

880

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de : Génie Civil et d'Hydraulique
Spécialité : Génie Civil
Option : Voies et Ouvrages d'Arts

Présenté par :
Gouffi Mohamed Amine

Thème :

Etude des effets de la variation des pressions des terres sur le pré-dimensionnement d'une paroi ancrée « rideau de Palplanche »

Sous la direction de : M^{elle} Benamara Fatima Zohra

Juin 2015

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil et d'Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'Arts

Présenté par :

Gouffi Mohamed Amine

Thème :

Etude des effets de la variation des pressions des terres sur le pré-dimensionnement d'une paroi ancrée « rideau de Palplanche »

Sous la direction de : M^{elle} Benamara Fatima Zohra

Juin 2015

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Allah de m'avoir donné le pouvoir de réaliser ce travail. Je remercie mon encadreur M^{elle} Benamara Fatima Zohra , qui m'a encadrés avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ses conseils m'ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce mémoire. Je voudrais également exprimer mes remerciements sincères à la direction HYDRO-TRANSFERT « ANNABA ». j'exprimons également ma gratitude aux membres du jury, qui m' ont honorés en acceptant de juger ce modeste travail. Enfin je tiens à remercier l'ensemble du corps enseignants de département de Génie Civil et d'Hydraulique et surtout Le groupe de formation Voies et Ouvrages d'Arts.

DEDICACE

« Je dédie ce travail : À mes très chers parents, pour leurs amour et sacrifices, À mes adorables frères et sœurs pour leurs patience, À toute personne ayant Contribué à ce travail de près ou de loin. »

À mon ENCADREUR Mlle Benamara Fatima Zohra

GOUFFI MOHAMED AMINE

Résumé

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

L'objectif du dimensionnement du rideau est de déterminer la fiche nécessaire aux palplanches ainsi que le module d'inertie nécessaire qui permettront le choix du type de profilé.

Dans ce travail on a calculé un exemple de profil type de terrain composé de deux couches de paramètres de résistance différentes.

On a suivi les étapes de calcul classique pour la détermination de la fiche, l'effort d'ancrage et le moment dans le rideau et cela par application des notions de base des principales théories de poussée et de butée connues « Rankin et Coulomb »

On a utilisé deux méthodes de dimensionnement, la méthode de la butée simple et la méthode de l'encastrement en pied.

On a également modélisé le même profil type étudié analytiquement par logiciel Geo5 Programme sheeting design.

On a comparé les résultats obtenus avec les notions fondamentales de dimensionnements connues des palplanches.

Mots clés : palplanche, pression des terres, pré-dimensionnement, simplement butée, encastrement en pied, Geo5.

Abstract

The sheet piling is a "piece of wood, steel, concrete, etc. of special section, to the nest to another and generally used for the establishment of tight walls in soft ground, aquifers or dumped.

The objective of the curtain design is to determine the necessary profile sheet piling and the necessary inertial module that will allow the choice of the type of profile.

In this work we calculated a sample profile type of terrain consists of two layers of different strength parameters.

It followed the classic computation steps for determining the form, the anchor force and the moment in the curtain and that by applying the basics of the main theories of active and passive famous "Rankin and Coulomb"

We used two methods of dimensioning the method of the abutment simple and the method of installation Length.

It also has modeled the same profile the type studied analytically by software GEO5 program design sheeting. We compared the results with the fundamentals of dimenssinnement sheet piling.

Words keys: sheet piling, earth pressures, preliminary design, wall hinged at heel, wall fixed at heel, GEO5.

Sommaire

	Page
Remerciement.....	i
Dédicace.....	ii
Résumé.....	iii
Abstract.....	iv
Sommaire.....	v
Introduction générale.....	1

Chapitre I: Les murs de soutènements

I.1 Introduction.....	2
I.2. Différents types d'ouvrages de soutènement	2
I.2.1 Classification suivant leur morphologie	3
I.2.1.1 Les murs poids et les murs préfabriqués.....	3
I.2.1.2 Les murs en béton arme ou murs cantilever.....	3
I.2.1.3 Les rideaux de palplanches métalliques	4
I.2.1.4 Les parois moulées et les parois préfabriquées.....	4
I.2.1.5 Les voiles et poutres ancrés	5
I.2.1.6 Les parois en pieux -les parois composites	6
I.2.1.7 Les parois berlinoises	6
I.2.1.8 Les massifs en sol cloue	7
I.2.1.9 Les ouvrages en remblai arme (ou renforcé)	8
I.2.2 Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée	8
I.2.2.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement	8
I.2.2.2 Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation	9
I.2.2.3 Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages	9
I.3 Conclusion.....	10

Chapitre II: Notion géniale sur les palplanches

II .1. Introduction	11
II .2 .Les différents types de palplanche	11
II.2.1 Les palplanches en bois	11
II.2.2. La palplanche en béton armé	12
II.2.3. La palplanche en acier	12
II.2.3.1 Système de raccord	13
II.2.3.2 Solution de traitement	13
II.2.4 La palplanche en PVC	14
II.2.5 La palplanche en fibre de verre	14
II.3 Application des profilés	15
II.4. Les éléments de rigidification	15
II.4.1. Liernes	15
II.4.2. Poutre de couronnement.....	16
II.4.2.1 Les ancrages.....	16

II.5. Les appuis	17
II.5.1 La fiche	17
II.5.2 Les tirants passifs	17
II.5.2.1 Tirants remblayés	17
II.A Par type d'ancrage	18
II.5.2.2 Tirants de type battu constitués de profilés métalliques, de tubes, de pieux H ou de palplanches	18
II.5.2.3 Tirants scellés ou forés	18
II.5.3 Les tirants actifs	19
II.5.3.1 Corps des tirants.....	20
II.5.3.2 Définitions concernant la géométrie du tirant	21
II.5.4 Les butons.....	22
II.6 Mise en œuvre des palplanches	22
II.6.1 Atelier de Battage	22
II.6.2 Atelier de vibro-fonçage	24
II.6.3 Mise en place par pression vérinage	26
II.6.4 Facteurs de risque de désordres	27
II.6.4.1 L'eau.....	27
II.6.5 Les modes de rupture.....	27
II.6.5.1 Cas communs à l'ensemble des rideaux.....	27
II.6.5.2 Cas des rideaux ancrés.....	27
II.6.5.3 Cas des ouvrages avec efforts verticaux en tete	27
II.7 Conclusion.....	29

Chapitre III: Les théories de calcul des pressions des terres

III.1 Calcul des efforts de poussée-butée	30
III.1.1 Mobilisations des équilibres de poussée et de butée.....	30
III.2. Les différents théories de calcul	30
III.2.1. Méthode de Coulomb	30
III.2.1.1 Calcul de la force de poussée.....	31
III.2.2 Méthode de Rankin.....	33
III.2.3 Méthode de Sokolovski	34
III.2.4 Méthode de Muller Berslau	35
III.2.5 Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique)	36
III.2.6 Théorie de Prandtl.....	38
III.3 Les approches empiriques et semi-empiriques.....	40
III.3.1 Les méthodes empiriques de calcul des appuis des fouilles blindées.....	40
III.3.1.1 L'école allemande.....	40
III.3.1.2 L'école américaine.....	40
III.3.1.2.1 Les déformations de l'ouvrage.....	41
III.4 Conclusion.....	41

Chapitre IV: Application des méthodes de calcul des rideaux de palplanche

IV.1. Introduction	43
IV.2. Méthode de calcul classique des rideaux	43
IV.2.1 Rideau ancré simplement buté en pied.....	43
IV.2.2 Rideau encastré	44
IV.2.2.1 Rideau non ancré en tête.....	44
IV.2.2.2 Rideau encastré ancré en tête.....	45
a) Méthode de la ligne élastique.....	45
b) Méthodes dans lesquelles le point de flexion nulle est déterminé	

approximativement.....	46
c).La méthode analytique de Blum ou de la poutre équivalente	47
IV .2.3 Détermination des coefficients de poussées et butées	49
IV .3 pré-dimensionnement d'une palplanche simplement butée.....	49
IV .3.1 La méthode de RANKIN.....	50
IV .3.1.1Calcul les contraintes.....	50
IV.3.2 La méthode de COULOMB.....	54
IV .3.2.1 Calcul des contraintes.....	54
IV.4.Pré- dimensionnement d'un rideau de palplanche ancré et encastré au pied...	58
IV.4.1 La méthode de RANKIN.....	58
IV .4.1.1Diagramme des moments.....	58
IV .4.2 La méthode de COULOMB.....	63
IV .5 Interprétation des résultants.....	67

Chapitre V : Pré dimensionnement des palplanches au moyen du logiciel GEO5

V. 1 Introduction	68
V. 2 Les étapes de la modélisation des rideaux de palplanches	68
V.2.1 Définition du projet 'Project'	68
V.2.2 Méthode d'analyse 'Analysis methods'	68
V.2.3 Définition du Profil.	69
V.2.4 Introduction des paramètres des différents sols 'SOIL'	69
V.2.5 Attribuer le type de sol dans une couche du profil.....	69
V.2.6 Introduction de la forme de terrain 'Geometry'	70
V.2.7 L'introduction des paramètres de l'ancrage 'Anchors'	70
V.2.8 Introduction de la forme de terrain.....	71
V.2.9 L'introductions de la surcharge.....	71
V.2.10 Analyse de la structure ancrée 'ANALYSIS'	72
V.3 Etude et pré-dimensionnement du profil type simplement butée.....	72
V. 3.1 Application de la théorie de Rankin.....	73
V. 3.2 Application de la théorie de coulomb.....	73
V. 3.3 Application de la théorie de Caquot.....	73
V. 3.4 Application de la théorie de Muller.....	74
V. 4. Etude et pré-dimensionnement du profile type encastré.....	75
V.4.1 Application de la théorie de Rankin.....	75
V. 4.2 Application de la théorie de coulomb.....	75
V. 4.3 Application de la théorie de Caquot.....	75
V. 4.4 Application de la théorie de Muller.....	76
V .5 Interprétation des résultats.....	77
V.6 Conclusion	80
Conclusion Générale	81
Annexe	83

Introduction générale

La nécessité toujours croissante de limiter l'emprise des fouilles favorisant l'apparition des écrans des soutènements. Par rapport aux murs poids pour lesquels le sol est uniquement une source de chargement, les rideaux de palplanche est un des types des écrans de soutènements qui se caractérisent par le fait que le sol est en même temps un appui de la structure et une source de chargement de cette dernière, en effet ils ajoutent un niveau de complexité supplémentaire par rapport aux murs de soutènement car la caractérisation de cet appui dépend de nombreux paramètres tels que les caractéristiques mécaniques du sol, la dimension de la fiche et la raideur de l'écran.

Pour mener à terme ce travail, nous avons réalisé une bonne partie bibliographique, riche en informations et qui comporte trois chapitres.

Le premier chapitre présente les principaux types d'ouvrages de soutènement et leurs conditions générales d'emploi. Ainsi que certaines dispositions particulières communes à la plupart des ouvrages de soutènement, et qui ont une incidence directe sur la bonne conception de ces derniers.

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude de l'utilisation des différents types de palplanches dans le domaine du bâtiment et des travaux publics. Les rideaux de palplanche constituent une importante catégorie d'écrans de soutènement. Dans le plus simple des cas, lorsqu'ils sont de faible hauteur, les ouvrages de soutènement routiers sont constitués d'un rideau de palplanches à module partiellement fichées dans le sol.

Le troisième chapitre comprend les différentes théories d'analyse de la pression latérale des terres qui a un aspect très important en mécanique des sols. Tous les ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

Le quatrième chapitre est une présentation des différentes méthodes de calcul et pré-dimensionnement des rideaux de palplanches avec le sol de fondation. On a présenté les deux méthodes classiques de calcul des rideaux de palplanches : Les rideaux simplement butée et les rideaux encarté en pied avec un exemple d'application pour un profil type de sol soutenu par des palplanches maintenues par un tirant d'encrage dans un sol bi-couches avec une sollicitation des pressions latérales et une charge répartie sur ce sol. On a exploité en parallèle deux théories de calcul des pressions des terres « Rankin et Coulomb ».

Le cinquième chapitre est consacré à la modélisation numérique avec le code de calcul **Geo5** programme « **Sheeting design** » basé sur la méthode d'équilibre limite. Notre exemple modélisé est le même profil type de sol étudié analytiquement. A la fin de ce chapitre on donne les résultats de calcul avec les interprétations explicatives.

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

Chapitre I

Les Murs De Soutènements

2014-2015

I.1.Introduction

Le rôle principal des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Ils en existent une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques.

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.[1]

L'analyse de la pression latérale des terres est d'un aspect très important en mécanique des sols. Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus.

I.2. Différents types d'ouvrages de soutènement

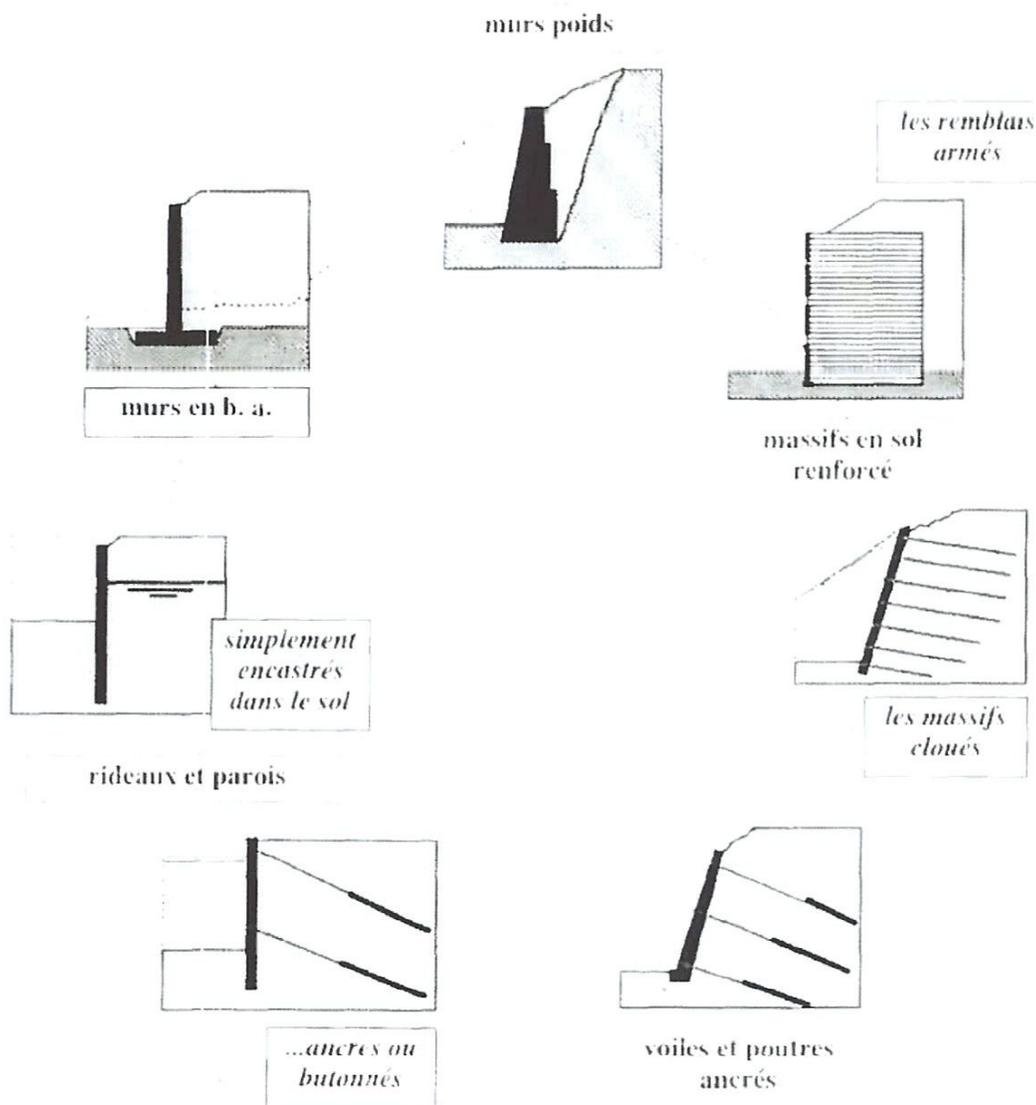


Figure I.1 Différents types d'ouvrages de soutènement

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai. [10]

Ces ouvrages se différencient les uns des autres essentiellement par :

- Leur morphologie (ouvrages massifs, ouvrages en béton armé, rideaux et parois ancrés ou non,...) .
- Leur mode de fonctionnement et les méthodes de dimensionnement dont ils relèvent .
- Les matériaux qui les constituent (maçonnerie, béton armé ou non, aciers ordinaires ou aciers pour précontrainte, géo synthétiques, sols rapportés traités ou non, ...) .
- Leur mode d'exécution, qui peut être très différent suivant le type d'ouvrage concerné .
- Leur domaine d'emploi privilégié, qui dépend naturellement de nombreux facteurs (ouvrage en remblai ou en déblai, conditions particulières de site terrestre, urbain, aquatique, montagneux, instable,). [1]

I.2.1 Classification suivant leur morphologie

I.2.1.1 Les murs poids et les murs préfabriqués

Les murs de soutènement de type « poids » sont pratiquement les plus anciens types de murs de soutènement. Ils peuvent être réalisés en place, auquel cas ils sont généralement rigides et constitués de maçonnerie de pierres jointoyées ou de béton non armé, voire éventuellement de béton cyclopéen (blocs de pierre ou moellons noyés dans du béton) (fig.I.1) . Ces types de murs, relativement étanches, sont en principe pourvus d'un dispositif de drainage lorsqu'ils ne sont pas destinés à maintenir le niveau d'eau dans les terres soutenues.

Ils peuvent être aussi constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués (fig.I.3), en béton armé ou non (blocs , caissons ou «boîtes» remplis de terre, poutres, ...), auquel ils sont souvent moins rigides, voire relativement souples pour certains d'entre eux, les murs constitués d'éléments préfabriqués sont bien adaptés lorsqu'il est demandé que l'ouvrage Soit «végétal ,sable», comme cela est souvent possible pour certains murs constitués d'éléments préfabriqués en béton,ou lorsque la préfabrication permet de répondre efficacement à certaines exigences de délai ou de site (site montagneux par exemple). [13]

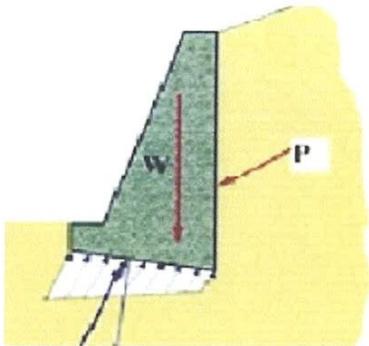


Figure I.2 Mur en Poids

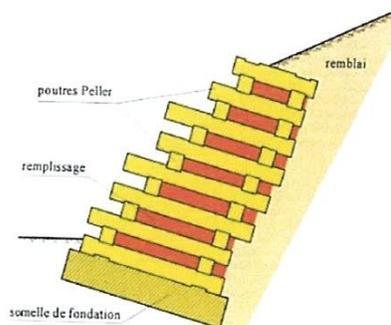


Figure I.3 Murs préfabriqué

I.2.1.2 Les murs en béton arme ou murs cantilever

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontale .

Les variantes de conception sont surtout conçues pour répondre à des situations particulières, généralement liées à des problèmes d'emprise, à l'amont ou à l'aval. Pour des raisons économiques, elles ne sont pratiquement plus employées aujourd'hui.

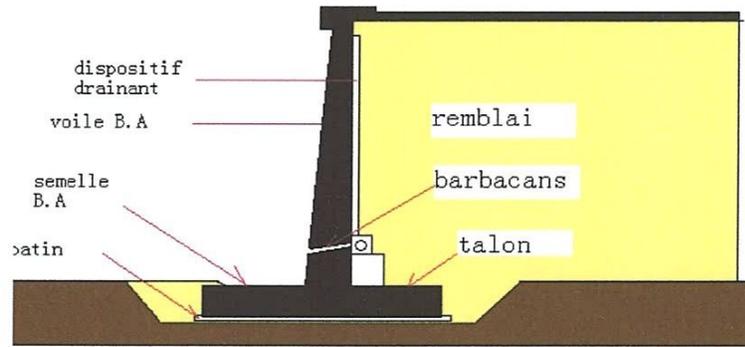


Figure I.4 Mur en béton armé

Ces murs nécessitent en principe un terrain de fondation de qualités moyennes à bonnes, susceptible de faibles tassements, dans la mesure où le recours à des fondations profondes (ou éventuellement à un traitement préalable du sol) rend généralement la solution peu avantageuse.

I.2.1.3 Les rideaux de palplanches métalliques

Les palplanches métalliques à module sont des profilés rectilignes, obtenus par laminage à chaud ou profilage à froid, et mis en œuvre verticalement dans le sol, généralement par battage, vibrage ou vérinage. Conçues pour s'enclencher les unes avec les autres, elles permettent de réaliser des rideaux continus relativement étanches, rectilignes, courbes, présentant des angles et pouvant former des enceintes fermées. (fig.I.1) [8]

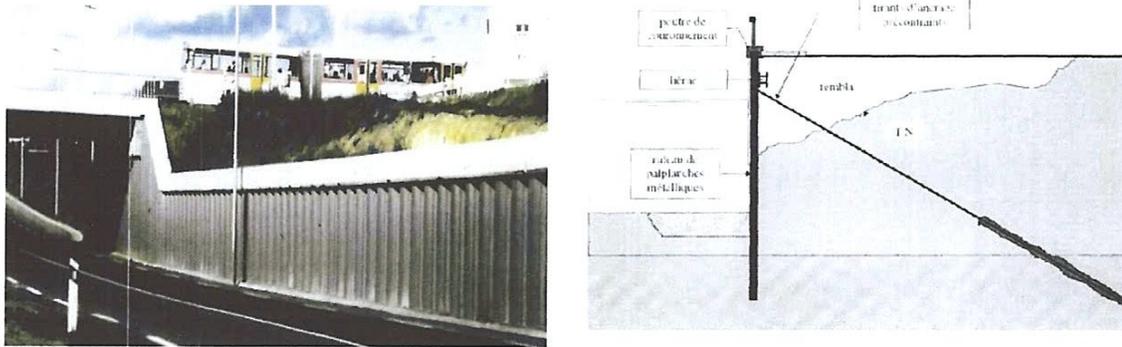


Figure I. 5 Soutènement de rive en palplanches

I.2.1.4 Les parois moulées et les parois préfabriquées

Une paroi moulée dans le sol est constituée d'une juxtaposition, le plus souvent dans un même plan, de panneaux verticaux en béton armé. Chacun des panneaux est réalisé par exécution préalable d'une tranchée dans le sol, mise en place d'une cage d'armatures dans celle-ci puis bétonnage, à l'aide d'un tube plongeur. (fig.I.6)

Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que le béton a atteint une résistance suffisante. Les parois, qui sont relativement étanches (par l'adjonction si nécessaire de joints d'étanchéité entre panneaux), peuvent être planes, courbes (par juxtaposition de panneaux plans), présenter des angles et former des enceintes fermées.[3]

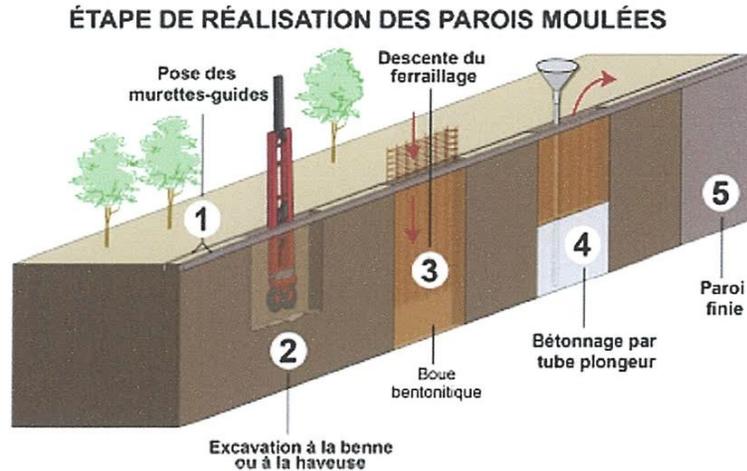


Figure I.6 Etape de réalisation des parois moulées

I.2.1.5 Les voiles et poutres ancrées

Les voiles ancrées sont des ouvrages de soutènement réalisés en déblai, par terrassement du sol en place de haut en bas en une seule passe ou en plusieurs si la hauteur de l'ouvrage ou les conditions de stabilité des talus durant les travaux le justifient.

Dans le plus simple des cas, ils sont constitués d'une voile en béton armé présentant un fruit. Parfois assez important et ancré par deux ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints. Celles-ci peuvent être situées dans un même plan ou dans des plans décalés vers l'aval (fig.I.8). Les voiles ancrées n'étant pas conçues pour retenir les eaux d'infiltration ou celles d'une nappe, ils comprennent généralement un dispositif de drainage adéquat constitué d'un réseau de barbacanes et, bien souvent aussi, de drains subhorizontaux plus ou moins profonds.

