                          | Coefficient de sécurité                                    | 2        |
| $C$                            | Contre butée   | 2        |
| $W$                            | Poids des terres   | 2        |
| $M_{max}$                      | Moment maximale  | 2        |
| $k_h$                          | Coefficient de réaction                                    | 2        |
| $E$                            | Module d'élasticité  | 2        |
| $I$                            | Inertie  | 2        |
| $E_m$                          | Module pressiométrique                                     | 2        |
| $a$                            | Paramètre dimensionnel                                     | 2        |
| $\alpha$                       | Coefficient rhéologique                                    | 3        |
| $k_{ayh}$                      | Coefficient de poussé des terres horizontales              | 3        |
| $k_{aqh}$                      | Coefficient de poussé horizontale due à la surcharge       | 3        |
| $k_{ach}$                      | Coefficient de poussé horizontale due à la cohésion        | 3        |
| $K_{pyh}$                      | Coefficient de butée des terres horizontales               | 3        |
| $K_{pqh}$                      | Coefficient de butée horizontale due à la surcharge        | 3        |
| $K_{pch}$                      | Coefficient de butée horizontale due à la cohésion         | 3        |
| $\varepsilon_{ij}$             | Tenseur de déformation totale                              | 4        |
| $\sigma_{ij}$                  | Tenseur de contrainte totale                               | 4        |
| $\lambda, \mu$                 | Coefficient de lamé  | 4        |

---

|   |   |   |
|---|---|---|
| E                                       | Module de Young   | 4 |
| $J_2$                                   | Déviateur équivalent ou second invariant des contraintes                        | 4 |
| $\varepsilon_{ij}^p$                    | Déformation plastique   | 4 |
| $\boldsymbol{\varepsilon}$              | Déformation   | 4 |
| $\varepsilon_e$                         | Déformation élastique permanente  | 4 |
| $\varepsilon_p$                         | Déformation plastique permanente  | 4 |
| $\delta_{ij}$                           | Symbole de Kronecker  | 4 |
| K                                       | Module volumique  | 4 |
| G                                       | Module de cisaillement  | 4 |
| F ( $\sigma_{ij}$ , $\lambda$ , $A_i$ ) | Fonction tensorielle  | 4 |
| $\lambda$ , k                           | Paramètre d'écrouissage   | 4 |
| $A_c$                                   | Paramètre d'écrouissage cinématique   | 4 |
| $\sigma_x$ , $\sigma_y$ , $\sigma_z$    | Composantes normales du tenseur contrainte dans un repère orthonormé quelconque | 4 |
| $\rho$                                  | Masse volumique   | 4 |
| $\mathbf{g}$                            | Accélération  | 4 |
| $\mathbf{u}$                            | Vecteur vitesse   | 4 |
| $\mathbf{u}$                            | Vecteur déplacement   | 4 |
| $\mathbf{x}$                            | Vecteur position  | 4 |
| $\mathbf{e}_{ij}$                       | Taux de déformation   | 4 |
| $\mathbf{x}_i$                          | Vecteur unitaire  | 4 |
| A                                       | Surface de l'écran  | 5 |
| E                                       | Module d'élasticité   | 5 |
| I                                       | Inertie   | 5 |
| G                                       | Module de cisaillement  | 5 |

## Bibliographie

- [1] Benyaghla, H. : Etude théorique de la poussée et de la butée sur pieux isolé. Thèse de Magister, Université de Guelma. Novembre 1999.
- [2] Briske, R.: Anwendung Von Druckumlagerungen bei Baugrubenumschließungen, Die Bautechnik, 35(6), 1958, pp. 242-244 et (7), pp.279-2.
- [3] Briske, R.: Erddruckumlagerung bei rückverankerten Bohlwänden, Die Bautechnik, 10, 1980, pp. 343-356.
- [4] CFMS Tirants d'ancrage. Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle, Recommandations TA95 Eyrolles Septembre 1995.
- [5] Chelghoum, N. : Les ouvrages de soutènement en mécanique des sols. Office des Publications Universitaires, Edition 2006.
- [6] Costet, J.& Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols, Tome2. Dunod, Paris, 1969.
- [7] Delattre, L.: Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement, la proche par le calcul – les méthodes classiques et les méthodes de coefficient de réaction, Bulletin des laboratoires des ponts et Chaussées, 227, Paris; LCPC, 2000, pp.55-61.
- [8] Delattre, L.: Comparaison des méthodes classiques de dimensionnement des écrans de soutènement ancrés, Bulletin des laboratoires des ponts et Chaussées, 227, Paris; LCPC, 1996, pp.77-90L:::
- [9] FHWA, FHWA GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR n°04, Ground Anchors And Anchored Systems, Publication FHWA-IF-99-015, Federal Highway Administration, Washington, D.C. juin 1999.
- [10] Holtz, R.: Introduction à la géotechnique Edition TEC et Doc-Lavoisier 1991.
- [11] Magnan, J. Messtat, P. : Lois de comportement et modélisation des sols, Technique de L'ingénieur. C218, 1997.
- [12] Philipponnat, G. : Fondations et ouvrages de terre. Eyrolles 1987.
- [13] Resal, J. : Poussée des terres, stabilité des murs de soutènement, C. Béranger 1963.
- [14] Rosquoet, F. : Pieux sous charge latérale cyclique. Thèse de doctorat, Université de Nantes. Octobre 2004.
- [15] Schlosser, F. : Murs de soutènement, Technique de L'ingénieur. C244, 1991.
- [16] Schlosser, F. : Ouvrages de soutènement Poussée et butée, Technique de L'ingénieur. C242, 1990.
- [17] Schmitt, P.: Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples; Revue française de géotechnique, ISSN 0181-0529, 1995, no71, pp. 3-10.