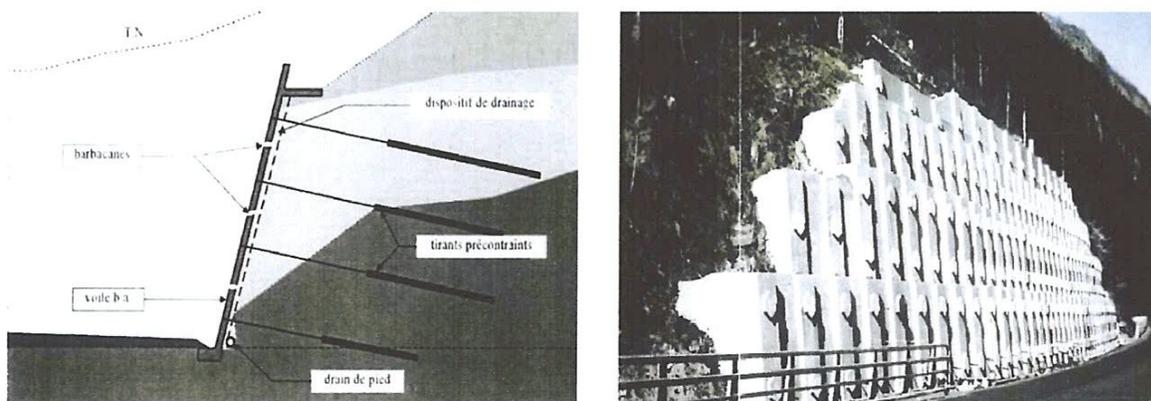


Figure I.7 Voile ancré

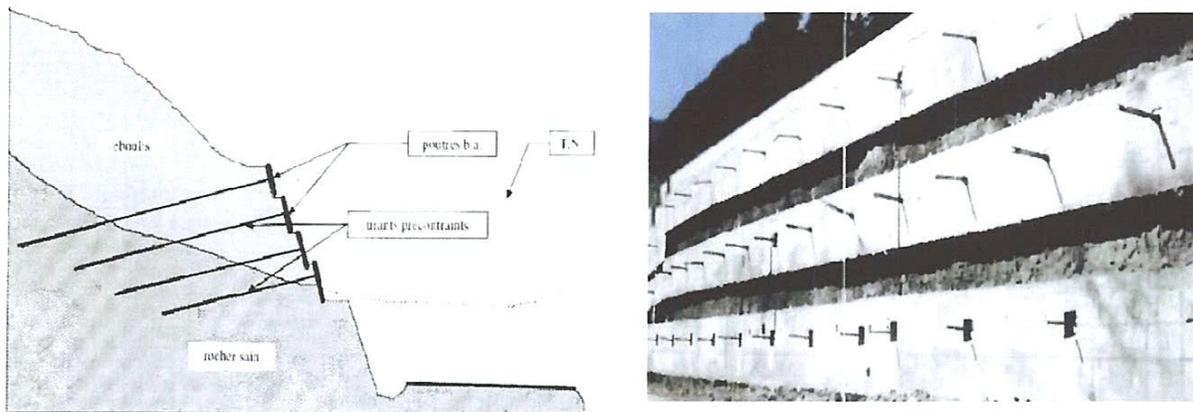


Figure I.8 Poutres ancrées

1.2.1.6 Les parois de pieux et les parois composites

Une paroi de pieux est constituée d'une succession de pieux forés, tangents ou sécants. Il s'agit généralement de pieux forés en béton armé, d'un diamètre de 0,60 à 1,20 m au plus, (Fig I 9)

Le soutènement est réalisé par excavation des terres devant les parois dès lors que les pieux ont atteint une résistance suffisante. Les parois peuvent être planes, courbes, présenter des angles et former des enceintes fermées.

Une paroi composite est constituée de pieux isolés, disposés verticalement avec un entre-axe généralement compris entre 2,50 et 4 mètres, et de voiles, en principe en béton armé (coulé en place ou projeté), réalisés entre les pieux au fur et à mesure de l'excavation des terres devant ces derniers. [15]

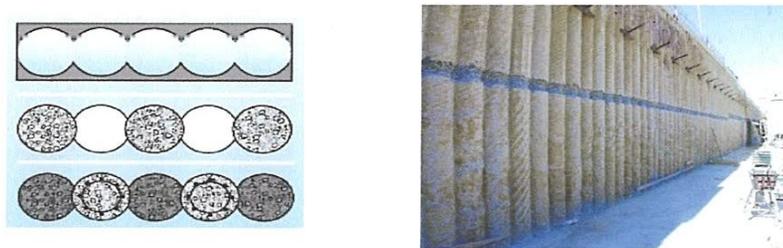


Figure I.9 Paroi de pieux sécants

Cette technique a ultérieurement donné naissance aux parois parisiennes (les profilés métalliques ont été remplacés par des pieux en béton armé et les madriers par un gunitage) et lutétiennes (les pieux sont en béton armé moulé dans le sol) et aux microberlinoises.

Une paroi composite comporte généralement un ou plusieurs niveaux d'appui. Il s'agit le plus souvent de tirants d'ancrage précontraints. La hauteur peut atteindre une vingtaine de mètres pour les parois berlinoises.

1.2.1.7 La paroi berlinoise

Une paroi berlinoise est un soutènement composé de profilés verticaux mis en oeuvre avant le début de l'excavation. Des éléments de blindage (plaques, poutres, béton projeté, ...) sont mis en place entre les profilés verticaux à mesure que progresse l'excavation. Celle-ci se fait de manière locale et chaque fois sur une hauteur limitée. La pression des terres, transférée aux profilés verticaux par l'intermédiaire des éléments de blindage, est équilibrée par les efforts de butée exercés par le massif de sol situé sous le niveau du fond de fouille et par les systèmes de support

horizontaux complémentaires éventuellement mis en oeuvre (étançons, tirants d'ancrage, pieux de traction, ...). [2]

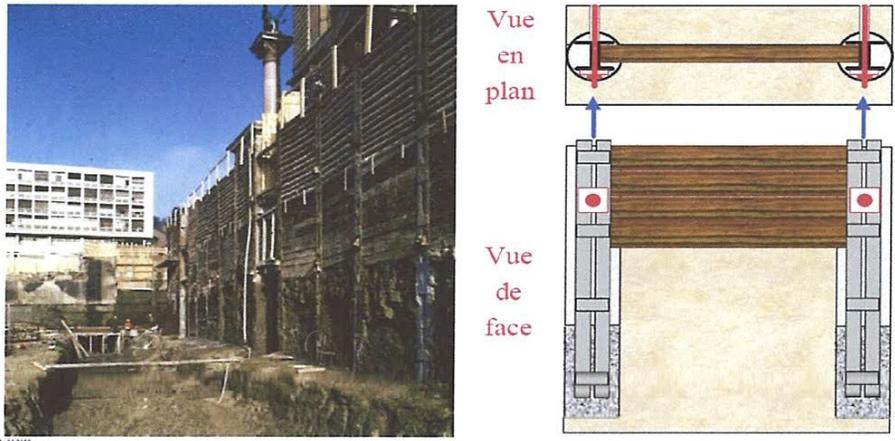


Figure I.10 Les parois berlinoise

I.2.1.8 Les massifs en sol cloué

Les massifs en sol cloué sont des massifs de soutènement réalisés en déblai, (par terrassement du sol en place), de haut en bas, par tranches (ou passes) successives. Le principe d'exécution de ce type d'ouvrage qui consiste généralement, à chaque phase de terrassement, à renforcer le sol en place par des barres passives (clous) disposées en lits peu inclinés par rapport à l'horizontale, puis à réaliser un parement, constitué le plus souvent d'un voile en béton projeté sur un treillis métallique. Ce parement n'étant en général pas étanche ni conçu pour supporter, même localement, une Pression d'eau, le massif en sol renforcé comprend un dispositif de drainage adéquat constitué notamment d'un système drainant débouchant sur un réseau de barbacanes et, si nécessaire, des drains subhorizontaux profonds. Le parement brut peut être revêtu d'un parement d'aspect en béton projeté ou coulé en place, ou constitué d'éléments préfabriqués. [3]

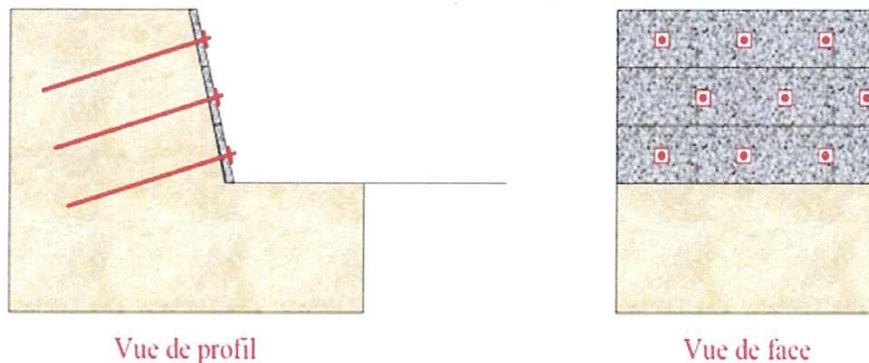


Figure I.11 Mur en sol cloué

I.2.1.9 Les ouvrages en terre armée

Les ouvrages en terre armé ou renforcé sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants, généralement reliés à un parement.

On distingue en effet dans le comportement d'un massif en TERRE ARMÉE une zone active qui entraîne le sol vers l'aval et une zone stable résistante dans laquelle les armatures métalliques vont transférer les efforts de la zone active à la zone résistante par frottement latéral.

Il existe par ailleurs de nombreux types d'ouvrages particuliers qui, de par leur constitution, peuvent rentrer dans cette catégorie des massifs en remblai renforcé. C'est le cas par exemple des ouvrages en Pneu sol. [1]

Cela est également le cas des ouvrages en Tex sol, matériau composite obtenu en place par un mélange intime et homogène de sol et de fils de polyester continus. Ces ouvrages présentent un fruit généralement compris entre 10 et 30°, et leur parement est végétal sable. Toutefois, de par leur géométrie transversale, ils s'apparentent davantage à des murs poids.

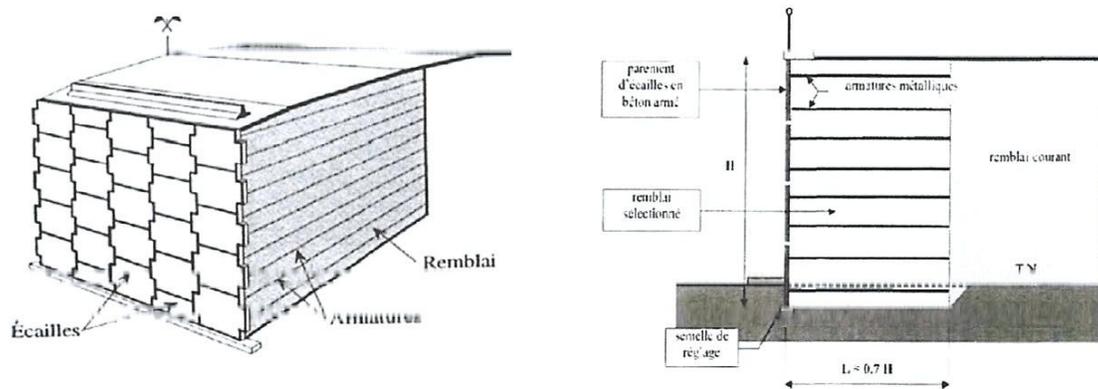


Figure I.12 Massif en remblai renforcé

I.2.2 Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée

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

- La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement ;
- La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement ;
- La poussée est reprise par des ancrages.

Le tableau (ci-dessous) montre les divers types d'ouvrages de soutènement classés. [1]

I.2.2.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids en béton ou en maçonnerie. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour-mille.

Les murs en Terre Armée, dans lesquels le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction, sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation.

Les ouvrages cellulaire sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en éléments préfabriqués.

I.2.2.2 Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation

Parmi les ouvrages de ce type, on citera

- Le mur cantilever en béton armé.
- Les murs en parois moulées.
- de Les rideaux de palplanches .

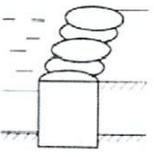
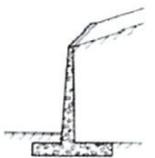
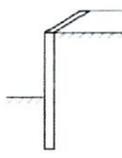
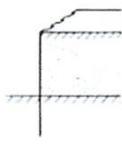
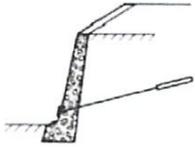
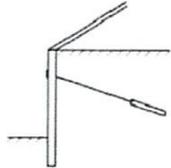
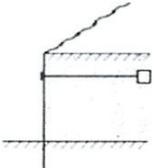
I.2.2.3 Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussée est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages.

C'est le cas notamment des rideaux des parois moulées et des parois berlinoises. À la différence d'une paroi moulée, une paroi berlinoise est réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place.

Il existe également des techniques d'ouvrages en déblai où la poussée des terres est totalement reprise par des ancrages précontraints. C'est le cas des murs épinglés construits par excavations successives de 2 m de hauteur environ, avec coulage d'éléments verticaux en béton armé et mise en place d'ancrages précontraints .

Tableau I.1 Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée [4]

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p>Mur en Terre Armée</p>	 <p>Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p>Mur en béton, ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>

I.3 Conclusion

Cette synthèse scientifique nous a permis d'élargir nos connaissances vis-à-vis du soutènement que nous avons étudié au cours de notre formation universitaire, Elle n'est certes pas exhaustive, mais elle apporte des connaissances importantes et utiles à toute personne qui chercherait des réponses vis-à-vis du soutènement.

Dans ce chapitre : on a défini différents types de soutènements. Ces ouvrages se différencient les uns des autres essentiellement par leur morphologie, leurs modes de fonctionnement, les matériaux qui les constituent, leur mode d'exécution, et leur domaine d'emploi privilégié. Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

Chapitre II

Notion général sur Les palplanches

2014-2015

II.1. Introduction

Largement utilisées dans les applications géotechniques, les palplanches sont des métalliques enfoncées verticalement dans le sol. Flexibles de par leur faible épaisseur, leur longueur est en pratique limitée à 30 m. les palplanches que l'on veuille séparent un massif de sol en deux parties, pour isoler par exemple le lit d'une rivière de la berge simultanément sur toute sa longueur, celle-ci est découpée en éléments verticaux étroits à la manière de touches de pianos qui vont être mis en place l'un après l'autre comme il lustré sur (la Fig II.1) ces éléments sont appelés des palplanches. [7]



Figure II.1 Les palplanches

Afin d'assurer la solidité de la paroi, un dispositif de solidarisation de chacune avec ses voisines a été conçu. Il s'agit d'une gorge appelée « serrure », présente sur toute la longueur d'une palplanche et dans laquelle vient se glisser la « serrure » de la suivante comme le montre (Fig II.2)

Ce dispositif à la fois simple et résistant assure la rigidité d'ensemble de la paroi ainsi qu'une certaine étanchéité.

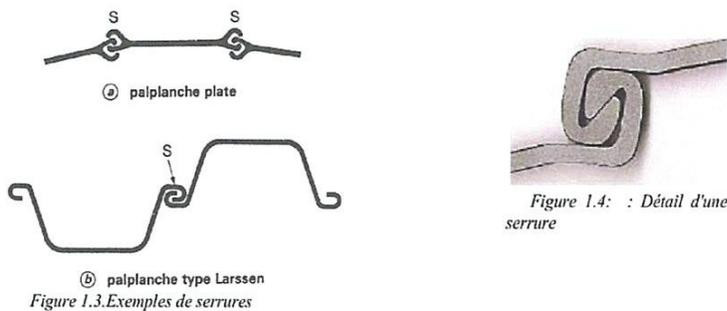


Figure 1.4: : Détail d'une serrure

Figure II.2 Les Serrures

II.2 .Les différents types de palplanche

II.2.1 Les palplanches en bois

La palplanche en bois est utilisée depuis des centaines d'années. Le bois est un matériau le plus ancien de la construction, il est régulièrement utilisé pour des structures légères. À cet effet, il peut être utilisé pour des rondins placés dans le sol afin d'agir comme barrage brut, ce qui

correspond à l'ancêtre de la palplanche .Ils sont utilisées comme Batardeau, Protection de berge , Barrage.



Figure II.3 Domaines d'utilisations

Elles sont utilisées dans des terrains homogènes et non rocheux. Elles sont mises en œuvre par emboîtement les unes dans les autres au moyen de rainures ou languettes. De manière générale, elles sont taillées en biseau en pied pour faciliter l'emboîtement lors de la mise en place. Leur largeur varie entre 15 et 25cm et leurs longueur peut atteindre plus de 8 mètres. Les palplanches en bois présentent plusieurs avantages telle que matériau économique, grande élasticité ce qui lui permet d'absorber l'énergie cinétique produite par un choc dans le cas de soutènement de voie fluviale où les chocs sont fréquents. Cependant elles présentent quelques inconvénients Faibles durées de vie (environ 25 à 30 ans), Dégradation du bois, Résistance limite face à la poussée du sol (environ 20 à 30 MPa en flexion). [8]

II.2.2. La palplanche en béton armé

Au début des années 1910, le béton armé fut utilisé pour concevoir des palplanches plus résistantes face à la flexion imposée par la poussée des terres. Ce type de palplanches n'est plus utilisé de nos jours. En effet, il ne présente plus aucun avantage face à l'apparition des palplanches en acier sur le marché au cours des années 1960.

II.2.3. La palplanche en acier

Pendant les années 1960, le cout du fer diminua de manière importante ce qui fit Croître de manière exponentielle l'utilisation de l'acier dans les méthodes de soutènement.

Ainsi, la palplanche acier qui existait depuis 1910 devint intéressante uniquement à partir de 1960 et remplaça aussitôt la palplanche béton dans tous ses domaines d'application. Leur domaine d'utilisation Batardeau, Quai d'accostage, Parois cylindriques appelées «gabions», Blindage de fouille, Barrage, Ouvrage portuaire, protection de berge et canaux, Culée de pont.

La palplanche acier est obtenue à partir d'une tôle laminée à froid (pour les épaisseurs inférieures à 9 mm) ou à chaud façonnée au profil désiré. Leur mise en œuvre se fait par emboîtement des extrémités de chaque palplanche appelée « serrures » ce qui Constitue un rideau de palplanche. On distingue dans la palplanche acier

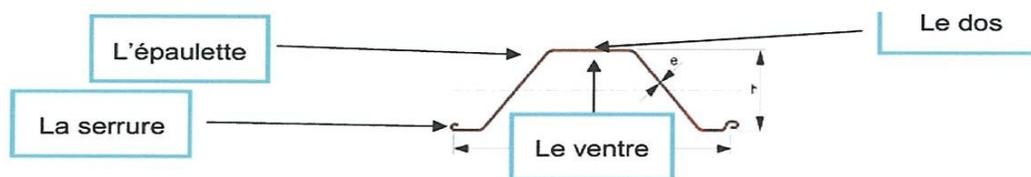
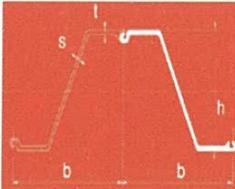
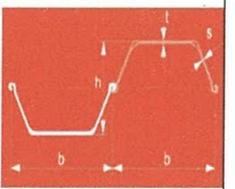
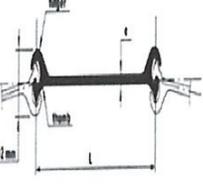
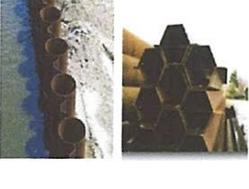


Tableau II.1 Type de profils des palplanches

<i>Palplanche Profile Z</i>	<i>Les profils en U</i>	<i>Les palplanches plates</i>	<i>Les rideaux mixtes tubes ou caisson</i>	<i>Les rideaux mixtes HZ/AZ</i>
				

II.2.3.1 Système de raccord

Un système de raccord au niveau des angles est nécessaire bien que les palplanches admettent un degré de rotation lors de leur mise en place. Il existe principalement quatre clefs de fermeture qui s'utilisent en fonction du degré de l'angle ou de la position des palplanches pour la fermeture à savoir, Dos/Dos, Ventre/Dos ou Ventre/ventre (Fig II.4). Il est également possible de mettre en place des palplanches avec un raccord pré-soudé.

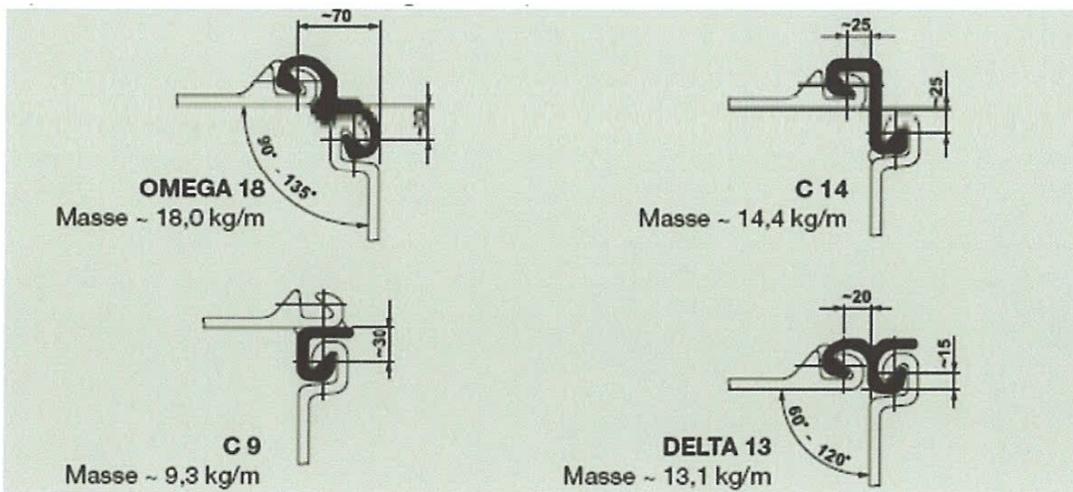


Figure II.4 Système de raccord.

II.2.3.2 Solution de traitement contre la cohésion

Les rideaux de palplanches sont le plus souvent utilisés dans des ouvrages provisoires. Pour ce type d'ouvrage, les palplanches sont de manière générale non traitées contre la corrosion puisqu'elles ne sont pas utilisées suffisamment longtemps pour commencer à avoir une corrosion préjudiciable pour les caractéristiques mécaniques du rideau de palplanche. En revanche, ces rideaux provisoires peuvent être traités pour une meilleure étanchéité dans le cas d'ouvrage en milieu aquifère.

À l'inverse, les rideaux de palplanches définitifs sont traités contre la corrosion puisqu'ici elle peut avoir avec le temps un effet préjudiciable sur les caractéristiques mécaniques de l'ensemble du rideau. Ces rideaux peuvent également être traités pour une augmentation de leur étanchéité si nécessaire ou si implantation en milieu aquifère.

II.2.4 La palplanche en PVC

La palplanche en PVC à base de résine de plastique est apparue au cours des années 2000 en complément de la palplanche acier. De plus, elle apporte une solution à la corrosion des palplanches acier tout en conservant un domaine d'utilisation vaste et une facilité de mise en œuvre dans les zones de faibles profondeurs. Elles sont utilisées dans les zones de fort courant et sur site pollué, La mise en œuvre des palplanches PVC est la même que pour l'acier à savoir l'emboîtement de profilés grâce à des serrures pour former un rideau de palplanches. La gamme de profilé est encore en plein développement et peu d'industriels proposent encore des palplanches PVC dans leurs catalogues.



Figure II.5 La palplanche en PVC

Leurs avantages se résument en un prix moins élevé que l'acier, très légère, aspect esthétique, très bonne étanchéité, bonne résistance, résistance aux UV, Matériau inerte, 100% recyclable, durée de vie (environ 50 ans sans traitement), idéal en milieu agressif et pollué.

II.2.5 La palplanche en fibre de verre

La palplanche en fibre de verre a suivi celle du PVC pour les mêmes raisons mais en apportant une résistance bien plus importante que celle du PVC. La mise en œuvre des palplanches en fibre de verre est identique à celle en PVC.



Figure II.6 La palplanche en fibre de verre.

II.3 Application des profilés

Les profilés en Z et en U sont utilisés pour supporter des charges de flexion. Les profilés plats sont utilisés pour supporter des charges de traction. Les profilés en Z et en U peuvent être employés indépendamment ou combinés avec des pieux tubulaires ou des pieux HP pour les cloisons combinées.

- Et les pieux HP, ou pieux de fondation. Egalement possible en combinaison avec des profilés en Z ou en U.

Le tableau ci dessous donne quelques indications sur les caractéristiques de différents profils de palplanches de type courant

Tableau II.2 Caractéristiques des palplanches.

Type de palplanche	Hauteur (m)	Poids de 1m ² de paroi (kg).	Module de résistance par mètre de paroi (cm ³)
Larssen I	Jusqu'à 15	100	500
Larssen III	Jusqu'à 24,7	155	1360
Larssen IV	Jusqu'à 31	187	2040
Larssen V	Jusqu'à 34,4	238	2960

II.4. Les éléments de rigidification

II.4.1. Liernes

La rigidité longitudinale de l'écran est assurée en disposant des liernes, profilés métalliques I ou U, horizontalement, le long du rideau de palplanches. Ces liernes sont disposés régulièrement sur la hauteur de l'écran, auquel elles sont souvent fixées par boulonnage. Elles sont en principe disposées au droit des niveaux d'ancrage et servent d'appui aux têtes d'ancrage. [5]

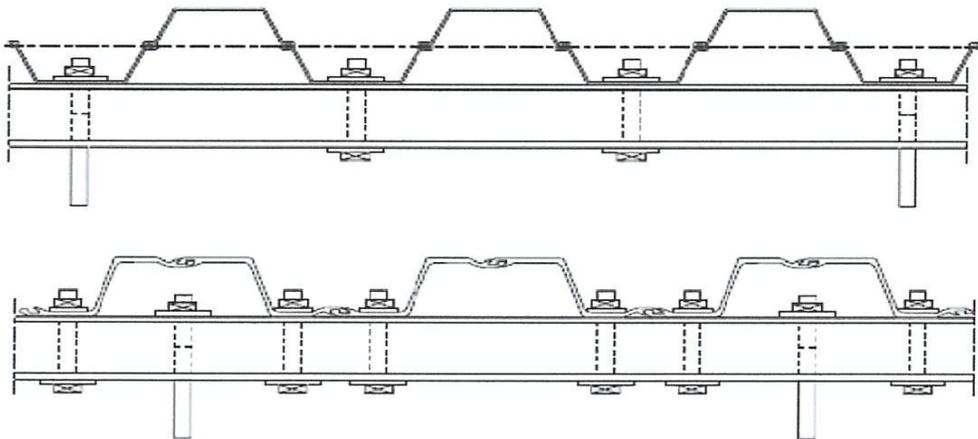


Figure II.7 La disposition des liernes dans un rideau de palplanches

II.4.2. Poutre de couronnement

Cette poutre assure plusieurs fonctions

- Un élément de rigidification longitudinale de l'ouvrage ou chaînage.
- Transmettre des efforts au rideau de palplanches.
- Elle sert ainsi d'appui pour d'éventuel butons et constituer un élément architecturale de l'ouvrage.

II.4.2.1 Les ancrages

La plupart des rideaux de soutènement utilisant des palplanches nécessitent un appui supplémentaire en partie haute, en plus de l'encastrement en pied. Les batardeaux provisoires utilisent des liernes et des butons à l'intérieur de la fouille tandis que les rideaux permanents ou de grandes hauteur sont souvent ancrés au moyen d'un contre rideau placé à une certaine distance à l'arrière du rideau principal. d'autre système d'ancrage faisant intervenir des tirants injectés ou des pieux, sont également possible. le schéma présente un assemblage type entre un tirant horizontal et un rideau de palplanche

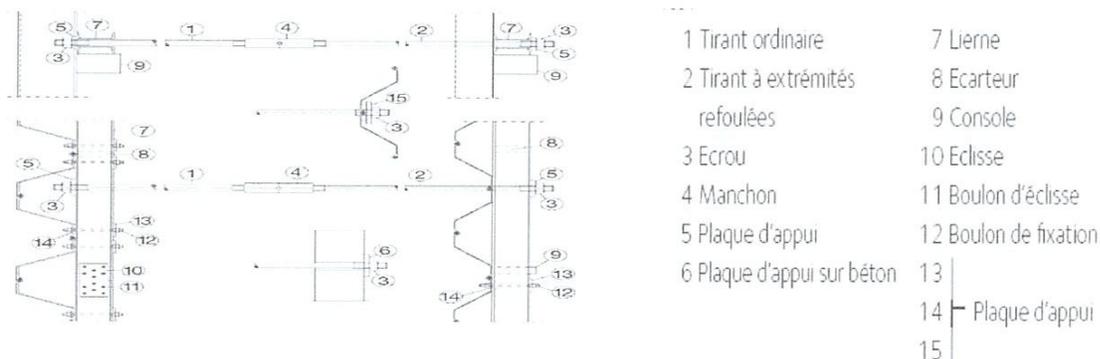


Figure II.8 Les points d'ancrages



Figure II.9 Les poutres ancrées

II.5. Les appuis d'un rideau de palplanche

Les appuis de l'écran sont constituées par le sol en fiche et par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran.

II.5.1 La fiche

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

Ainsi, la rigidité du sol de fondation et de l'écran ainsi que la hauteur de la fiche déterminent, d'une part la raideur de l'appui en fiche et, d'autre part, le type de l'appui mobilisé, appui simple ou encastrement. La résistance au cisaillement de sol de fondation ainsi que la hauteur de la fiche déterminent pour leur part la valeur de l'appui mobilisable.

II.5.2 Les tirants passifs

II.5.2.1 Tirants remblayés

Les tirants sont des éléments de structure permettant d'ancrer l'écran au niveau de sa partie libre dans le terrain situé en arrière du sol soutenu. Pour des ouvrages de soutènement construits au moins partiellement en remblai ces tirants peuvent être disposés entre deux couches de remblai successifs, Ils sont alors constitués de barres métalliques fixées à une extrémité au rideau de palplanches et à l'autre extrémité à un dispositif d'ancrage (Fig II.10). Divers types de dispositifs d'ancrage peuvent être employés.

Le plus souvent il s'agit soit d'un deuxième rideau de palplanches (ou contre rideau) soit de plaques en béton disposées horizontalement ou verticalement (plaques d'ancrage). ces tirants, dont la résistance va se mobiliser au fur et à mesure du remblaiement et ou de l'excavation devant l'écran, sont qualifiés de passifs. Notons que la mobilisation de cette résistance s'accompagne de déformations du terrain au cours du remblaiement ou de l'excavation.

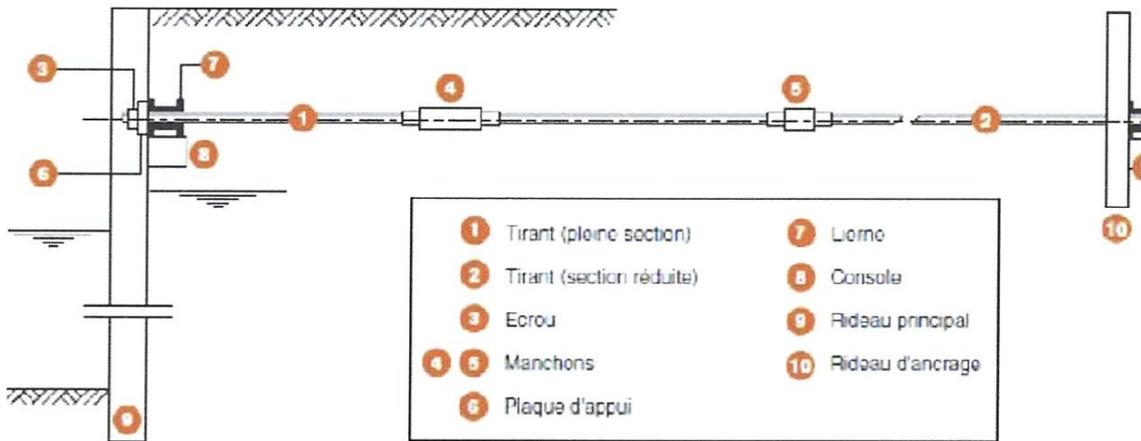


Figure II.10 Schéma général d'un rideau de palplanches ancré en tête. Ils sont constitués de ronds d'acier filetés, ou barres d'acier à haute adhérence.

A Par type d'ancrage

- Tirants à ancrage par plaque.
- Tirants à ancrage par contre rideau.
- Tirants à ancrage par dalle de frottement.

II.5.2.2 Tirants de type battu constitués de profilés métalliques, de tubes, de pieux H ou de palplanches

- Pieu battu injecté (armature tube métallique).
- Tirant battu injecté.
- Tirant à plaque pivotante de type Louis Ménard.

II .5.2.3 Tirants scellés ou forés Ils sont constitués de ronds mis en œuvre dans un forage et scellés au coulis

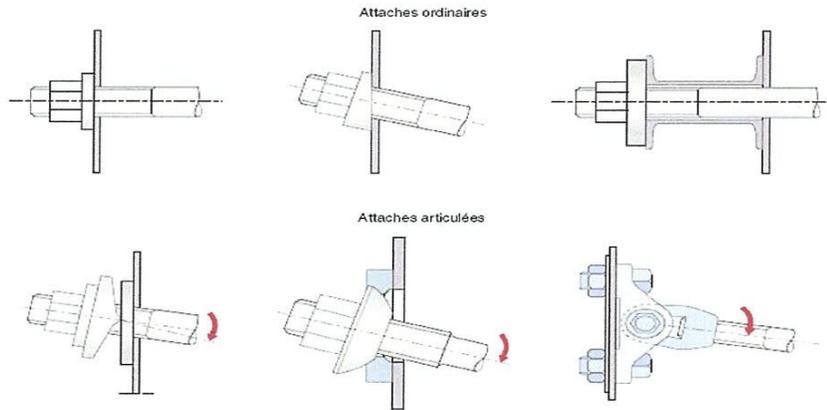


Figure II.11 Différents types de têtes d'ancrages



Figure II.12 Remblaiement sur un lit de tirants d'ancrage passifs

II.5.3 Les tirants actifs

Les tirants d'ancrage précontraints sont des éléments de construction dont la fonction est de transmettre des efforts au sol, sol meuble ou rocher, par l'intermédiaire d'armatures actives. Ils sont constitués d'une armature de précontrainte (barres, fils, torons, etc.) qui est introduite dans un forage et scellée au terrain dans sa partie inférieure, par injection d'un coulis de ciment ou d'un mortier, avant d'être mise en tension et bloquée par une tête d'ancrage contre la structure ou l'élément de structure à ancrer[1].

Les composantes de la tête d'ancrage d'un tirant précontraint sont

- ✓ La tête d'ancrage proprement dite dans laquelle sont bloqués les fils, torons, câbles ou barres qui constituent l'armature.
- ✓ La plaque d'appui transmet l'effort à la structure ancrée, et sur laquelle est généralement soudé un tube-trompette (métallique) destiné à recouvrir l'extrémité de la gaine plastique de protection de l'armature du tirant pour assurer la continuité de cette protection.

- ✓ Un capot ou une coiffe fixé de façon étanche sur la plaque d'appui, et rempli d'un produit de protection contre la corrosion destiné à protéger la tête d'ancrage.

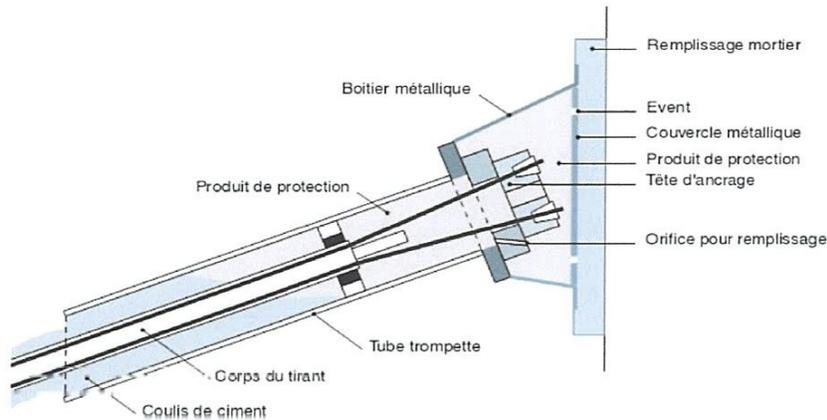


Figure II.13 Tête d'ancrage noyée dans une paroi en béton armé. [2]

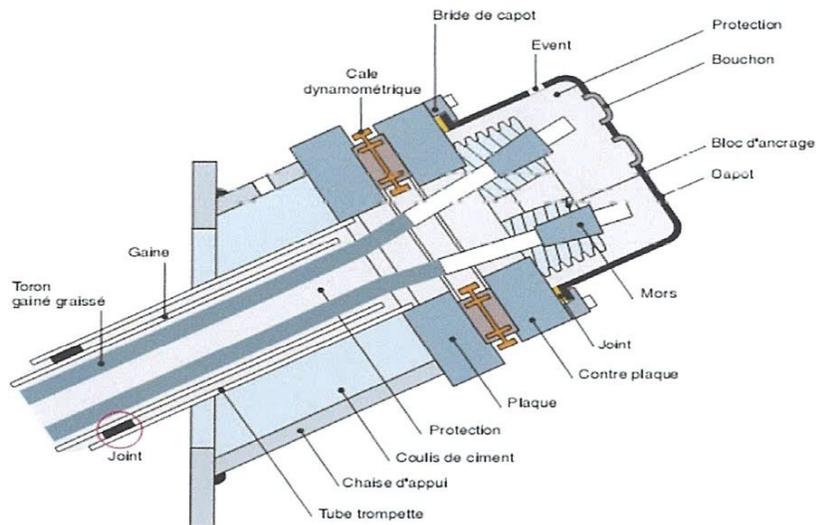
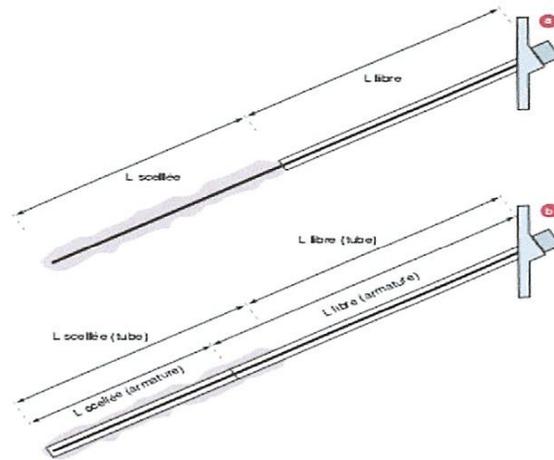


Figure II.14 Tête d'ancrage avec capot de protection dépassant du parement. [1]

II.5.3.1 Corps des tirants

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

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



A. Armature directement scellée au terrain. B. Armature scellée dans un tube à l'aide d'un coulis, le tube lui-même scellé au terrain.

Figure II.15 Corps des tirants.

A La longueur libre

La longueur libre permet l'allongement du câble lors de sa mise en tension. En règle générale, la longueur libre ne devrait pas être inférieure à 7 m. Sur sa longueur libre, en section courante, l'armature des tirants d'ancrage est protégée par une gaine métallique ou plastique, à l'intérieur de laquelle elle peut se déplacer librement lors de sa mise en tension. L'espace compris entre l'armature et la gaine est en principe rempli d'un produit de protection après mise en tension de l'armature, ce produit peut être rigide (de type coulis de ciment), souple ou liquide (de type cire pétrolière, bitume, graisse anticorrosive ou résine souple).

B La longueur scellée

La longueur de scellement transmet l'effort au sol à la profondeur définie par l'auteur du projet. La transmission de l'effort s'effectue par le corps d'ancrage réalisé par injection du terrain au coulis de ciment.

La longueur de scellement nécessaire est déterminée sur la base d'essais de traction exécutés préalablement ou au début des travaux d'ancrage. Pour assurer la résistance ultime interne du tirant (transmission de l'effort des torons au coulis d'injection), la longueur de scellement ne doit pas être inférieure à 3 m.

II.5.3.2 Définitions concernant la géométrie du tirant

La longueur totale L de l'armature, mesurée entre l'extrémité scellée de celle-ci et le nu extérieur de la plaque d'appui, comprend

- ✓ La longueur de scellement L_S c'est la distance entre l'obturateur et l'extrémité scellée.
- ✓ La longueur libre théorique L_L c'est la longueur de l'armature comprise entre la plaque d'appui et l'obturateur.

La longueur libre théorique représente donc la seule partie de l'armature qui en théorie pourrait s'allonger lors de la mise en tension. En fait, le scellement de l'armature dans le bulbe d'ancrage n'est pas ponctuel et deux phénomènes peuvent intervenir en sens inverse. Lors de l'injection du scellement, si l'obturateur n'est pas étanche, du coulis peut remonter dans la partie libre réduisant

la longueur de celle-ci. Au cours de la mise en tension, des fissures de traction peuvent apparaître dans le bulbe d'ancrage et la longueur libre théorique augmente progressivement [3].

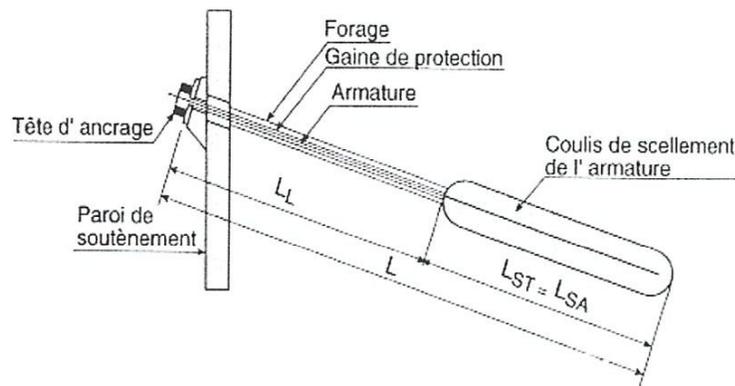


Figure II.16 Tirant dont l'armature est scellée directement dans le sol. [1]

II.5.4 Les butons

Les butons sont constitués de poutres en béton armé ou de profilés métalliques appui sur deux structures construites comme cela peut être le cas pour les soutènements de tranchées ouvertes ou couvertes. Pour les tranchées couvertes, ce bétonnage est généralement assuré par la dalle de couverture et, s'il y a lieu par un radier situé sous la chaussée. L'utilisation de profilés métalliques est généralement réservée au bétonnage provisoire des structures. Tandis que les poutres en béton armé sont utilisées pour la réalisation d'appuis permanents. Il s'agit alors de poutres en béton encastées dans la poutre de couronnement longitudinale du rideau de palplanches.

II.6 Mise en œuvre des palplanches

La fonction d'un rideau de palplanches est d'être fichée dans un terrain afin de reprendre des efforts verticaux et horizontaux. De façon typique, la fiche constitue 30 à 50 % de la hauteur totale du rideau si celui-ci est ancré (au moyen d'un ou plusieurs lits de tirants), Cette valeur pouvant atteindre 70 % dans le cas de rideaux non ancrés (avec ceintures ou butons en tête de rideau ou sans). [8]

La mise en fiche d'un rideau de palplanches peut se faire à partir de trois méthodes

- ✓ Le battage,
- ✓ Le vibor fonçage,
- ✓ Le vérin âge.

II.6.1 Atelier de Battage

Il s'agit de la méthode la plus directe un poids est hissé le long d'un axe vertical avant d'être lâché (Fig II.17). A la fin de sa chute, il percute La palplanche à qui lui transmet une partie de son énergie celle-ci est poussée dans le sol par à-coups.



Figure II.17 Machine de battage

Des améliorations existent, notamment des systèmes hydrauliques utilisant un vérin pour pousser le poids pendant sa chute. L'énergie cinétique est ainsi augmentée par accroissement de la vitesse. Le battage entraîne une perturbation locale du sol assez importante au voisinage des palplanches. Pour la mise en œuvre par battage, il existe trois types d'outils de battage qui sont

- ✓ Le mouton hydraulique,
- ✓ Le mouton diesel,
- ✓ Le mouton sec / simple effet,
- ✓ Le marteau trépidateur double effet.



Figure II.18 Différents machines utilisées

➤ **Casque de battage ou « martyr »**

Dans tous les cas, le battage de palplanches nécessite la mise en place d'un casque sur la tête des palplanches mises en fiche. Ce qui évite ainsi la dégradation des palplanches sous l'action du battage répétitif de la masse frappante. Il est généralement fait d'acier moulé et sa partie inférieure s'adapte au profilé à mettre en place. Sur la partie supérieure du casque se trouve le martyr ou « tête de Turc » qui est un amortisseur dans le but de diminuer la détérioration du casque et de réduire les rebondissements du mouton. Ce martyr est en général constitué de bois ou de résine synthétique.



Figure II.19 Exemple de casque de battage pour marteau hydraulique

❖ **Avantages**

- ✓ Rendement correct
- ✓ Très efficace dans les terrains durs
- ✓ Possibilité de passer du fonçage à l'arrachage après adaptation de l'outil (mouton pneumatique)

❖ **Inconvénients**

- ✓ Fortes nuisances sonores environ 90 à 115 Db .
- ✓ Mise en place de protections particulières sur les têtes de palplanches
- ✓ Risque de déchirement des palplanches
- ✓ Coût élevé
- ✓ Difficultés pour faire la mise en fiche initiale de la palplanche, nécessité d'utiliser un vibro- fonçeur dans certains cas

II.6.2 Atelier de vibro-fonçage

L'objectif d'une technique de mise en fiche par vibrations est de diminuer les frottements internes des sols non cohérents ce qui a pour effet de réduire les efforts latéraux des palplanches mises en place. Ainsi le vibrofonçeur remplit ce rôle puisqu'il provoque une vibration énergétique à haute fréquence qui est transmise aux palplanches lors du fonçage ou de l'arrachage uis qu'ils y sont rigidement solidarités. Les vibrations sont produites par les composantes verticales des forces d'inertie centrifuges, Ces composantes sont produites par des masses excentriques appelées masse lottesou «balourds ». Elles sont disposées symétriquement par rapport à l'axe vertical du vibreur et tournent à vitesse constante mais en sens inverse les unes des autres.

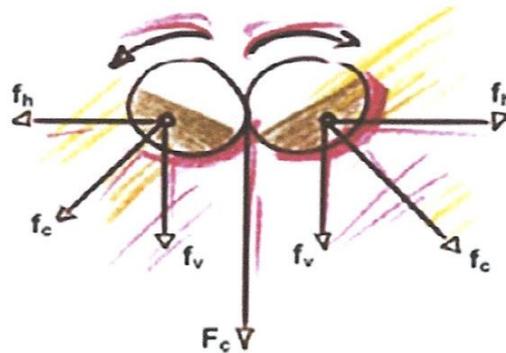


Figure II.20 Schéma de principe des résultantes engendrées par une paire de massettes. [5]

Le choix d'un vibro-fonçeur pour un atelier de palplanches dépend de plusieurs paramètres

- ✓ La profondeur de fiche,
- ✓ La porosité du sol,
- ✓ La nature des couches de terrain,
- ✓ Le poids de l'élément,
- ✓ Les caractéristiques géométriques de l'élément à mettre en place.



Figure II.21 Préforage avant fonçage

❖ **Avantages [8]**

- ✓ Forts rendements
- ✓ Mise en oeuvre rapide
- ✓ Adaptation de la fréquence de vibration à la nature du sol
- ✓ Nuisances sonores plus faibles que par battage environ 70 à 90 dB
- ✓ Vibreurs adaptables directement sur le système hydraulique d'une pelle,
- ✓ Passage instantané de la mise en fiche à l'arrachage par inversement de la rotation des masse lottes.

❖ **Inconvénients**

- ✓ Les vibrations peuvent être préjudiciables pour les bâtiments existants à proximité .

- ✓ Nécessité d'engins de manutention importants et onéreux pour les vibro-fonceurs performants

II.6.3 Mise en place par pression vérinage

Un vérineur est une machine hydraulique utilisée pour le fonçage des palplanches mais également pour l'extraction de celles-ci. Cet appareil de vérinage est complètement télécommandé par un opérateur et utilise la force de réaction des palplanches dans le sol pour la mise en fiche de la palplanche suivante. Cette opération de fonçage est composée de huit phases qui permettent la réalisation d'un rideau de palplanches (Fig II.22).

Leur emploi requiert un sol possédant une bonne cohésion, ce qui exclue les sables. Le principe consiste à utiliser le frottement des palplanches précédemment installées comme réaction pour pousser la suivante. Une machine est ancrée à plusieurs palplanches déjà en place. Par l'intermédiaire de vérins hydrauliques, Elle exerce un effort sur la palplanche à installer et la pousse dans le sol,

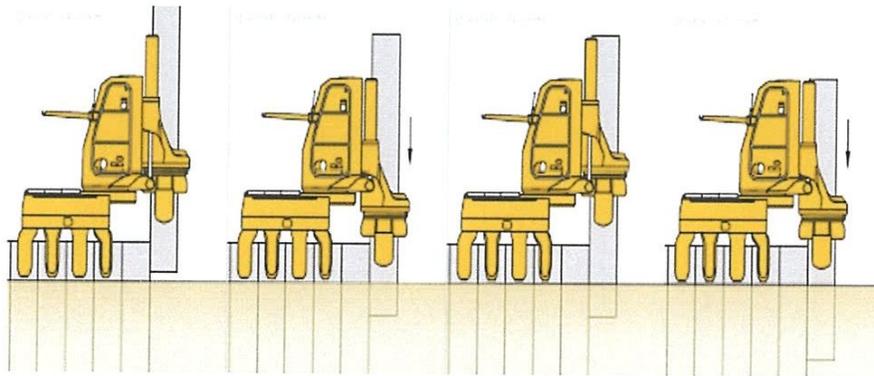


Figure II.22 Mise en place des pallanches par pression

❖ Avantages

- ✓ Aucune vibration
- ✓ Idéal pour les endroits peu accessibles
- ✓ Nécessite une grue de petit gabarit (uniquement pour la manutention des palplanches)
- ✓ Très faible nuisances sonores, produites uniquement par le groupe hydraulique qui alimente le vérineur environ 60 à 75 dB
- ✓ Idéal à proximité de bâtiments
- ✓ Possibilité de fonçage d'un grand type de profilés (tube, caisson, mixte HZ, H, Z, plat) selon la machine utilisée
- ✓ Double utilisation mise en fiche/extraction.

❖ Inconvénients

- ✓ Utilisation d'un engin uniquement pour l'approvisionnement des palplanches
- ✓ Difficultés de mise en œuvre dans les terrains durs
- ✓ Rendement faible

II.6.4 Facteurs de risque de désordres

Compte tenu de ses caractéristiques propres ou de celles de son environnement. l'ouvrage peut être plus ou moins exposé à certains types de pathologie.