- [18] Schneebeli G: Les parois moulées dans le sol. Technique de réalisation .méthodes de calcul, Eyrolles 1971.
- [19] [www.culture.gouv.fr/culture/cnau/rtf/techniq-actuelle-fondation-maj-2003.rtf](http://www.culture.gouv.fr/culture/cnau/rtf/techniq-actuelle-fondation-maj-2003.rtf) -.
- [20] [www.ischebeckfrance.fr/description\\_systeme\\_autoforant\\_ischebeck\\_29.htm](http://www.ischebeckfrance.fr/description_systeme_autoforant_ischebeck_29.htm)
- [21] <http://www.geniecivil.saint-gatien.org/btsinternet/btp/paroim/paroim.htm>
- [22] [www.sif-groutbor.ch/site/article.php3?id\\_article=48](http://www.sif-groutbor.ch/site/article.php3?id_article=48) - 14k -

---

## Listes des tableaux

|             |  | <b>Page</b> |
|-------------|--|-------------|
| Tableau 1.1 | Mécanismes de rupture possibles dans le cas de butée   | 14          |
| Tableau 2.1 | Evaluation du coefficient de réaction $k$ du sol   | 42          |
| Tableau 3.1 | la fiche $f$ , le moment maximale et la contre butée en fonction de $(\varphi / c)$<br>pour les deux cas des contraintes de traction ( $h=4m$ et $q = 10 \text{ kN/m}^2$ ) | 48          |
| Tableau 3.2 | la fiche $f$ , le moment maximale et la force d'ancrage en fonction<br>de la surcharge $q$ ( $c=0\text{kN/m}^2$ , $\varphi=30^\circ$ )                                     | 51          |

---

# Listes des figures

|                    | <b>Page</b>   |
|--------------------|---|
| <b>Figure 1.1</b>  | Les différentes techniques de soutènement 1   |
| <b>Figure 1.2</b>  | Phases de construction d'une paroi moulée ancrée 3  |
| <b>Figure 1.3</b>  | Palplanches empilées avant battage 4  |
| <b>Figure 1.4</b>  | Composants d'un tirant d'ancrage 5  |
| <b>Figure 1.5</b>  | les différents types d'ancrages 6   |
| <b>Figure 1.6</b>  | Différents types de taillant 8  |
| <b>Figure 1.7</b>  | Etat de contrainte au sein d'un massif 10   |
| <b>Figure 1.8</b>  | Etat de contrainte Représentation du cercle de Mohr 10  |
| <b>Figure 1.9</b>  | La mobilisation des pressions horizontales actives et passives de Rankine pour un mur lisse 12                                      |
| <b>Figure 1.10</b> | Cercle de Mohr à la rupture 12  |
| <b>Figure 1.11</b> | Calcul de la poussée par la méthode globale 15  |
| <b>Figure 1.12</b> | Etat des contraintes sur un rayon vecteur OL dans l'équilibre de Rankine 17   |
| <b>Figure 1.13</b> | Etat des contraintes sur le cercle de Mohr 17   |
| <b>Figure 1.14</b> | Méthode de Rankine 18   |
| <b>Figure 1.15</b> | Equilibre de Boussinesq notion 19   |
| <b>Figure 1.16</b> | Equilibre de Boussinesq ligne de glissement 19  |
| <b>Figure 1.17</b> | Rapport des coefficients de poussée de Coulomb et de Boussinesq 20  |
| <b>Figure 1.18</b> | Conventions des signes 21   |
| <b>Figure 1.19</b> | Théorème des états correspondants 21  |
| <b>Figure 1.20</b> | Evaluation du rapport de contraintes en fonction de la déformation latérale à l'appareil triaxial 22                                |
| <b>Figure 1.21</b> | Influence du type de déplacement ou déformation de l'écran sur la répartition des Contraintes 23                                    |
| <b>Figure 2.1</b>  | Grands axes et principaux jalons du développement des méthodes de calcul des écrans de soutènement 27                               |
| <b>Figure 2.2</b>  | distribution des contraintes sur un mur de soutènement 28   |
| <b>Figure 2.3</b>  | Pression des terres à court terme sur un rideau battu dans une argile homogène 29   |
| <b>Figure 2.4</b>  | Rideau simplement buté en pied 30   |
| <b>Figure 2.5</b>  | schéma statique d'un écran ancré encastré en pied 31  |
| <b>Figure 2.6</b>  | détermination du point de moment nul 32   |
| <b>Figure 2.7</b>  | la méthode de Blum 33   |
| <b>Figure 2.8</b>  | Distributions de pressions mesurées à l'issue de différentes procédures de construction (d'après Tschebotarioff et Brown, 1948). 34 |
| <b>Figure 2.9</b>  | Méthode de calcul de Tshébotarioff 35   |
| <b>Figure 2.10</b> | Réduction du moment fléchissant maximal en fonction de la rigidité de la palplanche 36  |
| <b>Figure 2.11</b> | La distribution approchée de la poussée en fonction de la Position et du nombre d'ancrages sur parois moulées 37                    |
| <b>Figure 2.12</b> | transformation d'une distribution triangulaire de poussée à une distribution rectangulaire d'une paroi berlinoise 38                |
| <b>Figure 2.13</b> | transformation d'une distribution triangulaire de poussée à une distribution rectangulaire d'une paroi moulée 38                    |