Les facteurs de risque de désordres sont pour l'essentiel les suivants, hormis le facteur de risque que constitueraient des études manifestement insuffisantes ou une qualité d'exécution médiocre

II.6.4.1 L'eau

- Eaux agressives (eaux douces, eaux saumâtres, eaux séléniteuses , eaux magnésinnes) .
- Effets hydrodynamiques en site aquatique (affouillement,marnage,courant,abrasion par des sédiments) .
- Présence d'une nappe (phénomène aggrave lorsque la nappe présente des fluctuations significatives)
- L'atmosphère (marine ,pollution industrielle ,climat humide).
- Les conditions d'exploitation des ouvrages .
- Utilisation importante de sels de déverglaçage.
- Présence de courants vagabonds (présence de lignes de chemin de fer ,notamment)
- Solllicitations particulières (surcharges en tete ,chocs) .
- Ouverture de fouilles en pied d'ouvrage.
- Facteurs de risque de désordres liés aux caractéristiques de l'ouvrage .
- Ouvrage de grande hauteur (fortes solllicitations des matériaux constitutifs) .
- Ouvrage avec tirants précentraints (notamment tirants de conception ancienne ,suseceptibles d'être mal protégés contre la corrosion.
- Difficultés reconnues lors de l'exécution de l'ouvrage. [5]

II.6.5 Les modes de rupture

II.6.5.1 Cas communs à l'ensemble des rideaux

- Insuffisance de fiche et / ou insuffisance de butée (fig II. 23 a .b)
- Insuffisance du dimensionnement des palplanches (fig II. 23 c.d)
- Risque de corrosion du rideau
- Insuffisance de rigidité en plan
- Grand glissement (fig II. 23 e.f)

II.6.5.2 Cas des rideaux ancrés

- Insuffisance de la fiche (fig II. 23 e .f)
- Rupture de tirants ou de butons (fig II. 23 g .h)
- Risque de rupture de tirants
- Défaillance du massif d'ancrage ou de scellement

II.6.5.3 Cas des ouvrages avec efforts verticaux en tete

- Insuffisance de la capacité portante (fig II. 24 m)
- Défaillance du massif d'ancrage ou de scellement et du terrain associé (fig II. 24 i,j ,k,l)

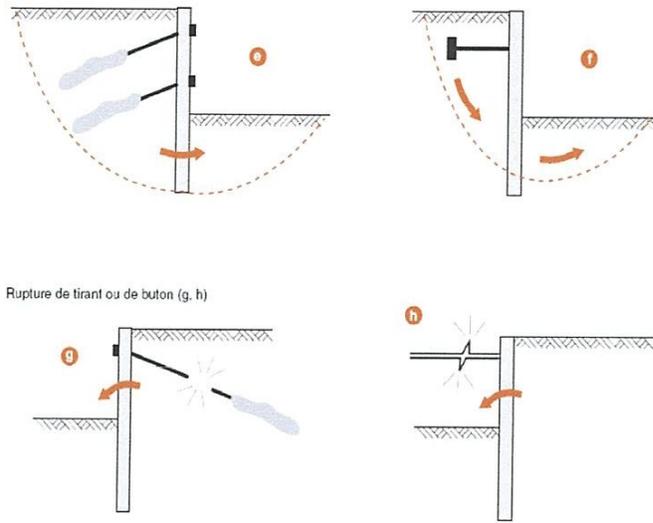


Figure II. 23 Les modes de rupture cas des rideaux ancrés e,f,g,h [5]

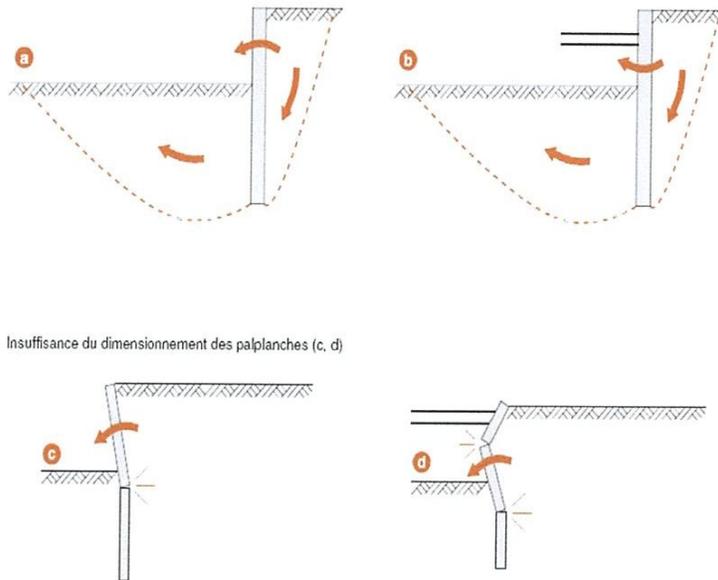


Figure II. 23 a,b Les modes de rupture cas des rideaux ancrés [5]

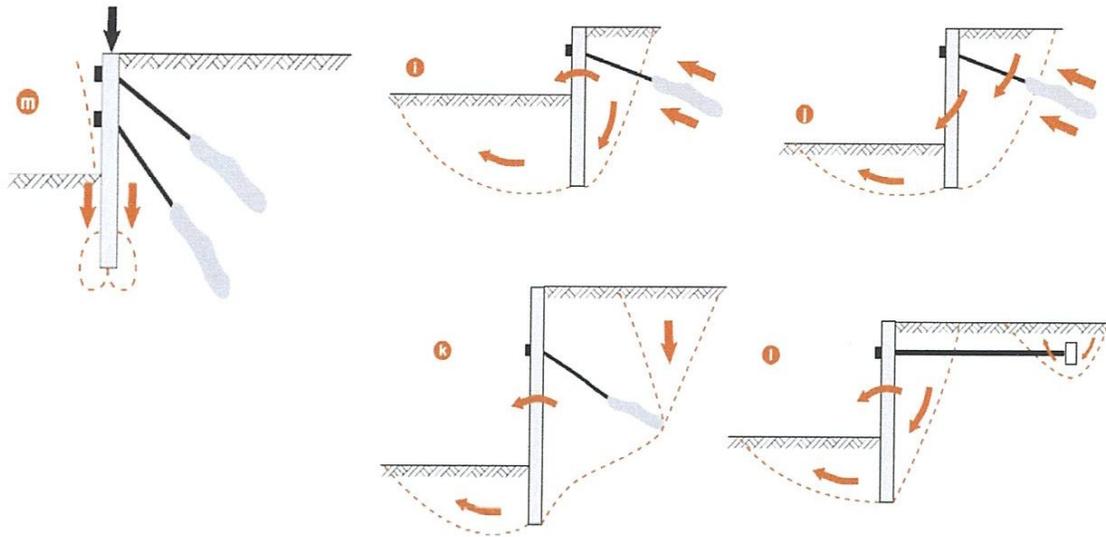


Figure II.24 Les différents modes de rupture des encrons de soutènement d'après l'eurocode 7

II.7 Conclusion

La palplanche est souvent définie comme un « profilé métallique » mais elle ne désigne pas seulement le profilé acier mais bien un profilé de section spécifique fait dans divers matériaux tels que le béton, le bois, ou le PVC. La mise en fiche d'un rideau de palplanches peut se faire soit par battage ou vibor fonçage. La rigidité longitudinale de l'écran est assurée en disposant des liernes. La plupart des rideaux de soutènement utilisant des palplanches nécessitent un tirant en partie haute en plus de l'encastrement en pied. Les palplanches sont utilisées pour de nombreuses applications pouvant être soit temporaires, soit permanentes. Il existe en pratique une large gamme de profilés, les plus couramment employés sont ceux en U et en Z. La conception du rideau de palplanches se fait en considérant des modes de rupture qui sont souvent le renversement du rideau, le glissement d'ensemble, la destruction de l'ancrage ou la rupture de la structure.

Chapitre III

Les théories de calcul des pressions des terres

2014-2015

III.1 Calcul des efforts de poussée-butée

III.1.1 Mobilisations des équilibres de poussée et de butée

Pour qu'il y ait équilibre de poussée ou de butée, il faut qu'il y ait déplacements, de l'ordre de $H/1000$ pour mobiliser la poussée et supérieur à $H/100$ pour mobiliser la butée.

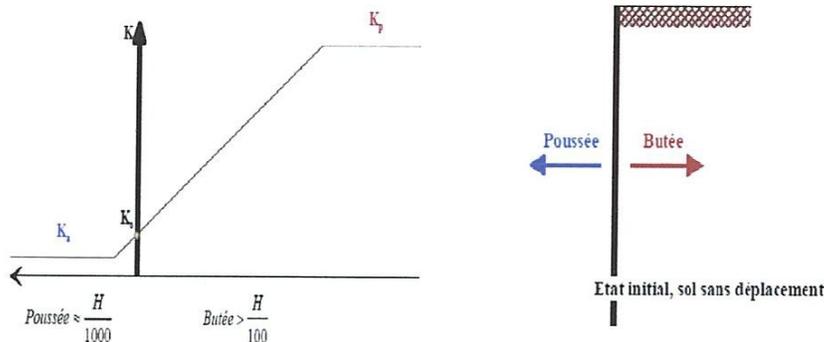


Figure III.1 Déplacements nécessaires à la mobilisation des états limites de poussée et butée

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les efforts de Poussée-Butée. Les sollicitations dites de poussée et de butée se rencontrent dans tous les cas où un ouvrage comprend une surface subverticale en contact avec le sol. C'est typiquement le cas des écrans de soutènement par exemple. [1]

On s'intéresse à présent à l'état de contrainte dans le sol.

- L'état initial dans le massif est donné par le cercle d'extrémités ($\sigma'_{vo}; \sigma_{tho}$)
- Poussée : à partir de l'état de repos, on diminue σ'_v , en imposant une expansion, c'est-à-dire un relâchement du massif jusqu'à ce que le cercle atteigne la courbe intrinsèque.

$$\sigma'_h = K_a \sigma'_v \quad (1)$$

- Butée : à partir de l'état de repos, la contrainte horizontale augmente jusqu'à atteindre la valeur limite maximale pour laquelle le cercle de Mohr soit tangent à droite de rupture.

$$\sigma'_h = K_p \sigma'_v \quad (2)$$

III.2. Les différents théories de calcul

III.2.1. Méthode de Coulomb

Charles Augustin Coulomb (1736 - 1806) a été d'abord un ingénieur du génie militaire avant de devenir plus tard un physicien encore plus célèbre par ses mémoires sur l'électricité et le magnétisme entre 1785 et 1791. La méthode de Coulomb permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considérations de l'état de contrainte s'exerçant dans le sol derrière le mur. [14]

Elle repose sur les hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope.
- Condition de déformation plane.
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB.
- Massif à surface libre plane.

COULOMB suppose que la surface de rupture est plane (coin de Coulomb).

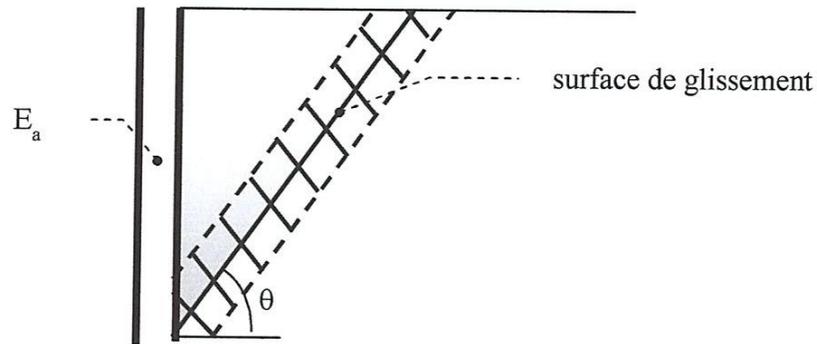


Figure III.2 Modèle de Coulomb (translation)

III.2.1.1 Calcul de la force de poussée

Soit un écran vertical de hauteur H soutenant un massif de sol sans cohésion avec un terre-plein horizontal :

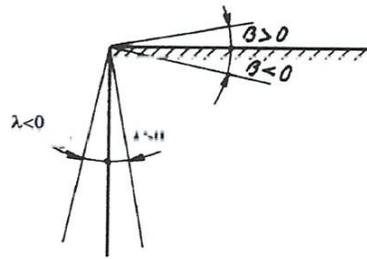


Figure III.3 Convention de signe

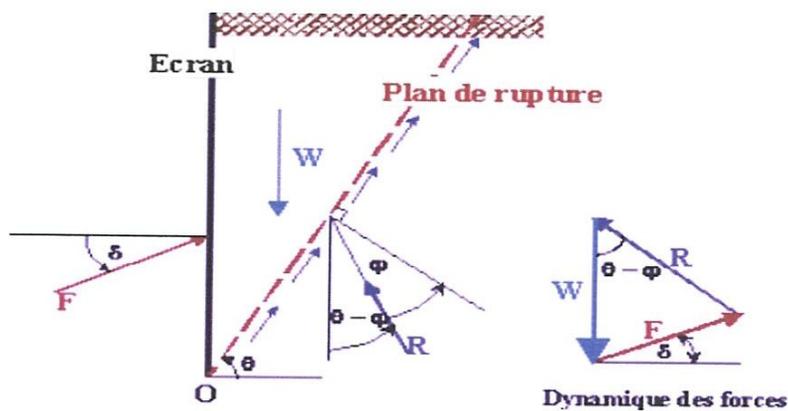


Figure III.4 Méthode de Coulomb (surface libre et plan)

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

● On fait l'hypothèse que la contrainte de cisaillement $\tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi$ (sol sans cohésion) est complètement mobilisée le long de ce plan. Le coin de Coulomb se comporte de façon rigide-plastique, ce qui n'est pas le cas généralement surtout si l'écran est de grande hauteur.

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

● La force $F = -P$ (poussée du sol) est inclinée de δ sur la normale à l'écran. δ est supposée connue.

● Le principe consiste simplement à écrire l'équilibre des forces qui s'appliquent sur le coin de sol (R, W et $F = -P$);

W est le poids du mur et F est l'opposé de la force de poussée qu'exerce le sol sur le mur.

● On détermine ainsi F en fonction de l'angle θ .

● La méthode de Coulomb consiste à prendre le maximum de $F(\theta)$ (Maximis) pour calculer la poussée, ce serait le contraire pour la butée (Minimis).

En application de la méthode de Coulomb, on calcule la poussée en supposant que $\delta = 0$.

Le maximum de F est donné pour :

$$\theta = \pi / 4 + \phi / 2$$

$$\Gamma_a = 1/2 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2(\pi / 4 - \phi / 2) \quad (3)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2(\pi / 4 - \phi / 2) \quad (4)$$

Poncelet a généralisé la méthode de Coulomb à un écran incliné de λ et à un sol surmonté d'un talus d'angle β . Par la même procédure, on détermine le coefficient de poussée K_a avec δ , λ et β positifs dans le sens trigonométrique.

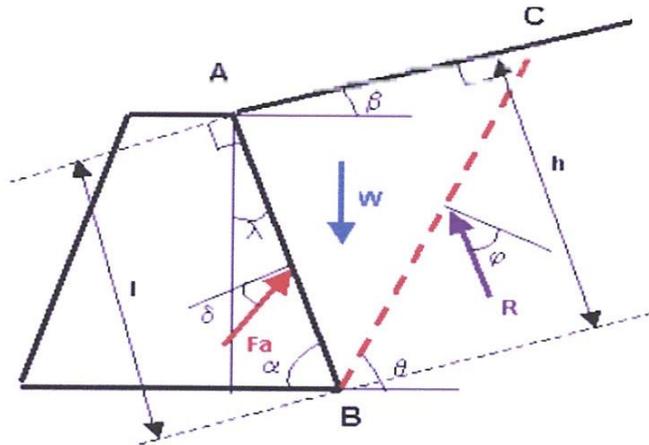


Figure III.5 Méthode de Coulomb (surface inclinée)

Le coefficient des pressions des terres active due au poids des terres :

$$k_{ay} = \frac{\cos(\varphi + \lambda)^2}{\cos \lambda \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta_a) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta_a) \cos(\lambda + \beta)} \right]^2} \quad (5)$$

Si : $\lambda = \beta = \delta_a = 0$

$$K_{ay} = \tan^2(45 - \varphi / 2)$$

Le coefficient des pressions des terres due à la surcharge :

$$K_{aq} = K_{ay} \frac{\cos \lambda \cos \beta}{\cos(\lambda + \beta)} \quad (6)$$

Si : $\lambda = \beta = 0$

$$K_{ay} = K_{aq}$$

Le coefficient des pressions des terres due à la cohésion :

$$k_{ach} = \frac{2 \cos \varphi \cos \beta \cos(\lambda - \delta_a)(1 - \tan \lambda \tan \beta)}{1 + \sin(\varphi + \delta_a - \lambda - \beta)} \quad (7)$$

Si : $\lambda = \beta = \delta_a = 0$

$$K_{ach} = 2 \tan(45 - \varphi/2)$$

$$P_a = 1/2 \cdot K_{ay} \cdot \gamma \cdot H^2 + K_{aq} \cdot q - K_{ac} \cdot C \quad (8)$$

La butée :

$$k_{py} = \frac{\cos(\varphi - \lambda)^2}{\cos \lambda \left[1 - \frac{\sin(\varphi - \delta_p) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta_p) \cos(\lambda + \beta)} \right]^2} \quad (9)$$

Si : $\lambda = \beta = \delta_p = 0$

$$K_{py} = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$K_{pq} = K_{py} \frac{\cos \lambda \cos \beta}{\cos(\lambda + \beta)} \quad (10)$$

Si : $\lambda = \beta = 0$

$$K_{py} = K_{pq}$$

$$k_{pc} = \frac{2 \cos \varphi \cos(\lambda - \delta_p) \cos \beta (1 - \tan \lambda \tan \beta)}{1 - \sin(\alpha - \delta_p + \lambda + \beta)} \quad (11)$$

Si :

$$\lambda = \beta = \delta_p = 0$$

$$K_{pc} = 2 \tan(45 + \varphi/2) \quad (12)$$

$$P_p = 1/2 \cdot K_{py} \gamma \cdot H^2 + K_{pq} \cdot q + K_{pc} \cdot C \quad (13)$$

III.2.2 Méthode de Rankine

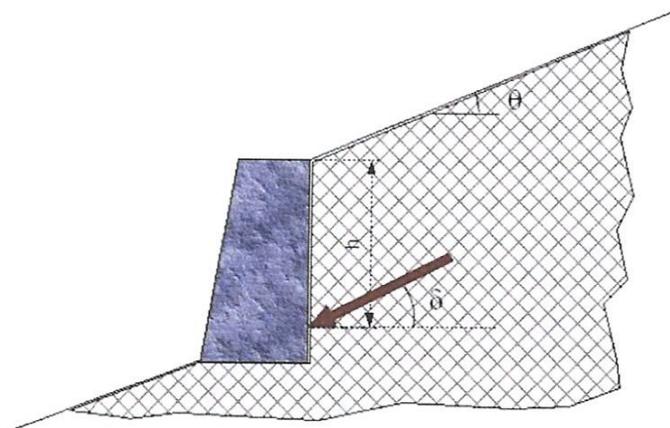


Figure III.6 Modèle de Rankine

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

La poussée est homogène à une contrainte, inclinée de $\delta = \theta$ à une profondeur donnée h sur un écran vertical avec une surface libre du terrain inclinée de θ . Le calcul de la force de poussée ou de butée s'effectue par intégration des contraintes sur la hauteur du mur.

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

- Pour un milieu pulvérulent ($c'=0, \phi'$), dans le cas d'une surface libre horizontale:

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v \quad (14)$$

avec coefficient de poussée : $K_a = \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v \quad (15)$$

avec coefficient de butée : $K_p = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$

- Prise en compte de la cohésion :

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

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

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

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

III.2.3 Méthode de Sokolovski.

Sokolovski a mis au point une méthode générale de calcul des zones plastiques, permettant d'aborder de manière rigoureuse les problèmes en milieu pulvérulent ou cohérent. Cette méthode, consiste simplement à résoudre le système d'équations différentielles d'équilibre du milieu considéré. Mais cette méthode reste d'une utilisation limitée car elle nécessite des calculs longs et fastidieux qui ne peuvent être exécutés, que par un ordinateur pour chaque cas particulier. De plus, la distribution des contraintes n'est pas linéaire, ce qui ne facilite pas l'exploitation des résultats. Son seul intérêt semble de permettre d'apprécier les erreurs induites par l'application des autres méthodes. Le tableau 1 illustre quelques valeurs du coefficient K_a par la méthode de Sokolovski. [4]

Tableau III.1 Des valeurs représentatives de K_a par la méthode des lignes de glissement, d'après Sokolovski (1965)

β	φ	10°			20°			30°			40°			
		δ	0°	5°	10°	0°	10°	20°	0°	15°	30°	0°	20°	40°
-30°	K_a		0.72	0.68	0.68	0.60	0.57	0.57	0.50	0.47	0.50	0.42	0.40	0.46
-20°			0.73	0.70	0.70	0.58	0.54	0.54	0.46	0.43	0.45	0.35	0.34	0.38
-10°			0.72	0.70	0.68	0.54	0.50	0.50	0.40	0.37	0.38	0.29	0.27	0.29
0			0.70	0.67	0.65	0.49	0.54	0.44	0.33	0.30	0.31	0.22	0.20	0.22
10°			0.65	0.61	0.59	0.42	0.38	0.37	0.26	0.24	0.24	0.16	0.14	0.15
20°			0.58	0.54	0.52	0.35	0.31	0.30	0.20	0.18	0.17	0.11	0.09	0.10
30°			0.49	0.45	0.44	0.27	0.24	0.23	0.13	0.12	0.11	0.06	0.05	0.05

III.2.4 Méthode de Muller Berslau

La pression active du terre est donnée par la formule suivante :[5]

$$\sigma_a = \sigma_z K_a - 2C_u K_{ac} \quad (18)$$

Ou :

σ_z : La contrainte verticale Géostatique

K_a : Le coefficient des pressions des terres active.

C_{ef} : La cohésion effective de sol

K_{ac} : Le coefficient des pressionsdes terres actives dues à la cohésion

$$\sigma_a = \sigma_z K_a - 2C_u K_{ac} \quad (19)$$

$$K_a = \frac{\frac{\sin(\alpha + \frac{\pi}{4} - \varphi)}{\sin(\alpha + \frac{\pi}{4})}}{\sqrt{\sin(\alpha + \frac{\pi}{4} + \delta) + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha + \frac{\pi}{4} - \beta)}}} \quad (20)$$

Ou :

φ : L'angle de frottement interne de sol

δ : L'angle de frottement (structure-sol)

β : L'inclinaison de la pente

λ : L'inclinaison de face arrière de la structure

Le coefficient de pression active des terres due à la cohésion K_{ac} est donné par la formule :

Pour ($\lambda < \frac{\pi}{4}$) :

$$K_{ac} = \frac{K_{abc}}{\cos(\delta + \lambda)} \quad (21)$$

$$K_{abc} = \frac{\cos \varphi \cos \beta \cos(\delta - \lambda)(1 + \tan(-\lambda) \tan \beta)}{1 + \sin(\varphi + \delta - \lambda - \beta)} \quad (22)$$

Pour $(\alpha \geq \frac{\pi}{4}) : K_{ac} = \sqrt{K_a}$

La composante verticale et horizontale de la pression active des terres est donnée par :

$$\sigma_{ax} = \sigma_a \cos(\lambda + \delta)$$

$$\sigma_{az} = \sigma_a \sin(\lambda + \delta)$$

σ_a : La contrainte des pressions des terres actives

III.2.5 Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique)

En 1882, Boussinesq a amélioré la théorie de Rankine, en prenant l'interaction réel entre le sol et l'écran, c'est-à-dire, en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone, où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran (Fig. III.7).

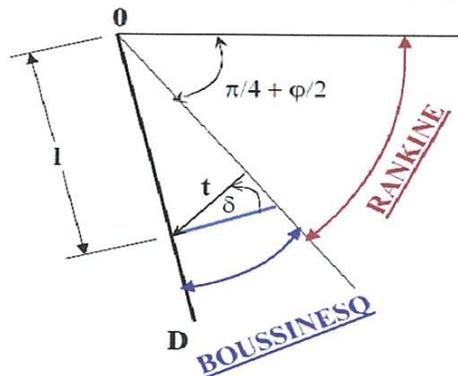


Figure III.7 Equilibres de Boussinesq et Rankin.

BOUSSINESQ a gardé les résultats de RANKIN concernant la répartition des contraintes sur l'écran :

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

$$t_a = K_a \times \gamma \times \ell$$

Si BOUSSINESQ avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par CAQUOT et KERISEL qui en ont donné la démonstration suivante.

On travaillera en coordonnées polaires, pour lesquelles les équations d'équilibre $divt + F = 0$ s'écrivent :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \quad (23)$$

$$\frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \quad (24)$$

σ_r : contrainte normale radiale

σ_θ : contrainte normale orthoradiale

τ : contrainte de cisaillement

En combinant les équations d'équilibre précédentes et les relations données par le cercle de Mohr des contraintes tangentes aux droites de Coulomb on établit le système des 2 équations différentielles suivantes :

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 3\tau = -\gamma r \sin \theta \quad (25)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = -\gamma r \cos \theta \quad (26)$$

avec $\sigma_\theta = k \sigma_r$

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

Le problème est déterminé par les conditions aux frontières :

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

Entre la surface libre et la première ligne de glissement on a un équilibre de Rankine et entre la première ligne de glissement et l'écran un équilibre de Boussinesq.

Des valeurs des coefficients de poussée active des terres, sont présentées sur le tableau 2 donné par Caquot & Kerisel (1948). Kerisel & Absi (1990), ont également assemblé des tables pour les valeurs de K_a et K_p , basées sur la méthode logarithmique spirale.

Tableau III.2 Exemple des tables de Caquot- Kérisel -Absi pour un MILIEU PESANT.

$$\frac{\beta}{\varphi'} = 0.00 \quad \frac{\delta}{\varphi'} = 0.66$$

$\lambda \backslash \varphi$	10	15	20	25	30	35	40	45
40	0,644							
35	0,669	0,616	0,615					
30	0,687	0,619	0,598	0,513	0,473			
25	0,698	0,619	0,567	0,498	0,450	0,410	0,374	
20	0,702	0,614	0,540	0,478	0,425	0,379	0,340	0,305
15	0,700	0,602	0,519	0,454	0,396	0,347	0,304	0,267
10	0,691	0,585	0,499	0,427	0,366	0,314	0,269	0,230
5	0,676	0,563	0,471	0,396	0,333	0,280	0,235	0,196
0	0,656	0,537	0,442	0,364	0,300	0,247	0,202	0,163
-5	0,630	0,506	0,408	0,330	0,266	0,214	0,170	0,134
-10	0,600	0,472	0,373	0,295	0,233	0,182	0,141	0,107
-15	0,565	0,435	0,336	0,260	0,200	0,152	0,114	0,083
-20	0,525	0,396	0,299	0,225	0,168	0,124	0,089	0,062
-25	0,483	0,354	0,260	0,190	0,138	0,098	0,067	0,044
-30	0,437	0,312	0,222	0,157	0,110	0,074	0,048	0,030
-35	0,389	0,268	0,185	0,126	0,084	0,054	0,032	0,017
-40	0,339	0,225	0,149	0,097	0,061	0,036	0,019	0,008
-45	0,288	0,183	0,115	0,070	0,041	0,022	0,009	
-50	0,237	0,142	0,084	0,047	0,024	0,010		
-55	0,186	0,104	0,056	0,028	0,011			
-60	0,138	0,070	0,033	0,012				
-65	0,092	0,040	0,014					
-70	0,052	0,016						
-75	0,020							
-80								

III.2.6 Théorie de Prandtl

Prandtl a fait les mêmes hypothèse que celles de Boussinesq , avec un système d'équations différentielles analogues à celles régissant les équilibres de Boussinesq et intégration analytique possible , on a Rankin reliées par une zone en équilibre de Prandtl éventail de Prandtl faisceau de droites issues de l'origine coupées par des spirale slogarithmiques.

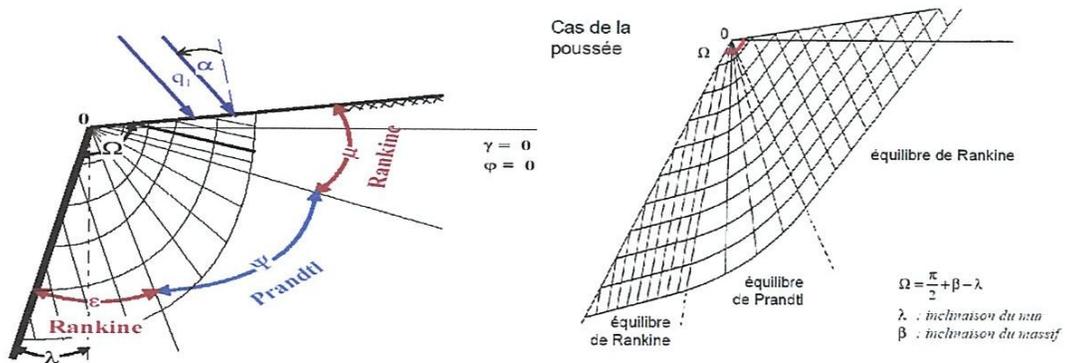


Figure III.8 Equilibre de Rankin et Brandtl

K_{aq} et K_{pq} sont donnés par les table de Kérisel et Absi en fonction de φ', Ω, α et δ
 φ' : angle de frottement interne du sol
 α : obliquité de la surcharge q
 δ : angle de frottement sol - écran
 $\Omega = \pi + \beta - \lambda$
 λ : inclinaison du mur
 β : inclinaison du massif

Tablau III.3 K_{aq} et K_{pq} en fonction de φ', Ω, α et δ

φ	δ																									
	-35°	-30°	-25°	-20°	-15°	-10°	-0°	+10°	+15°	+20°	+25°	+30°	+35°													
	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p												
10°	-	-	-	-	-	-	-	-	1,05	1,61	0,70	1,42	0,66	0,91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15°	-	-	-	-	-	-	-	-	1,06	2,19	0,79	2,04	0,59	1,70	0,54	1,25	0,54	0,85	-	-	-	-	-	-	-	-
20°	-	-	-	-	-	-	1,06	2,85	0,68	2,70	0,59	2,50	0,49	2,04	0,45	1,51	0,45	1,23	0,45	0,79	-	-	-	-	-	-
25°	-	-	-	-	1,05	4,00	0,64	3,70	0,53	3,45	0,47	3,12	0,41	2,44	0,38	1,81	0,37	1,49	0,37	1,18	0,38	0,73	-	-	-	-
30°	-	-	1,02	5,88	0,59	5,26	0,48	5,0	0,42	4,34	0,38	4,00	0,33	3,03	0,31	2,17	0,30	1,78	0,30	1,43	0,31	1,11	0,32	0,66	-	-
35°	0,96	8,8	0,54	8,1	0,43	7,3	0,37	6,5	0,33	5,7	0,31	5,0	0,27	3,6	0,25	2,5	0,25	2,1	0,25	1,7	0,25	1,3	0,26	1,0	0,27	0,5
40°	0,48	13,0	0,38	11,6	0,32	10,2	0,29	8,9	0,26	7,6	0,24	6,5	0,22	4,5	0,20	3,0	0,20	2,5	0,20	2,0	0,20	1,6	0,21	1,2	0,21	0,9
45°	0,33	19,9	0,28	17,2	0,24	14,7	0,22	12,4	0,20	10,4	0,19	8,7	0,17	5,8	0,16	3,7	0,16	2,9	0,16	2,3	0,16	1,8	0,17	1,4	0,17	1,1

Cas particuliers

- Surcharge verticale ($\alpha = -\beta$)

$$K_{aq} = \frac{\cos \delta - \sin \varphi' \cdot \cos \omega_\delta}{\cos \beta + \sin \varphi' \cdot \cos \omega_\beta} \cdot e^{-2\theta_o \tan \varphi'}$$

$$\sin \omega_\delta = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi'}$$

$$\sin \omega_\beta = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi'}$$

$$2\theta_o = (\omega_\delta - \delta) - (\omega_\beta - \beta) - 2\lambda$$

θ_o : ouverture de l'éventail de Prandtl (rad)

- Surcharge normale à la surface libre ($\alpha = 0$)

$$K_{aq} = \frac{\cos \delta - \sin \varphi' \cdot \cos \omega_\delta}{1 + \sin \varphi'} \cdot e^{-2\theta_o \tan \varphi'} \quad \theta_o = \frac{\omega_\delta - \delta}{2} + \beta - \lambda \quad (27)$$

- Surface libre horizontale et surcharge verticale ($\beta = 0$ et $\alpha = 0$)

$$K_{pq} = \frac{\cos \delta + \sin \varphi' \cdot \cos \omega_\delta}{1 - \sin \varphi'} \cdot e^{\gamma \theta_o \tan \varphi'} \quad (28)$$

$$\theta_o = -\frac{\omega_\delta - \delta}{2} - \lambda$$

variable si $\theta_o > 0$

III.3 Les approches empiriques et semi-empiriques

L'utilisation croissante des écrans de soutènement et compte tenu de l'absence de l'outil informatique et d'une analyse théorique de la cinématique de ces ouvrages a conduit des pays comme le Danemark, l'Allemagne et les Etats Unis à développer des méthodes de dimensionnement empiriques et semi-empiriques. [6]

III.3.1 Les méthodes empiriques de calcul des appuis des fouilles blindées

Cette approche a été développée essentiellement en Allemagne et aux États-Unis, au cours de la deuxième partie du vingtième siècle, en faisant appel aux observations réalisées dans le cadre des travaux de métro alors effectués dans de nombreuses métropoles. Les travaux menés par ces deux écoles reposent sur une base expérimentale en partie commune, ils mais ont été davantage approfondis par l'école allemande. [12]

III.3.1.1 L'école allemande

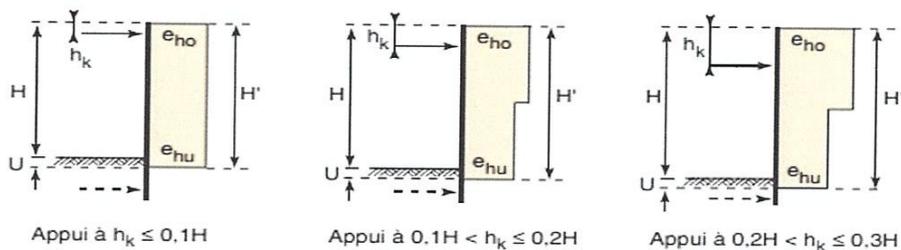
Les méthodes de calcul récentes qui sont utilisées en Allemagne s'appuient sur ces premières études Et sur des études complémentaires réalisées dans les années 1960 et 1970. Briske [1958] propose ainsi une première synthèse de propositions de répartition de la poussée selon le type de soutènement et le nombre de butons pour des sols non-cohérents (répartition rectangulaire ou trapézoïdale).

Heeb et *al.* [1966] proposent, pour les parois berlinoises boutonnées construites dans le sol plutôt cohérent, une répartition triangulaire avec un maximum au niveau du butons à mi-hauteur.

La poussée est calculée avec les règles classiques données dans la norme DIN 4085. On applique normalement la théorie de Coulomb avec une surface de glissement plane, ou bien, pour $\varphi > 30$ degrés, il est conseillé d'utiliser les règles de Caquot-Kérisel.

III.3.1.2 L'école américaine

Une proposition alternative de procéder au dimensionnement des ouvrages directement sur la base d'une distribution de enveloppe des pressions déterminées expérimentalement, est due à Terzaghi [1941]. Un premier diagramme, trapézoïdal, applicable au cas des fouilles creusées dans des sables, fut établi sur la base des efforts mesurés par Spilker [1937] dans les butons des fouilles blindées du métro de Berlin.



EB 70-1. Schémas de redistribution pour des parois en béton coulé en place avec 1 appui

Figure III.9 Principe de redistribution des pressions données par les règles EAB [6]

L'EAB, recommandations du groupe de travail « soutènements d'excavations ». Le système de sécurité de l'EAB est un système global qui diminue uniquement les résistances (butée ou matériaux de l'écran et des appuis) avec un facteur de sécurité, mais qui ne majore pas les poussées.

III.3.1.2.1 Les déformations de l'ouvrage

La première approche détaillée de la question des déformations des ouvrages est due à Peck [1969]. Suivant les principes utilisés pour l'analyse des efforts de butonnage des soutènements de fouilles, Peck établit, sur la base de la compilation de résultats de mesure, des diagrammes de tassements provoqués par la réalisation d'excavations

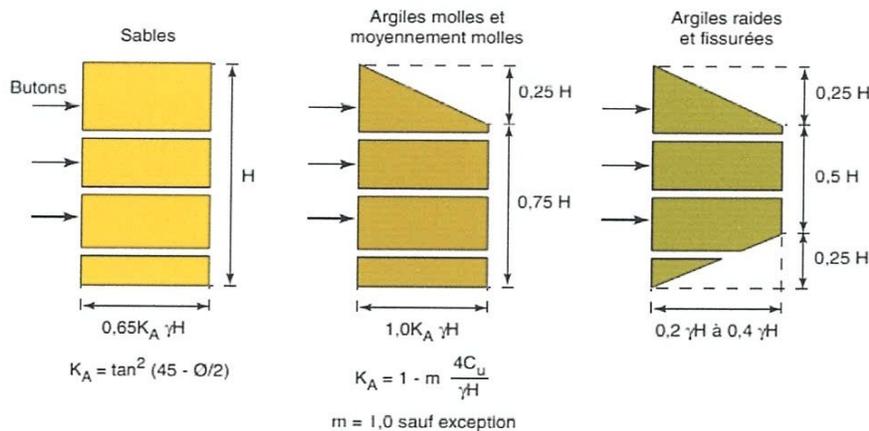


Figure III.10 Diagramme des pressions à considérer pour le dimensionnement des blindages des fouilles.

γ : le poids volumique du terrain soutenu

m : un coefficient empirique de réduction de la cohésion non drainée prenant la valeur 1 à l'exception du cas où la fouille intéresse des argiles normalement consolidées et est caractérisée par un indice $\gamma H/c_u > 4$. Le coefficient m peut alors prendre une valeur égale à 0,4.

III.4 Conclusion

Le développement et la diversification de la technique des écrans de soutènement, des rideaux de palplanches, leurs applications a suscité un développement important des méthodes de calcul. En effet, ces ouvrages nécessitent une détermination des diagrammes de calcul de la poussée des terres car leur cinématique diffère de celle des murs-poids et ouvrages de soutènement. Les méthodes de calcul de la poussée des terres associées à cette cinématique d'ouvrage ont été proposées par Coulomb et Boussinesq et ont subi de nombreuses validations expérimentales. L'analyse de l'équilibre régnant au niveau local, à la rupture, dans un terrain homogène soutenu par un mur de soutènement a permis à Boussinesq, en prolongement des travaux de Rankine, de proposer une expression de la répartition des contraintes de poussée sur un mur de soutènement. Ainsi, pour un matériau granulaire, cette répartition est triangulaire, des contraintes croissantes linéairement avec la profondeur. Ces travaux venaient compléter les travaux de Coulomb, qui avaient seulement permis de déterminer l'intensité de la résultante des poussées et sa répartition triangulaire.

Les méthodes empiriques constituent en effet un complément des méthodes numériques dans la mesure où elles fournissent un ensemble de comportements utiles à toutes les phases du projet.

Chapitre IV

Application des méthodes de calcul des rideaux de palplanche

2014-2015

IV.1. Introduction

Avant de mener à bien une étude de dimensionnement d'un rideau de palplanches, il est important de prendre en compte les données suivantes :

- Caractéristiques des sols
- Coupes géotechniques
- Les niveaux d'eau
- Les surcharges
- Les différents cas d'application des efforts pendant et après la construction
- Les effets dus aux variations de niveau d'eau de part et d'autre du rideau
- Les résultats d'essais géotechniques (pénétromètre, pressiomètre, essai Proctor)

L'objectif du dimensionnement du rideau est de déterminer la fiche nécessaire aux palplanches ainsi que le module d'inertie nécessaire qui permettront le choix du type de profilé. L'étude du rideau comporte alors les phases suivantes

- Détermination d'une valeur de la fiche compatible avec la sécurité de l'ouvrage et l'économie du projet,
- Détermination de la force d'ancrage et dimensionnement des tirants d'ancrage,
- Détermination du moment fléchissant maximal et dimensionnement du rideau.

L'évaluation des efforts exercés par le sol sur le rideau est généralement faite à partir des théories classiques de poussée et de butée et ne fait alors intervenir que les paramètres de cisaillement du sol, la flexibilité du rideau et la compressibilité du sol reflétée par son module de réaction n'étant pas prises en compte.

IV .2. Méthode de calcul classique des rideaux

IV .2.1 Rideau ancré simplement buté en pied

La fiche du rideau est suffisamment faible pour que des efforts de contre-butée ne puissent se développer en amont du rideau et pour que le déplacement en pied permette la mobilisation de la butée maximale. Dans ces conditions la poussée limite s'exerce sur la face amont du rideau. Le diagramme des efforts agissant sur le rideau est représenté (fig IV.1) dans le cas d'un matériau pulvérulent. [11]

Le problème est de déterminer la fiche D du rideau et la traction T dans le tirant d'ancrage.

La fiche est obtenue en écrivant que le moment par rapport au point d'ancrage de l'ensemble des forces appliquées au rideau est nul. On aboutit à une équation du troisième degré en D .

D étant alors connu, la poussée P et la butée B résultante peuvent être calculées et T s'obtient en projetant sur un axe horizontal :

$$T = P - B$$

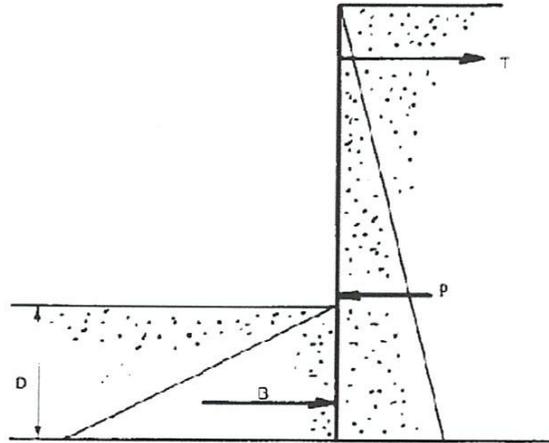


Figure IV.1 Efforts appliqués à un rideau travaillant en butée simple.

La fiche ainsi calculée est celle correspondant à l'équilibre limite c'est-à-dire à un coefficient de sécurité $F = 1$. Il est généralement conseillé d'adopter une fiche $D' = D \sqrt{2}$ pour un rideau battu dans un sable ce qui revient à prendre un coefficient de sécurité un peu inférieur à 2 sur la butée. Lors que le rideau est fiché dans un sol purement cohérent on obtient un coefficient de sécurité de 2 en doublant la fiche calculée.

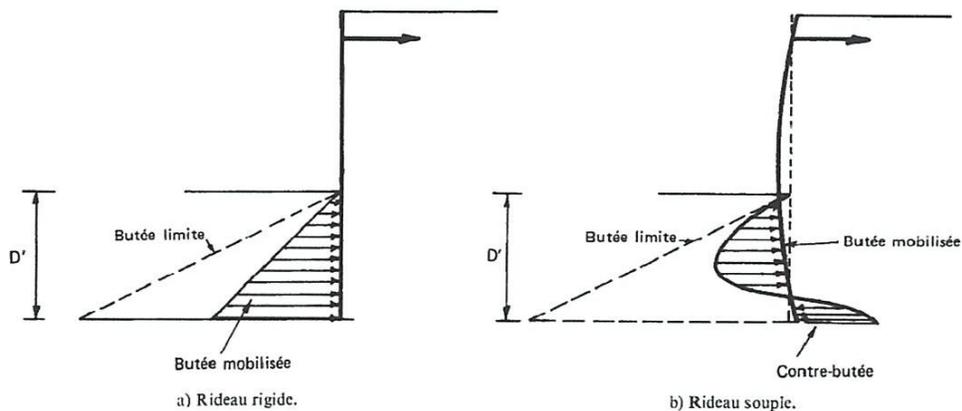


Figure IV.2 Conditions de travail d'un rideau calculé en butée simple

IV .2.2 Rideau encastré

IV .2.2.1 Rideau non ancré en tête

Un rideau non ancré subit une rotation autour d'un point situé dans sa partie en fiche (fig IV.3) représente les déplacements et les efforts correspondant à cette rotation.

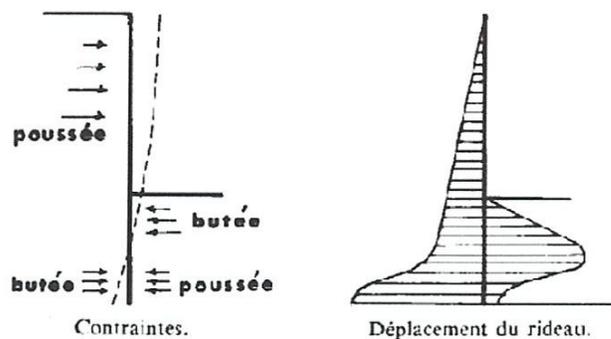


Figure IV.3 Rideau non ancré, efforts et déplacement.

Le calcul est fait sur la base des hypothèses simplificatrices suivantes (fig IV.4)

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

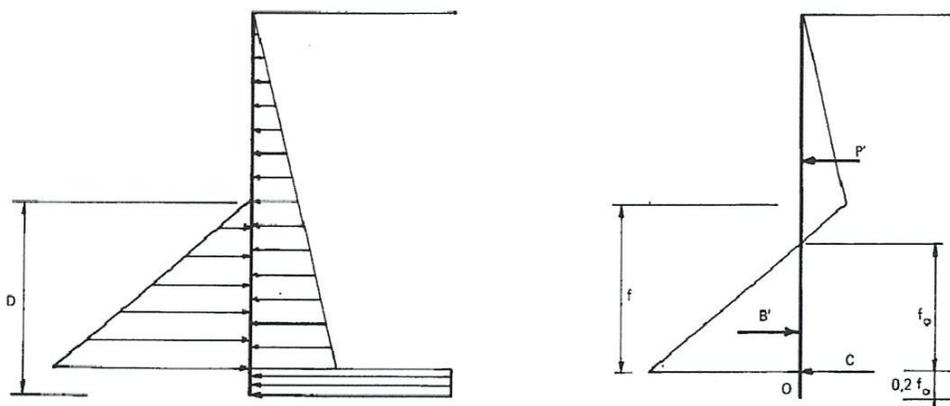


Figure IV.4 Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré.

Les deux inconnues du problème sont alors f_c et C ; f_0 est déterminé en écrivant l'équilibre des moments autour du point O : on obtient une équation du troisième degré en f_0 .

La fiche du rideau est alors $D = f + 0,2 f_0$.

La contre-butée s'obtient en projetant sur un axe horizontal $C = B' - P'$

La fiche ainsi calculée correspond à l'équilibre limite du rideau. En pratique on affecte un coefficient de sécurité de 2 au coefficient de butée pris en compte dans les calculs.

IV .2.2.2 Rideau encastré ancré en tête

a) Méthode de la ligne élastique

On admet pour le calcul que la pression des terres se distribue le long du rideau de la même façon que dans le cas d'un rideau non ancré (fig. IV.5)

Le problème comporte alors trois inconnues, la force d'ancrage T , la contre-butée C et la fiche D . Ces inconnues ne pouvant être obtenues uniquement à partir des équations de la statique une condition supplémentaire doit être imposée. [16]

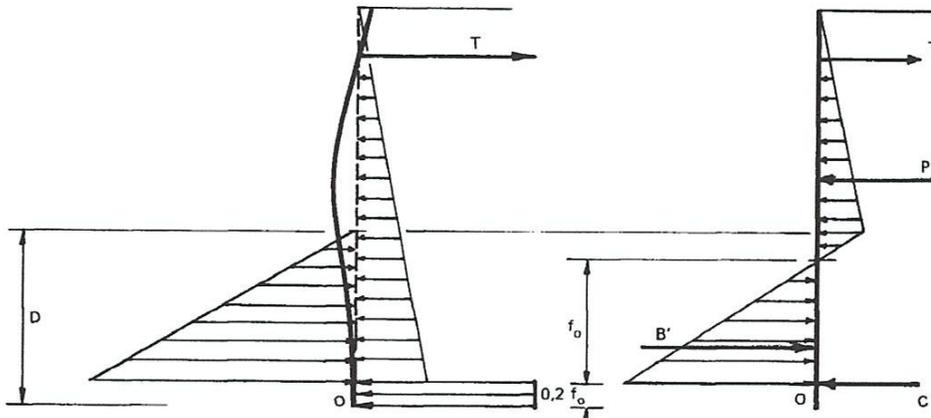


Figure IV.5 Efforts pris en compte dans le calcul d'un rideau encastré, ancré en tête.

Cette condition fait intervenir la déformée du rideau ou ligne élastique; on admet que le rideau est complètement encastré lorsque la tangente à la ligne élastique au point d'application O de la contre-butée est verticale, c'est-à-dire que la rotation du rideau est nulle au point O .

En pratique, le calcul est fait par approximations successives. On se donne une valeur D de la Fiche, on détermine les valeurs de T et de C correspondantes au moyen des équations d'équilibre. On en déduit le diagramme des moments fléchissant et, par une double intégration, la déformée du rideau (les deux constantes d'intégration sont déterminées en écrivant que le point d'ancrage et le point O ne subissent aucun déplacement). On calcule ensuite la rotation en O , qui n'est généralement pas nulle au premier essai.

On recommence le calcul avec d'autres valeurs de D jusqu'à ce que la condition de rotation nulle soit vérifiée.

Cette méthode qui conduit à des calculs longs et fastidieux est assez peu employée.

b) Méthodes dans lesquelles le point de flexion nulle est déterminé approximativement

L'étude des résultats obtenus par la méthode de la ligne élastique a permis de dégager deux méthodes de calcul simplifiées des rideaux ancrés.

La première méthode, fondée sur la constatation que le point U de contrainte résultante nulle est voisin du point de moment fléchissant nul, admet que ces deux points sont confondus. Les deux parties SU et UO du rideau peuvent alors être considérées comme deux poutres sur appuis simples auxquelles sont appliqués les efforts représentés (fig. IV.6)

Les équations d'équilibre appliquées à la partie supérieure permettent de déterminer la force d'ancrage T et la réaction R .

De l'équilibre de la poutre inférieure on tire les relations

$$\frac{2}{3} f_o B' = f_o C, \quad C = \frac{2}{3} B' \quad \text{et} \quad R = B' - C = \frac{B'}{3}$$

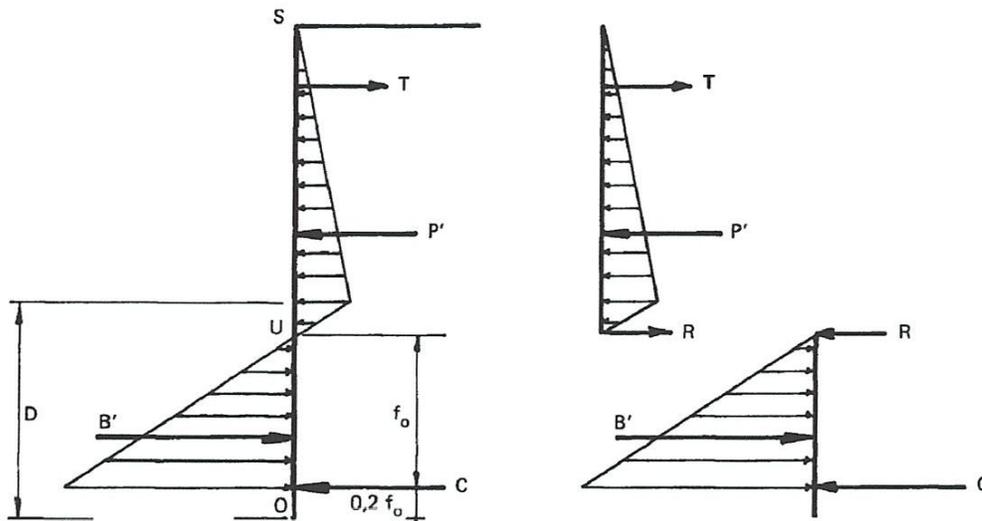


Figure IV .6 Calcul d'un rideau encastré, ancré en tête dans l'hypothèse où les points de flexion nulle et de contrainte résultante nulle sont confondus.