|                    |   |    |
|--------------------|---|----|
| <b>Figure 2.14</b> | Diagrammes des pressions à considérer pour le dimensionnement des blindages des fouilles, d'après Terzaghi et Peck [1976]   | 40 |
| <b>Figure 2.15</b> | Schématisation d'une paroi moulée et principe de la méthode aux modules de réaction   | 41 |
| <b>Figure 2.16</b> | Hypothèse de base du calcul au module de réaction et son contraire l'effet de voûte   | 43 |
| <b>Figure 3.1</b>  | Les contraintes horizontales s'exerçant sur l'écran   | 45 |
| <b>Figure 3.2</b>  | Superposition des contraintes horizontales s'exerçant sur l'écran   | 46 |
| <b>Figure 3.3</b>  | Le profil type étudié d'écran de soutènement  | 47 |
| <b>Figure 3.4</b>  | La fiche f en fonction d'angle de frottement interne pour les deux cas de contraintes   | 48 |
| <b>Figure 3.5</b>  | Le moment maximal en fonction d'angle de frottement interne pour les deux cas de contraintes  | 48 |
| <b>Figure 3.6</b>  | La contre butée en fonction d'angle de frottement interne pour les deux cas de contraintes  | 49 |
| <b>Figure 3.7</b>  | les diagrammes des contraintes horizontales, l'effort tranchant et le moment en fonction de la hauteur d'un écran de soutènement autostable pour une cohésion nulle | 49 |
| <b>Figure 3.8</b>  | L'influence de la contrainte de tractions sur La distribution des contraintes, l'effort tranchant et le moment  | 50 |
| <b>Figure 3.9</b>  | L'influence des caractéristiques de sol sur le dimensionnement de l'écran   | 50 |
| <b>Figure 3.10</b> | Résultat obtenus par la méthode de la butée simple pour différentes valeurs de la surcharge q pour un angle de frottement interne 30°.                              | 51 |
| <b>Figure 3.11</b> | l'influence du distribution des contraintes   | 52 |
| <b>Figure 3.12</b> | Influence du position de la nappe d'ancrage Sur le dimensionnement d'écran  | 52 |
| <b>Figure 4.1</b>  | comportement élastoplastique avec écrouissage   | 56 |
| <b>Figure 4.2</b>  | surface de charge   | 57 |
| <b>Figure 4.3</b>  | Type d'écrouissage  | 58 |
| <b>Figure 4.4</b>  | Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb  | 60 |
| <b>Figure 4.5</b>  | représentation du critère de Tresca dans l'espace $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  | 61 |
| <b>Figure 4.6</b>  | Section du prisme par le plan: $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$   | 61 |
| <b>Figure 4.7</b>  | Représentation du critère de Von-mises  | 62 |
| <b>Figure 4.8</b>  | Représentation du critère de Drucker-Prager   | 62 |
| <b>Figure 5.1</b>  | Profil type du model de calcul  | 65 |
| <b>Figure 5.2</b>  | les efforts tranchants et les moments fléchissants calculées par la méthode classique et Geo5   | 68 |
| <b>Figure 5.3</b>  | La variation des déplacements et les distributions des pressions des terres en fonction du nombre d'ancrage   | 69 |