La seconde méthode utilise une relation établie par Blum entre la position du point de moment fléchissant nul et l'angle de frottement interne du sol.

c).La méthode analytique de Blum ou de la poutre équivalente

Cette méthode s'applique dans le cas des sols pulvérulents, lorsque la fiche de la palplanche est suffisamment importante pour que le rideau soit complètement encastré.

Cette méthode permet d'analyser l'effet de l'allongement de la fiche sur la répartition de la pression des terres, du moment et du déplacement de l'écran. Blum remarque ainsi qu'un très grand allongement de la fiche ne produit pas d'augmentation significative de l'encastrement et estime que la longueur optimale d'encastrement est celle pour laquelle la Tangente à la déformée en pied passe par le point d'ancrage (Fig. IV.7)

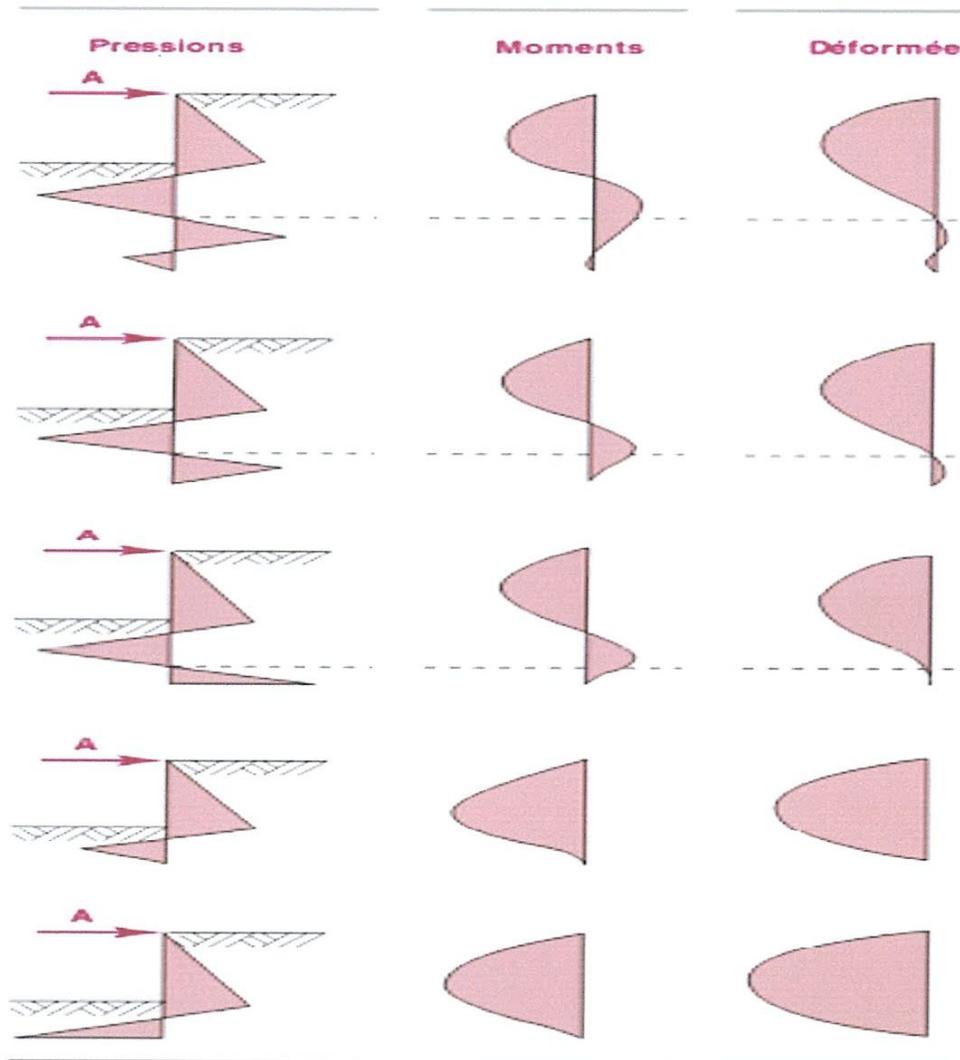


Figure IV.7 Influence de la longueur de la fiche sur le moment et les déplacements dans l'écran de soutènement d'après Blum (1931), cité par Delattre (2001)

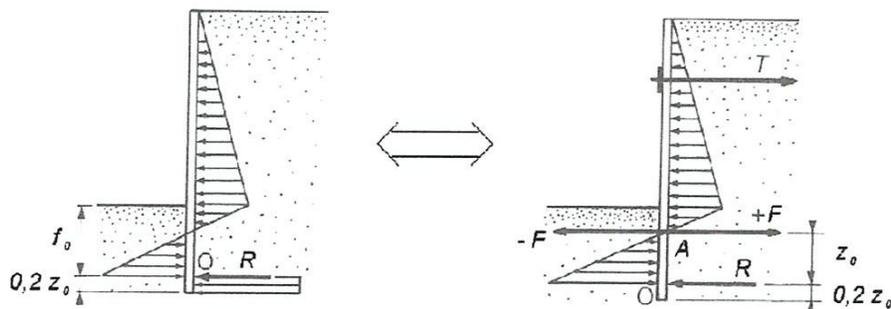


Figure IV.8 Résolution par la méthode de la poutre équivalente, adapté de Balay

Blum remarque que dans le rideau, les points de moment nul (inflexion de la déformée) et de pression des terres nulle (inflexion du moment) sont voisins : il propose de les confondre. On peut alors couper l'écran en deux poutres isostatiques (Fig IV.9) sur appui simple au niveau de ce point, et résoudre le problème :

Blum propose dans cette méthode, de simplifier les calculs en prenant pour hypothèse une force localisée passant par le centre de rotation qui représenterait les efforts de contre-butée (fig IV.8)[17]

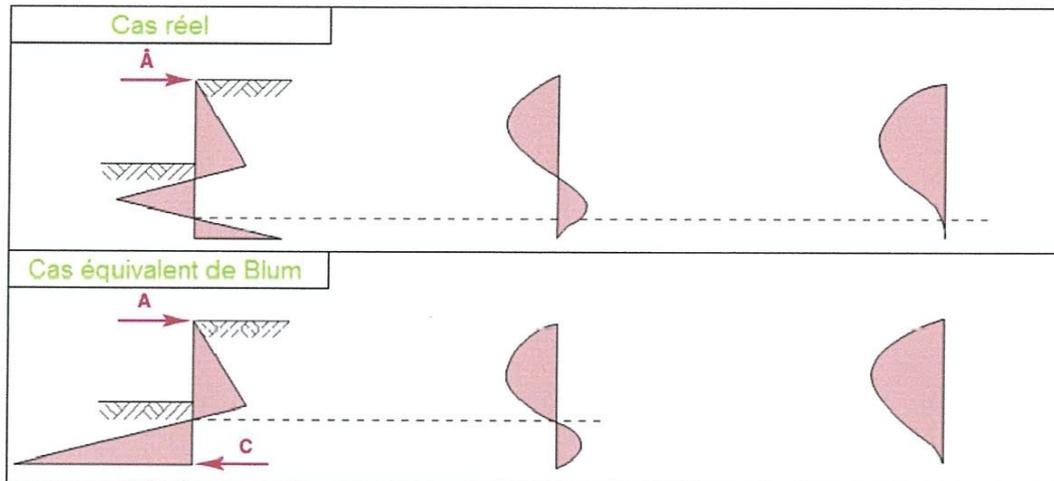


Figure IV.9 Distribution idéalisée de la pression des terres, d'après Delattre (2001)

Cette hypothèse est compensée par une majoration de la fiche déterminée notée

« f_0 » de 20% soit la fiche totale notée « f » $f = f_0 \times 1,2$

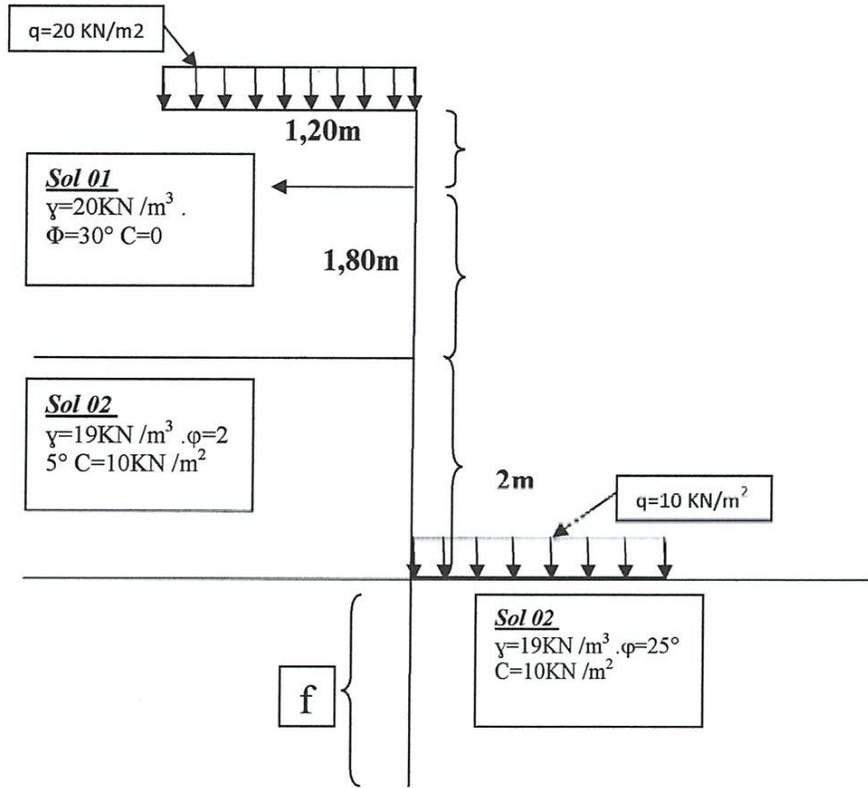
Le problème ainsi posé possède 3 inconnues la force d'ancrage notée « T », la longueur de la fiche f_0 et la résultante de contre butée « R ».

IV .2.3 Détermination des coefficients de poussées et butées

Blum admet également que la butée est déterminée affectée d'un coefficient de sécurité 2 à ce stade, il faut tout d'abord déterminer les coefficients de poussées (K_a) et de butée (K_p) du sol.

Pour cela, on utilise les tables de Caquot Kérisel qui permettent de déterminer les coefficients K_a et K_p en fonction des caractéristiques techniques. [18]

IV .3 pré-dimensionnement d'une palplanche simplement butée



IV .3.1 La méthode de RANKIN

IV .3.1.1 Calcul des contraintes [9]

- ✓ Coefficient des pressions des terres $K_a = \text{tg}^2 (\pi / 4 - \phi / 2)$
 $K_{a1} = 0,333$
 $K_{a2} = 0,40$

$K_p = \text{tg}^2 (\pi / 4 + \phi / 2)$

$K_p = 2,46$

- ✓ Les constraints actives (poussée)

$0 < y < 1,2\text{m} \quad \sigma_{a1} = K_{a1} \cdot q + K_{a1} \cdot \gamma_1 \cdot Y$

$y=0 \quad \sigma_{a1} = 6,6 \text{ kN/m}^2$

$y=1,2\text{m} \quad \sigma_{a1} = 14,52 \text{ kN/m}^2$

$0 < y < 1,8\text{m}$

$y=0 \quad \sigma_{a1} = 14,52 \text{ kN/m}^2$

$y=1,8\text{m} \quad \sigma_{a1} = 26,40 \text{ kN/m}^2$

$0 < y < 2\text{m}$

$$y=0 \quad \sigma_{a_2} = K_{a_2} \cdot (q + \gamma_1 h_1) + K_{a_2} \cdot \gamma_2 \cdot y - 2C\sqrt{K_{a_2}}$$

$$y=0 \quad \sigma_{a_2} = 0,4 \cdot (20 + 20,3) - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,4}$$

$$\sigma_{a_2} = 19,36 \text{ kN/m}^2$$

$$y=2\text{m} \quad \sigma_{a_2} = 21,92 \text{ kN/m}^2$$

$$0 < y < f$$

$$y=0 \quad \sigma_{a_2} = K_{a_2} \cdot (q + \gamma_1 h_1) + K_{a_2} \cdot \gamma_2 \cdot h_2 + K_{a_2} \cdot \gamma_2 \cdot f - 2C\sqrt{K_{a_2}}$$

$$y=0 \quad \sigma_{a_2} = 21,92 \text{ kN/m}^2$$

$$y=f \quad \sigma_{a_2} = 21,92 + 7,6 f \text{ kN/m}^2$$

✓ Les contraintes passives (buteé)

$$0 < y < f \quad \sigma_p = K_p \cdot q + K_p \gamma_1 f + 2C\sqrt{K_p}$$

$$y=0 \quad \sigma_p = K_p \cdot q + 2C\sqrt{K_{a_2}}$$

$$= 2,46 \cdot 10 + 2 \cdot 10 \sqrt{2,46}$$

$$\sigma_p = 55,96 \text{ kN/m}^2$$

$$y=f \quad \sigma_p = 55,96 + 2,46 \cdot 19 \cdot f$$

$$\sigma_p = 55,96 + 46,74 f$$

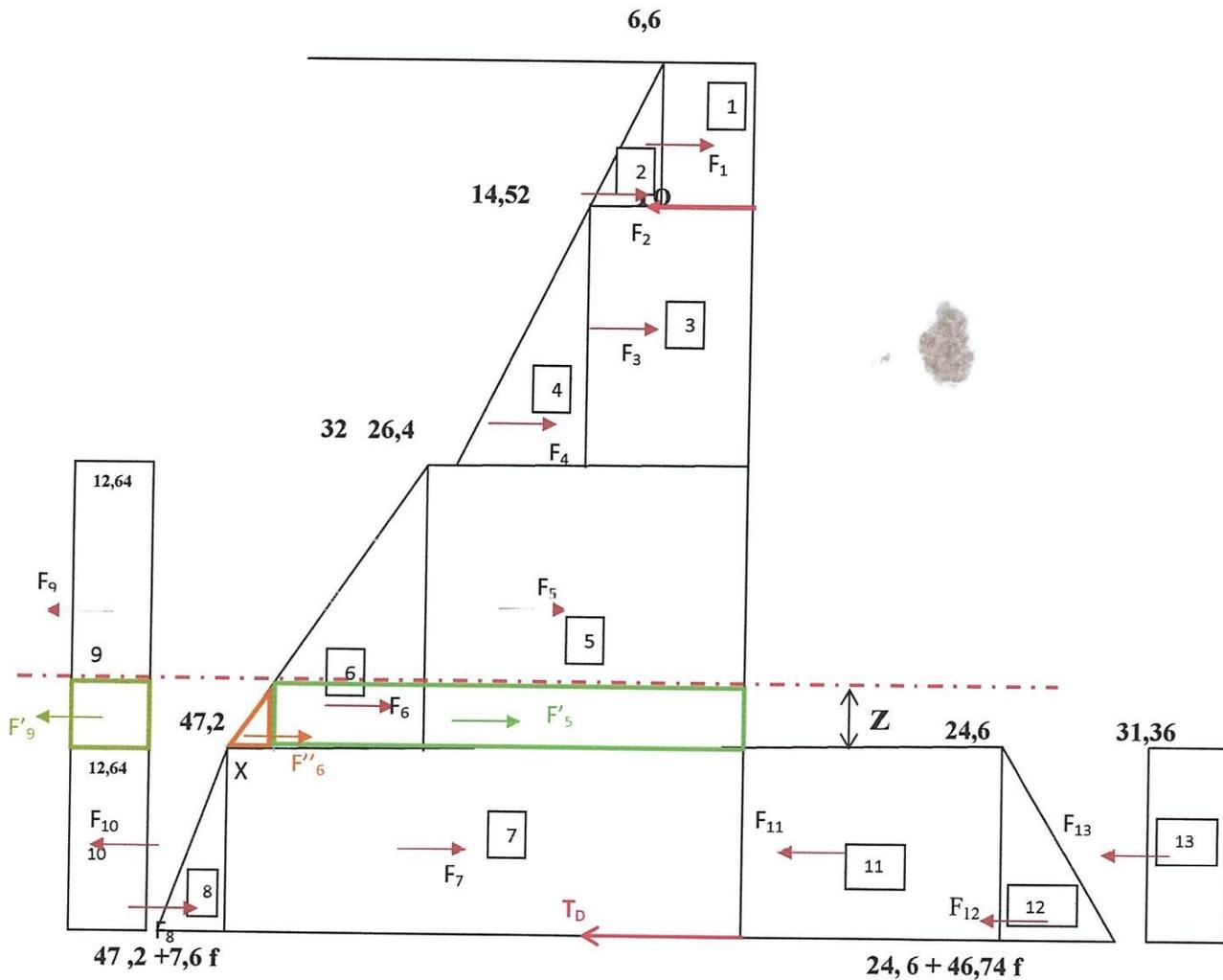


Figure IV.10 Diagramme de la distribution des contraintes passives et actives Méthode de Rankin

N°	Pression (kN)	Bras de levier/o (m)	Moment/o (kN.m)
1	$6,6 \cdot 1,2 = 7,92$	$1,2 / 2 = 0,6$	4,752
2	$(14,52 - 6,6) \cdot 1,2 / 2 = 4,752$	$(1 / 3) \cdot 1,2 = 0,4$	1,900
3	$14,52 \cdot 1,8 = 26,136$	$-1,8 / 2 = -0,9$	-23,527
4	$(11,88 \cdot 1,8) / 2 = 10,692$	$-(2 / 3 \cdot 1,8) = -1,2$	-12,89
5	$32 \cdot 2 = 64$	$-(2 / 2 + 1,8) = -2,8$	-179,2
6	$(15,2 \cdot 2) / 2 = 15,2$	$-(2 / 3 \cdot 2 + 1,8) = -3,13$	-47,576
7	$47,2 \cdot f = 47,2 f$	$-(f / 2 + 3,8)$	$-23,6 f^2 - 179,36 f$
8	$\frac{7,6f \cdot f}{2} = 3,8f^2$	$-(2 / 3 \cdot f + 3,8)$	$-2,53f^3 - 14,44f^2$
9	$-12,64 \cdot 2 = -25,28$	$-(2 / 2 + 1,8) = -2,8$	70,784
10	$-12,64 \cdot f = -12,64f$	$-(f / 2 + 3,8)$	$6,32f^2 + 48,032f$
11	$-24,6 \cdot f = -24,6f$	$-(f / 2 + 3,8)$	$12,3f^2 + 93,48f$
12	$-\frac{46,7f \cdot f}{2} = -23,35f^2$	$-(2 / 3 \cdot f + 3,8)$	$15,56f^3 + 88,73f^2$
13	$-31,36 \cdot f = -31,36f$	$-(f / 2 + 3,8)$	$15,68f^2 + 119,168f$

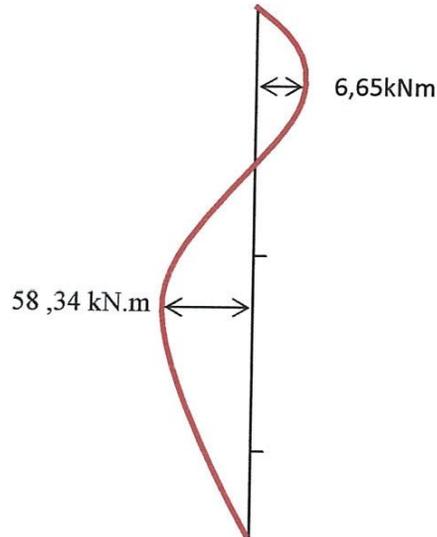
$$M(z) = -F'_6 \frac{z^2}{3} - F'_5 \frac{z}{2} - F_8 \left(\frac{2}{3} f + z \right) - F_7 \left(\frac{f}{2} + z \right) + F_{10} \left(\frac{f}{2} + z \right) + F_{11} \left(\frac{f}{2} + z \right) + F_{12} \left(\frac{2}{3} f + z \right) + F_{13} \left(\frac{f}{2} + z \right) + F'_9 \frac{z}{2}$$

$$M_{MAX} = 58,34 \text{ kN/m}$$

✓ Le moment d'ancrage

$$M_A = F_1 \cdot \frac{1,2}{2} + F_2 \cdot \frac{1,1}{3,2}$$

$$M_A = 6,65 \text{ k.m}$$



IV.3.2 La méthode de COULOMB

IV .3.2.1 Calcul des contraintes [9]

✓ Coefficient des pressions des terres actives

K_{ay} : Coefficient des pressions des terres active due au poids des terres

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

$$K_{a1} = 0,279$$

$$K_{a2} = 0,346$$

K_{aq} : Coefficient des pressions des terres active dues à la surcharge

$$k_{aq} = k_{ay} \frac{\cos \lambda \cos \beta}{\cos(\lambda + \beta)}$$

$$k_{aq1} = 0,279$$

$$k_{aq2} = 0,346$$

K_{ac} : Coefficient des pressions des terres active due à la cohésion

$$k_{ach} = \frac{2 \cos \varphi \cos \beta \cos(\lambda - \delta_a) (1 - \tan \lambda \tan \beta)}{1 + \sin(\varphi + \delta_a - \lambda - \beta)}$$

$$k_{ac1} = 0,921$$

$$k_{ac2} = 1,043$$

✓ Coefficient des pressions des terres passives :

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

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

$$k_{py2} = 3,468$$

K_{pq} : Coefficient des pressions des terres passives due à la surcharge

$$k_{pq} = k_{py} \frac{\cos \lambda \cos \beta}{\cos(\lambda + \beta)}$$

$$k_{pq} = 3,468$$

K_{pc} : Coefficient des pressions des terres passives dues à la cohésion

$$k_{pc} = \frac{2 \cos \varphi \cos(\lambda - \delta_p) \cos \beta (1 - \tan \lambda \tan \beta)}{1 - \sin(\alpha - \delta_p + \lambda + \beta)}$$

$$k_{pc} = 4,523$$

✓ Calcul des contraintes actives (poussée)

$$0 < y < 1,2m \quad \sigma_{a1} = k_{ay1} \cdot h \cdot \gamma_1 + k_{aq1} \cdot q - c k_{ac1}$$

$$y=0 \quad \sigma_{a1} = 5,58 \text{ kN/m}^2$$

$$y=1,2m \quad \sigma_{a1} = 12,27 \text{ kN/m}^2$$

$$0 < y < 1,8m \quad \sigma_{a2} = k_{ay1} \cdot h \cdot \gamma_1 + k_{aq1} \cdot q - c k_{ac1}$$

$$y=0 \quad \sigma_{a2} = 12,27 \text{ kN/m}^2$$

$$y=1,8m \quad \sigma_{a2} = 22,314 \text{ kN/m}^2$$

$$0 < y < 2m \quad \sigma_{a3} = k_{ay2} \cdot \gamma_1 h + k_{aq} \cdot q - c \cdot k_{ac} + k_{ay2} \gamma_2 \cdot y$$

$$y=0 \quad \sigma_{a3} = 17,25 \text{ kN/m}^2$$

$$y=2m \quad \sigma_{a3} = 30,39 \text{ kN/m}^2$$

$$0 < y < f \quad \sigma_{a4} = k_{ay2} \cdot \gamma_1 h_1 + k_{ay2} \cdot \gamma_2 h_2 + k_{aq} \cdot q - c \cdot k_{ac} + k_{ay2} \cdot \gamma_2 \cdot y$$

$$y=0 \quad \sigma_{a4} = 30,39 \text{ kN/m}^2$$

$$y=f \quad \sigma_{a4} = 6,57f + 30,39 \text{ kN/m}^2$$

✓ Les contraintes passives (buteé)

$$0 < y < f \quad \sigma_p = k_{py2} \cdot \gamma_2 \cdot y + k_{pq} \cdot q + c \cdot k_{pc}$$

$$y=0 \quad \sigma_p = 79,91 \text{ kN/m}^2$$

$$y=f \quad \sigma_p = 65,89f + 79,91 \text{ kN/m}^2$$

✓ Diagrammes des contraintes passives et actives

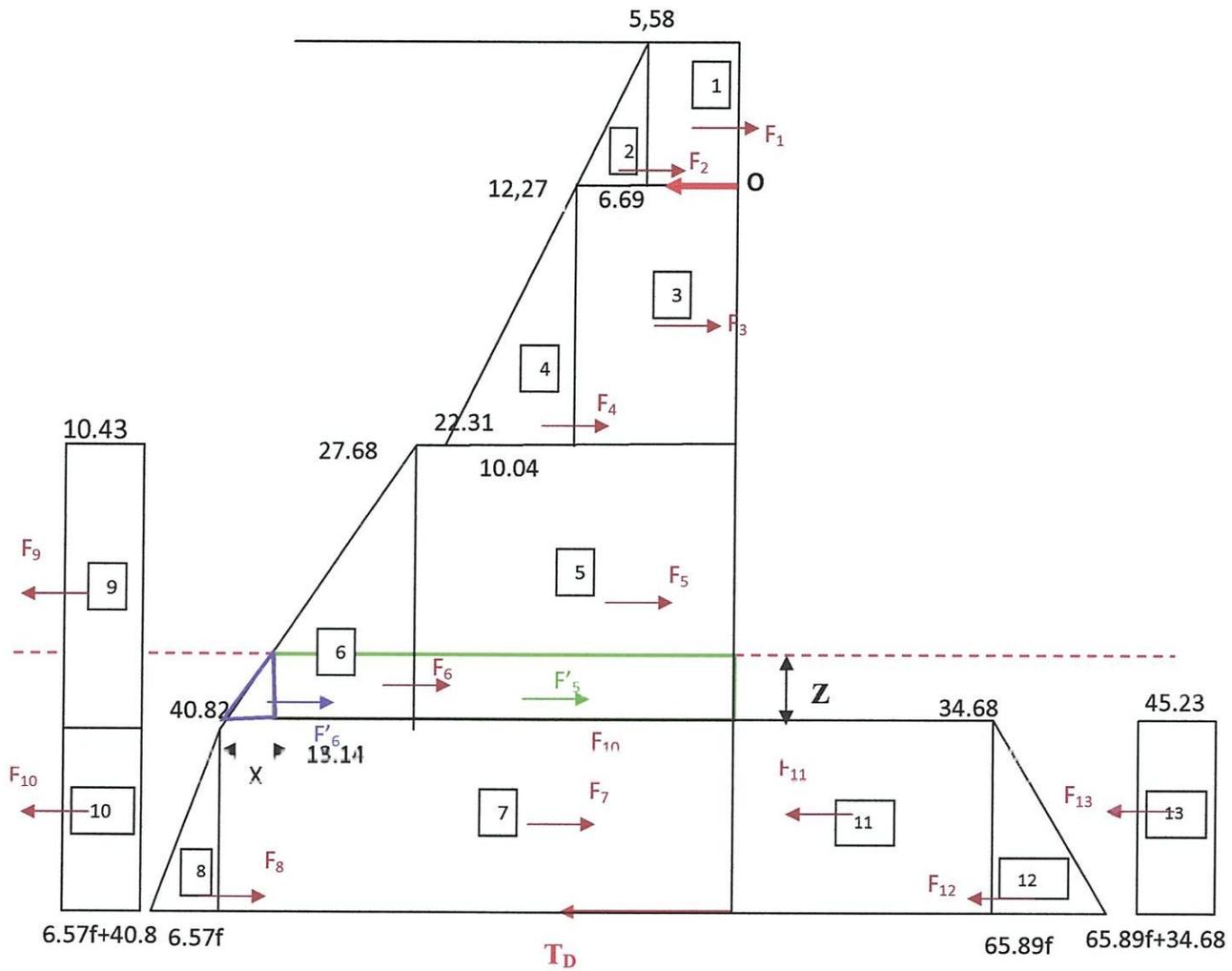


Figure IV.11 Diagramme de la distribution des contraintes actives et passives « coulomb » méthode simplement butée

✓ Le calcul de la fiche

N°	Pression (kN/m)	Bras de levier (m)	Moment/0 (kN/m)
1	$5,58 \cdot 1,2 = 6,696$	$1,2 / 2 = 0,6$	4,017
2	$6,69 \cdot 1,2 / 2 = 4,014$	$(1 / 3) \cdot 1,2 = 0,4$	1,605
3	$12,27 \cdot 1,8 = 22,08$	$-1,8 / 2 = -0,9$	-19,87
4	$(10,04 \cdot 1,8) / 2 = 9,036$	$-(2 / 3 \cdot 1,8) = -1,2$	-10,84
5	$27,68 \cdot 2 = 55,36$	$-(2 / 2 + 1,8) = -2,8$	-155
6	$(13,14 \cdot 2) / 2 = 13,14$	$-(2 \cdot 2 / 3 + 1,8) = -3,13$	-41,17
7	$40,82 \cdot f = 40,82 f$	$-(f / 2 + 3,8)$	$-20,41 f^2 - 155,11 f$
8	$\frac{6,57f \cdot f}{2} = 3,285f^2$	$-(2 / 3 \cdot f + 3,8)$	$-2,19f^3 - 12,48f^2$
9	$-10,43 \cdot 2 = -20,86$	$-(2 / 2 + 1,8) = -2,8$	58,40
10	$-10,43 \cdot f = -10,43f$	$-(f / 2 + 3,8)$	$5,21f^2 + 39,63f$

11	$-34,68 \cdot f = -34,68f$	$-(f/2+3,8)$	$17,34f^2 + 131,78f$
12	$-\frac{65,89f \cdot f}{2} = -32,94f^2$	$-(2/3 \cdot f+3,8)$	$21,96f^3 + 125,172f^2$
13	$-45,23 \cdot f = -45,23f$	$-(f/2+3,8)$	$22,615f^2 + 171,874f$
14	$-T$	0	0

$$\sum M/O = 19,77f^3 + 136,44f^2 + 188,17f - 162,85 = 0$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré est obtenue par itération

$$f = 0,6m$$

L'effort d'ancrage est obtenue on remplaçant par la valeur de la fiche dans l'équation des sommes des forces on trouve :

$$T = 49,17kN$$

✓ **Calcul du moment maximal dans la palplanche**

Calcul de l'effort tranchant dans la partie enterrée de la palplanche

$$T_D = f_7 + f_8 + f_{10} + f_{11} + f_{12} + f_{13}$$

$$T_D = -40,36 kN$$

Calcul de la position du moment maximal Z

$$F'_5 + F'_6 + F'_9 + T_D = 0$$

$$F'_5 = (40,82 - 6,57z)z = 40,82z - 6,57z^2 \quad \text{on a deux triangles semblables } \frac{2}{13,14} = \frac{z}{x} \rightarrow$$

$$x = \frac{13,14}{2}z = 6,57z$$

$$F'_6 = \frac{1}{2}z(6,57z) = 3,28z^2$$

$$F'_9 = -10,43z$$

$$-3,29z^2 + 39,39z - 40,366 = 0$$

La solution de l'équation nous donne deux racines n prend la valeur comprise dans l'intervalle [0,2m] ou le moment est max (7.58m, 1.60m)

$$Z = 1,60m$$

On remplacement « z » dans les formules F'_5, F'_6, F'_9 , on trouve

$$F'_5 = 48,49kN$$

$$F'_6 = 8,39kN$$

$$F'_9 = -16,68 kN$$

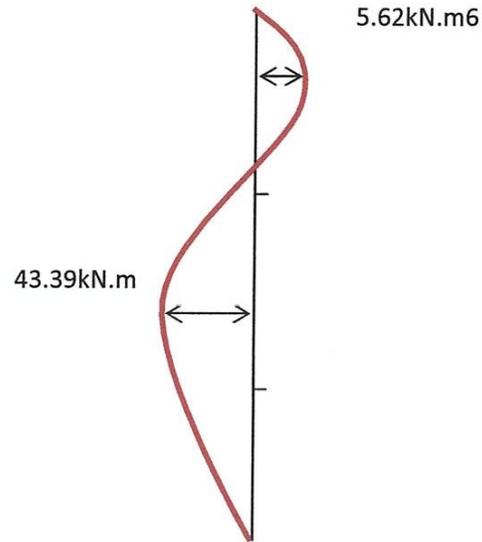
$$M(Z) = -F'_6 \frac{2}{3} z - F'_5 \frac{z}{2} - F_8 \left(\frac{2}{3} f + z \right) - F_7 \left(\frac{f}{2} + z \right) + F_{10} \left(\frac{f}{2} + z \right) + F_{11} \left(\frac{f}{2} + z \right) + F_{12} \left(\frac{2}{3} f + z \right) + F_{13} \left(\frac{f}{2} + z \right) + F'_9 \frac{z}{2}$$

$$M_{MAX} = 43,39 \text{ kN/m}$$

✓ Le moment d'ancrage

$$M_A = F_1 \cdot \frac{1.2}{2} + F_2 \cdot \frac{1.1}{3.2}$$

$$M_A = 5,62 \text{ kN.m}$$



IV .4. Pré- dimensionnement d'un rideau de palplanche ancré et encastré au pied

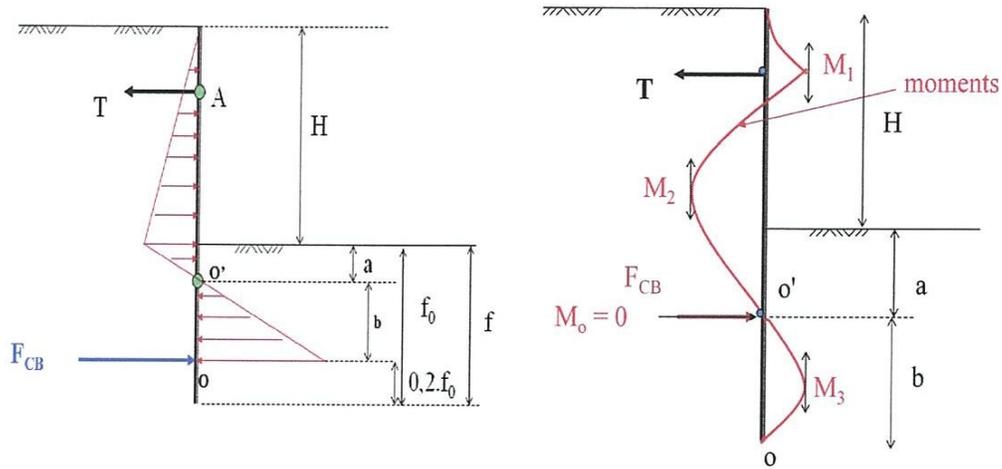
IV .4.1 La méthode de RANKIN

La méthode de la détermination du diagramme des contraintes actives et passive est la même que pour le cas de rideau du palplanche simplement buté. Donc sur la base du diagramme, On calcul la fiche, l'effort d'ancrage les moments (M_1, M_2, M_3)

En pratique lorsque l'angle de frottement φ varie entre 25 et 35 en peut prendre la distance entre $a = 0,1.H$ $a = 0,5 \text{ m}$.

IV .4.1.1 Diagramme des moments

Selon la méthode de BLUM On fait une coupure en O' , en restituant l'effort tranchant. On obtient ainsi 2 poutres isostatiques. selon la méthode de BLUM modifiée on fait l'hypothèse que le point O' est confondu avec le point de contrainte résiduelle nulle.



✓ Calcul de l'effort d'ancrage T et la fiche f

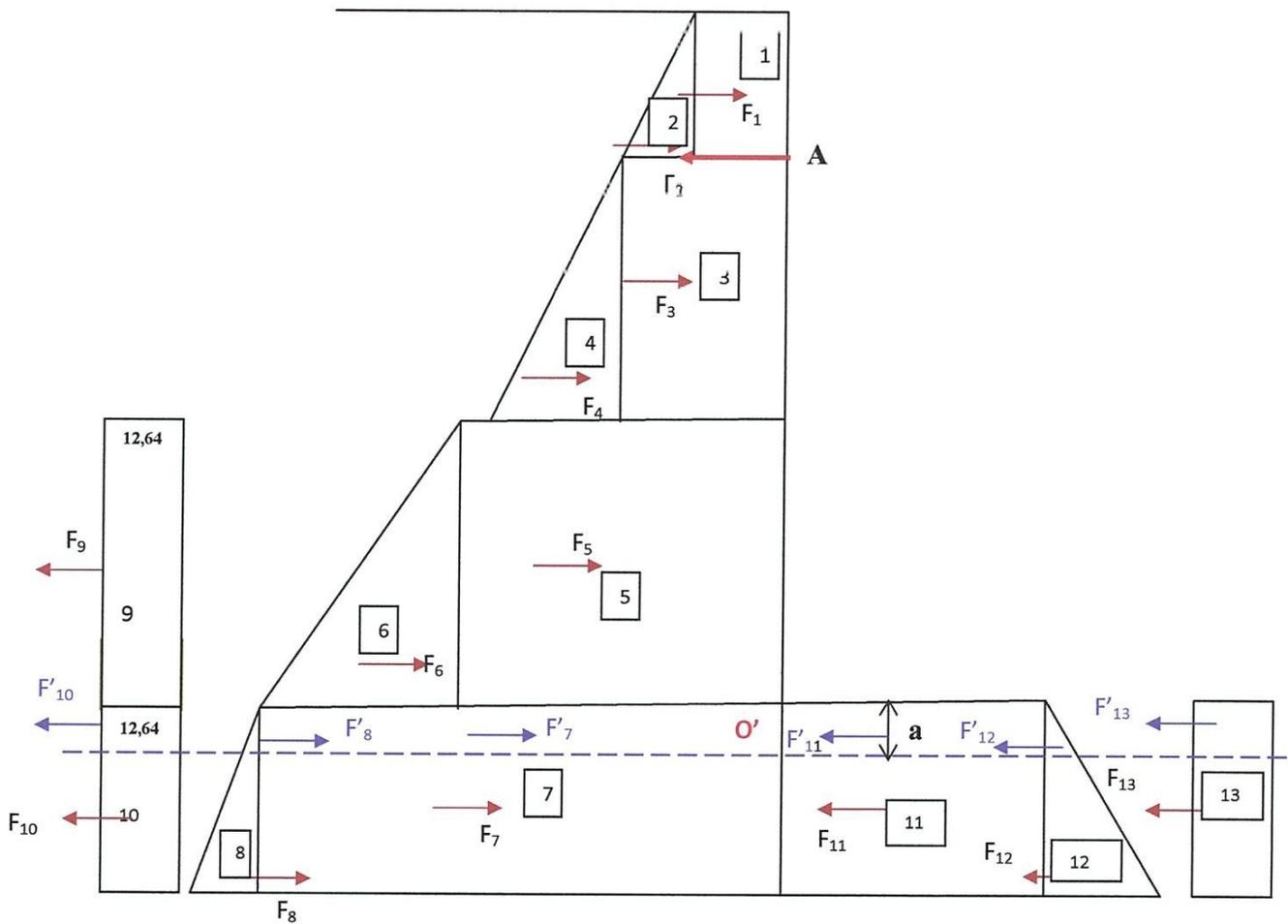


Tableau IV.1 Les résultats pour le calcul de l'effort d'ancrage T et la fiche f

N°	Pression (kN / m)	Bras de levier (m)	Moment (kN.m)
1	$6,6 \cdot 1,2 = 7,92$	$1/2 \cdot 1,2 + 1,8 + 2 + 0,5 = 4,9$	38,80
2	$(14,52 - 6,6) \cdot 1,2 / 2 = 4,752$	4,7	22,33
3	$14,52 \cdot 1,8 = 26,136$	3,4	88,86
4	$(11,88 \cdot 1,8) / 2 = 10,692$	3,1	33,14
5	$32 \cdot 2 = 64$	1,5	96
6	$(15,2 \cdot 2) / 2 = 15,2$	1,16	17,63
7	$47,2 \cdot 0,5 = 23,6$	0,25	5,9
8'	$\frac{3,8,0,5}{2} = 0,95$	0,18	0,171
9	$-12,64 \cdot 2 = -25,28$	1,5	-37,92
10'	$-12,64 \cdot 0,5 = -6,32$	0,25	-1,58
11'	$-24,6 \cdot 0,5 = -12,3$	0,25	-3,07
12'	$-\frac{23,35,0,5}{2} = -5,83$	0,16	-0,93
13'	$-31,36 \cdot 0,5 = -15,68$	0,25	-3,92
14	-T	4,3	-4,3

$\Sigma M/o' = 255,41 = T \cdot 4,3$

T=59,39kN

✓ Calcul de l'effort $T_{O'}$ en faisant la somme des efforts au dessus du point o'

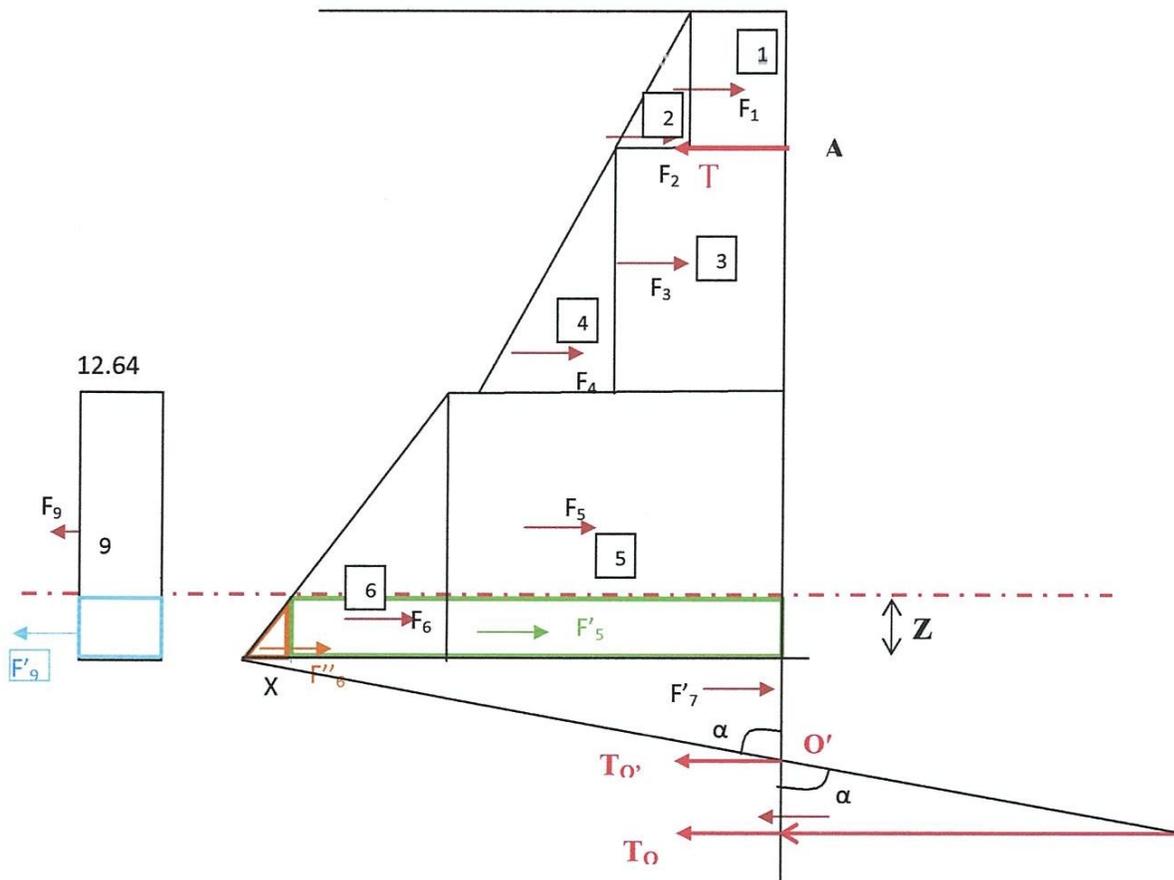


Figure IV.12 Diagramme des contraintes équivalentes 'méthode de Rankin'

$$T_0 + T = \sum F_i$$

$$F'_7 = \frac{(47,2 - 12,64) \times 0,5}{2} = 8,64 \text{ kN}$$

$$\sum F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F'_7 + F_9$$

$$\sum F_i = 112,06 \text{ kN}$$

$$T_0 = 52,67 \text{ kN}$$

✓ Calcul du moment d'encastrement en A

Σ Moments supérieur au point A

$$F_1 \cdot \frac{1,2}{2} + F_2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,2$$

$$M_A = M_1 = 6,65 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul du moment M_2

Calcul de la position du moment max

$$\frac{2}{15,2} = \frac{z}{x} \quad x = \frac{15,2}{2} z \quad x = 7,6 z$$

$$F'_5 = 19,36 \cdot z$$

$$F'_6 = (15,2 \cdot x) z$$

$$F''_6 = \frac{7,6}{2} z^2$$

$$F'_9 = -12,6 \cdot z$$

$$F'_7 = 8,64 \text{ kN/m}^2$$

$$-T_0 + F'_7 + F'_5 + F'_6 + F''_6 - F'_9 = 0$$

$$-44,03 + 34,6z - 3,8z^2 = 0$$

La résolution de l'équation nous donne deux racines [1,27 ; -10,40] donc on prend la valeur

$$z = 1,27 \text{ m}$$

On remplace les valeurs de z et f dans l'équation des sommes des moments agissants dans la partie de la poutre comprise entre O' et la limite z

$$M_1 = -T_0(a+z) + F'_7(z + \frac{1}{3}a) + F'_5(\frac{z}{2}) + F'_6(\frac{z}{2}) + F''_6(\frac{2}{3}z) - F'_9 \frac{z}{2}$$

$$M_2 = -61,04 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de hauteur b

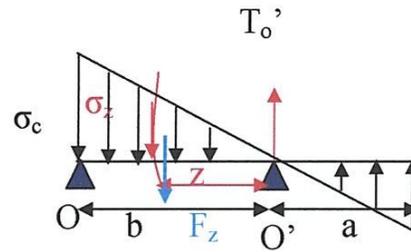
$$\tan \alpha = \frac{47,2-12,64}{0,5} = \frac{\sigma_c}{b}$$

$$\Sigma M / o = 0$$

$$\Sigma M / o = T_0 \cdot b - \frac{\sigma_c}{b} b \cdot \frac{1}{3} b = 0$$

$$T_0 \cdot b - \frac{69,12 b^2}{6} = 0 \rightarrow b^2 = \sqrt{\frac{6T_0}{69,12}}$$

$$\sigma_c = 69,12b$$



$$b = 2,13 \text{ m}$$

et on a donc

$$\sigma_c = 147,22 \text{ kN/m}^2$$

✓ Calcul de moment maximal en travée de la poutre oo' « M₃ »

Pour trouver la position z correspondante du moment max on :

$$\Sigma M / o = T_0 \cdot z - \frac{\sigma_c}{b} z \cdot \frac{z}{3} = 0$$

Des triangles semblables on a $\frac{\sigma_c}{b} = \frac{\sigma_z}{z}$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_c}{b} z$$

$$\Sigma F = 0 = T_0 \cdot z - \frac{\sigma_z}{2} z = 0$$

$$T_0 \cdot z - \frac{\sigma_c z^2}{2b} = 0 \quad z = \sqrt{\frac{2T_0 z b}{\sigma_c}}$$

$$z = 1,23 \text{ m}$$

$$M_3 = T_0 \cdot z - F_c \cdot \frac{z}{3} \quad \text{On a} \quad F_c = T_0$$

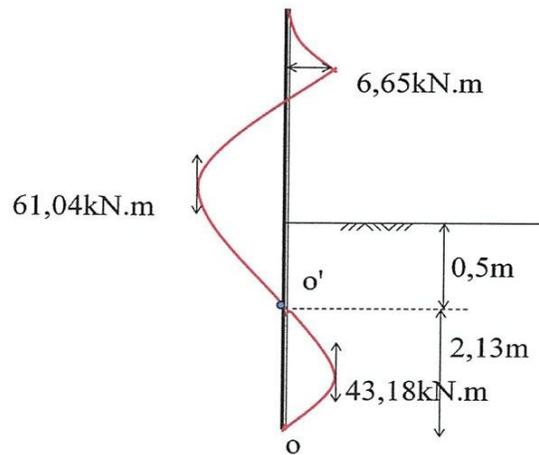
$$M_3 = 43,18 \text{ kN.m}$$

Donc $M_{\max} = \max[M_1, M_2, M_3]$

$$M_{\max} = 61,04 \text{ kN.m}$$

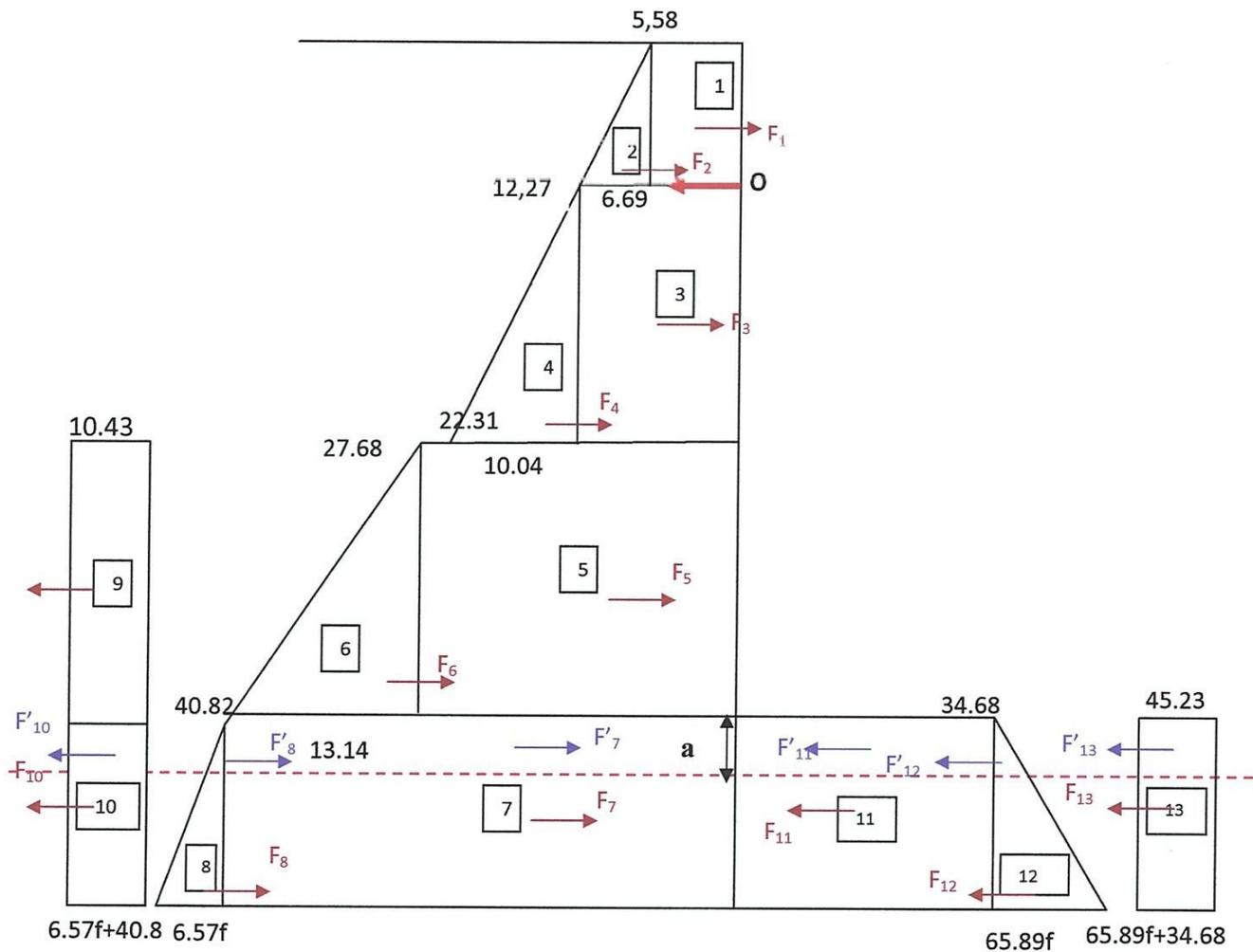
$$F_0 = 0,5 + 2,13 = 2,63 \text{ m}$$

$$F = 1,2 \cdot f_0 = 3,15 \text{ m}$$



IV .4.2 La méthode de COULOMB

En pratique Lorsque lorsque l'angle de frottement ϕ est compris entre 25° et 35° on prend $a=0,1 \cdot H$ donc $a=0,5$ m



A partir du diagramme de distribution des pressions des terres actives et passive on peut calculer l'effort d'ancrage T

Tableau IV.2 Les résultats des calculs pour la détermination de l'effort d'ancrage T et la fiche f

N°	Pression (kN /m)	Bras de levier (m)	Moment (kN /m)
1	$5,58 \cdot 1,2 = 6,696$	$1/2 \cdot 1,2 + 1,8 + 2 + 0,5 = 4,9$	32,81
2	$6,69 \cdot 1,2 / 2 = 4,014$	4,7	32,96
3	$12,27 \cdot 1,8 = 22,08$	3,4	75,07
4	$(10,04 \cdot 1,8) / 2 = 9,036$	3,1	28,01
5	$27,68 \cdot 2 = 55,36$	1,5	83,04
6	$(13,14 \cdot 2) / 2 = 13,214$	1,16	15,33
7'	$40,82 \cdot 0,5 = 20,41$	0,25	5,10
8'	$\frac{3,28 \cdot 0,5}{2} = 0,82$	0,18	0,13
9	$-10,43 \cdot 2 = -20,86$	1,5	-31,29
10'	$-10,43 \cdot 0,5 = -5,21$	0,25	-1,303
11'	$-34,68 \cdot 0,5 = -17,34$	0,25	-4,33
12'	$-\frac{32 \cdot 0,5}{2} = -8,23$	0,16	-1,37
13'	$-45,23 \cdot 0,5 = -22,61$	0,25	-5,65
14	-T	4,3	-4,3

$\Sigma M/O = 228,50 = T \cdot 4,3$

$\rightarrow T = 53,14 \text{Kn}$

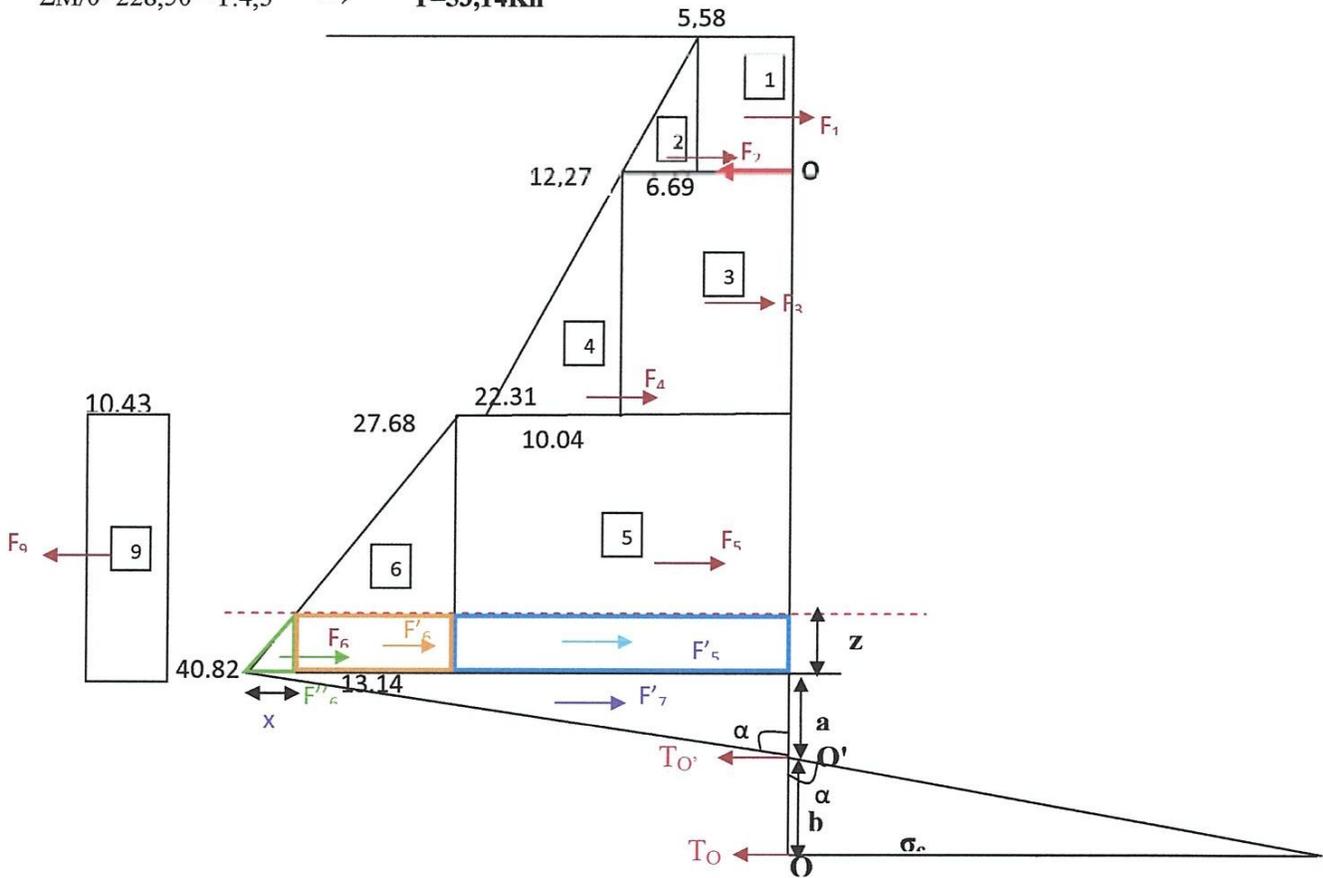


Figure IV.13 Diagramme des contraintes équivalentes actives et passives 'méthode de coulomb' M . E

✓ Calcul de l'effort tranchant T_0

$$T_0 + T = \sum F_i$$

$$F'_7 = \frac{(40,82 - 10,43) \times 0,5}{2} = 7,59 \text{ kN}$$

$$T_0 = \sum F_i - T = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F'_7 + F_9 - T$$

$$\sum F_i = 97,05 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad T_0 = 43,91 \text{ kN}$$

✓ Calcul du moment d'ancrage M_1

$$F_1 \cdot \frac{1,2}{2} + F_2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,2$$

$$M_1 = 5,62 \text{ kN}$$

✓ Calcul du moment d'encastrement M_2

Calcul de la position z correspondante au moment maximal en travée

$$\frac{2}{13,14} = \frac{z}{x}$$

$$x = \frac{13,14}{2} z = 6,57z$$

$$F'_5 = 27,68 \cdot z$$

$$F'_6 = (13,14 - x)z$$

$$F''_6 = \frac{6,57}{2} z^2$$

$$F'_9 = -10,43 \cdot z$$

$$F'_7 = 7,59 \text{ kN}$$

$$\sum F/z = -T_0 + F'_7 + F'_5 + F'_6 + F''_6 - F'_9 = 0$$

$$36,32 + 30,39z - 3,29z^2 = 0$$

La solution de l'équation de 2^{ème} degré nous donne $z = 1,41 \text{ m}$

$$M_2 = -T_0(a+z) + F'_7(z + \frac{1}{3}a) + F'_5(\frac{z}{2}) + F'_6(\frac{z}{2}) + F''_6(\frac{2}{3}z) - F'_9 \frac{z}{2}$$

On remplaçant avec les valeurs de a et z on trouve :

$$M_2 = -41,98 \text{ kN}$$

✓ Calcul de La hauteur b

$$\tan \alpha = \frac{40,82 - 10,43}{0,5} = \frac{\sigma_c \cdot b}{2} \quad \sigma_c = 60,78b$$

$$\sum M / o = 0$$

$$\sum M / o = T_0 \cdot b - \frac{\sigma_c}{b} b \cdot \frac{1}{3} b = 0$$

$$T_0 - \frac{60,78 b^2}{6} = 0 \rightarrow b^2 = \sqrt{\frac{6T_0}{60,78}}$$

$$T_0 - \frac{60,78 b^2}{6} = 0 \quad b^2 = \sqrt{\frac{6T_0}{60,78}} \quad \mathbf{b=2,08m}$$

$$\mathbf{\sigma_c=126,54 \text{ KN/m}^2}$$

✓ **Calcul de moment maximal en travée de la poutre oo' « M₃ »**

Pour trouver la position z correspondante au moment max on a :

$$\Sigma M/o = T_0 \cdot z - \frac{\sigma_c}{b} z \cdot \frac{z}{3} = 0$$

Des triangles semblables on a $\frac{\sigma_c}{b} = \frac{\sigma_z}{z}$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_c}{b} z$$

$$\Sigma F=0 = T_0 - \frac{\sigma_z}{2} z = 0$$

$$T_0 - \frac{\sigma_c z^2}{2b} = 0 \quad z = \sqrt{\frac{T_0 \cdot 2b}{\sigma_c}} \quad \mathbf{z=1,20m}$$

$$M_3 = T_0 \cdot z - F_c \cdot \frac{z}{3}$$

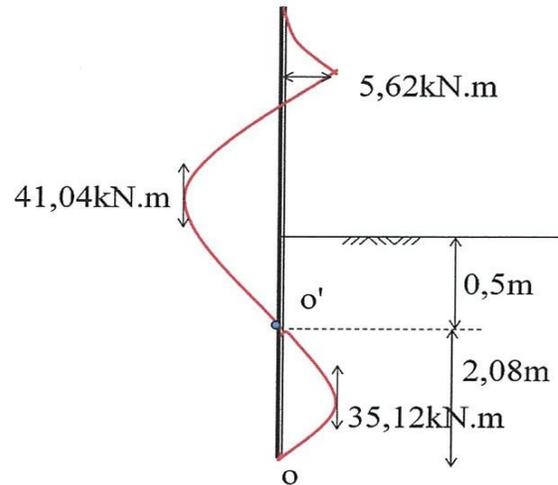
Puisque $F_c = T_0$ $\mathbf{M_3=35,12kN.m}$

Donc $M_{\max} = \max[M_1, M_2, M_3] = \max[5,62 ; 41,98 ; 35,12] \text{ kN .m}$

$$\mathbf{M_{\max}=41,98kN .m}$$

$$f_0 = 0,5 + 2,08 = 2,58m$$

$$\mathbf{f=1,2 \cdot f_0=3,09m}$$



IV.5 Interprétation des résultants

On peut résumer les résultats déterminés dans les deux tableaux ci dessus

Tableau IV.3 Les résultants des efforts tranchants des moments et la fiche
Cas Simplement buté

Théories S/B	T[kN]	M_A [kNm]	f[m]	M_{max} [kNm]
Rankin	62,47	6,65	1	99,74
Coulomb	49,17	5,62	0,6	14,39

Tableau IV.4 Les résultants des efforts tranchants des moments et la fiche
cas encastrement en pied

Théories Enc	T[kN]	M_A [kNm]	f[m]	M_{max} [kNm]
Rankin	59,39	6,65	3,15	61,04
Coulomb	53,14	5,62	3,09	41,04

A partir des résultants obtenus en pré-dimensionnant un rideau de palplanche avec les deux méthodes classiques « palplanche simplement butée et encadrée » et on utilisant deux théories de calcul des pressions des terres « Rankin et Coulomb ». On a peut conclure les résultats suivants :

- On utilisant la méthode simplement butée on a déterminé le diagramme des contraintes actives et passives agissant devant et en arrière de la palplanche par application de deux théories largement connues « Rankin et Coulomb ».
- L'effort d'ancrage, la fiche et le moment maximal déterminés par la théorie de Rankin sont plus importants que celui déterminés par la théorie de Coulomb pour les deux méthodes de calcul simplement butée et encadrée.
- Les valeurs de la fiche dans le cas de rideau encadré sont nettement élevés par rapport à ceux déterminés par méthode d'un rideau encadré.
- Les moments d'ancrages ne sont pas influencés par le changement de la méthode de calcul.

Chapitre V

Pré-

dimensionnement

des palplanches

au moyen du

logiciel

GEO 5

2014-2015

V.1 Introduction

Dans ce chapitre on va calculer à l'aide du logiciel GEO 5 « la fiche , le moment maximal , l'effort d'ancrage » par différents théories qui sont utilisées pour le calcul des pressions des terres exercés devant et derrière des rideaux de palplanches « Rankin ,Coulomb , Muller, Caquot » ainsi que la méthode de calcul des rideaux « simplement buté ou encastré en pied »

V.2 Les étapes de la modélisation des rideaux de palplanches

On va étudier le même profil type de palplanche étudié dans le chapitre 04 avec le programme pré dimensionnement des palplanches (**Sheeting design**) dans GEO 5, on suivant les étapes suivantes :

V.2.1 Définition du projet 'Project'

La boîte de dialogue " **Project** " elle permet d'introduire le nom de projet et le système d'unité

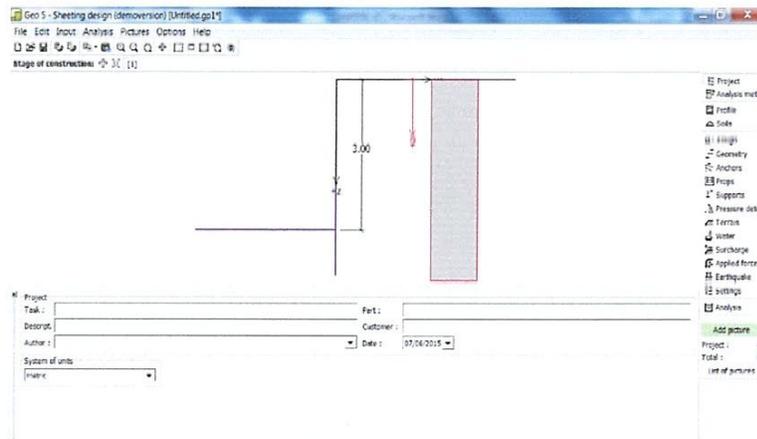


Figure V.1 La boîte de dialogue "project"

V. 2. 2 Méthode d'analyse 'Analysis methods'

La boîte de dialogue «Méthodes d'analyse» sert à définir les normes ou les méthodes qui sont utilisées pour effectuer l'analyse. Elle sert également à sélectionner le type d'analyse pour le calcul des pressions des terres et le séisme «Rankin , Coulomb, Muller ,Caquot »

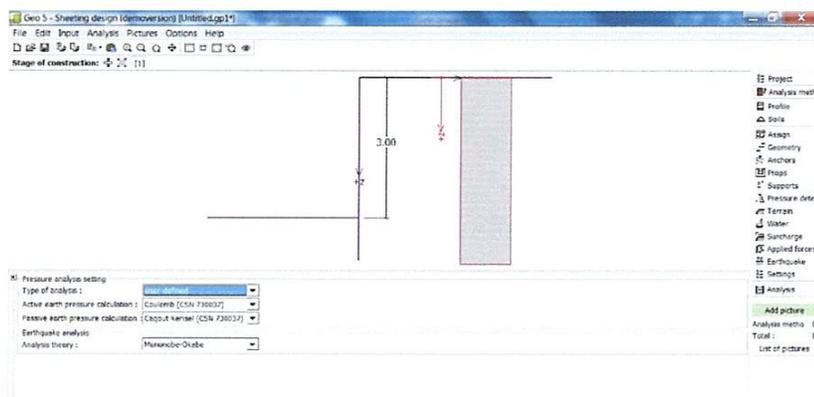


Figure V.2 La boîte de dialogue "Méthodes d'analyse"

V.2.3 Définition du Profil

La boîte de dialogue profil permet de définir les différentes couches constituant le profil du terrain.

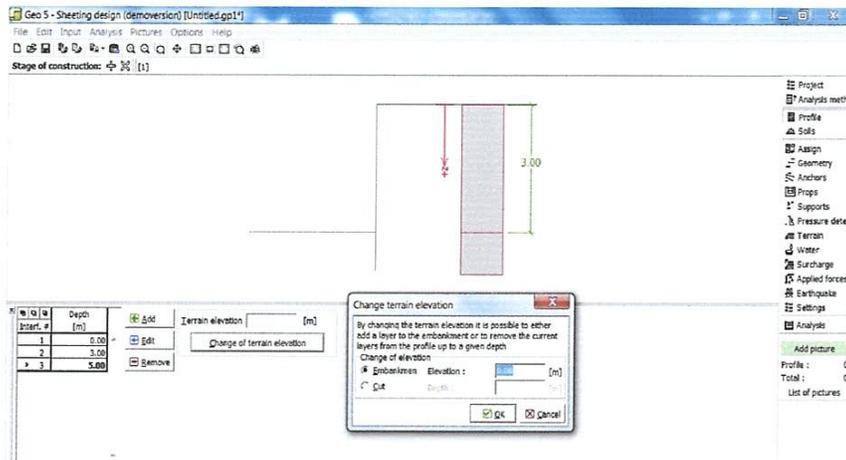


Figure V.3 La boîte de dialogue "Profil"

V 2.4 Introduction des paramètres des différent sols 'SOIL'

La boîte de dialogue "soils" contient un tableau qui permet le saisies des paramètres des sols à introduire. Ajout (édition) d'un sol est effectuée par la boîte de dialogue "Add du sol".

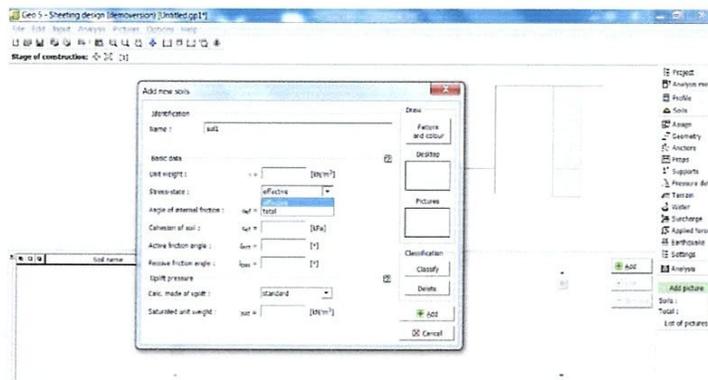


Figure V.4 Boîte de dialogue "soils"

V.2.5 Attribuer le type de sol dans une couche du profil

La boîte de dialogue "Assign" contient une liste de couches de sols et profil associés. La liste des sols est représentée graphiquement en utilisant les boutons dans la barre au-dessus de la table, ou est accessible à partir d'une liste déroulante pour chaque couche du profil.

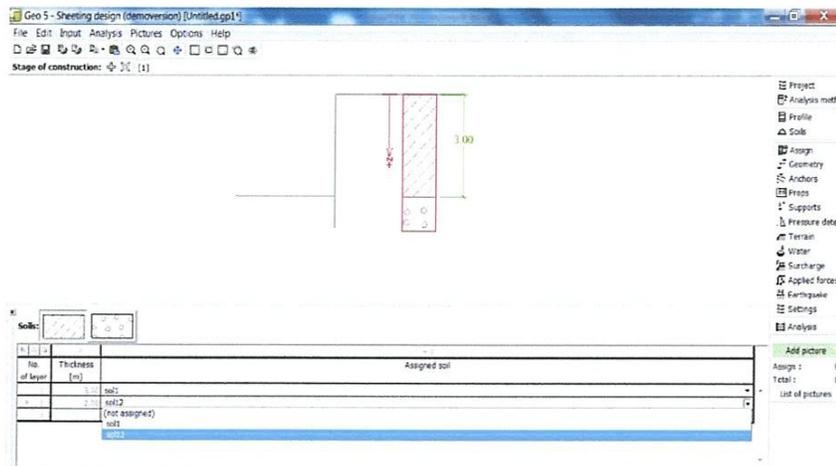


Figure V.5 la boîte de dialogue "Assign"

V.2.6 Introduction de la forme de terrain 'Geometry'

La boîte de dialogue " Geometry " permet, de préciser la forme de terrain. La forme choisie avec le signe graphique. La forme terrain peut être validée soit dans la boîte de dialogue de l'insertion des valeurs de saisie. La géométrie de la partie aval du profil avec l'Introduction des paramètres surcharge appliquée à la butée.

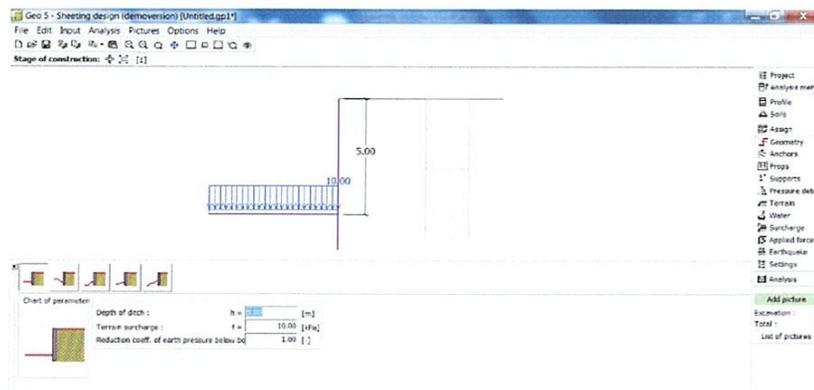


Figure V.6 La boîte de dialogue " Geometry "

V.2.7 L'introduction des paramètres de l'ancrage 'Anchors'

Introduction des paramètres des ancrage : la position d'ancrage, longueur libre, longueur scellé, angle d'inclinaison, espacement

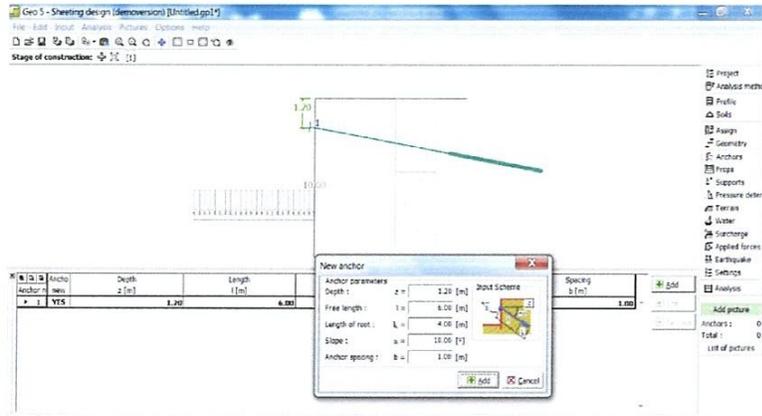


Figure V.7 La boîte de dialogue " Anchors "

V. 2. 8 Introduction de la forme de terrain

La boîte de dialogue "Terrain" permet, de préciser la forme de terrain. La forme choisie avec le signe graphique. La forme terrain peut être validée soit dans la boîte de dialogue par l'insertion des valeurs de saisie. La dernière option à choisir est une forme générale d'un terrain. Dans ce cas, la trame contient un tableau avec une liste de points de terrain

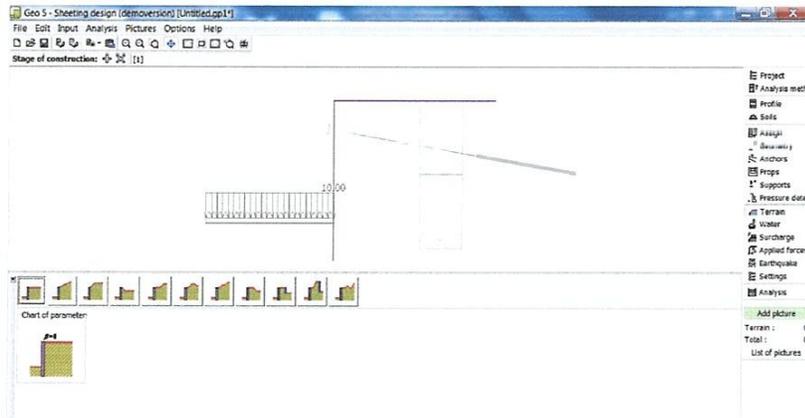


Figure V.8 La boîte de dialogue "Terrain"

V.2. 9 L'introductions de la surcharge

La boîte de dialogue "Surcharge" contient un tableau avec une liste des surcharges introduites. L'introduction de type de surcharge : linéaire, surfacique, ponctuel, sa magnitude sur la parie amont du profil.

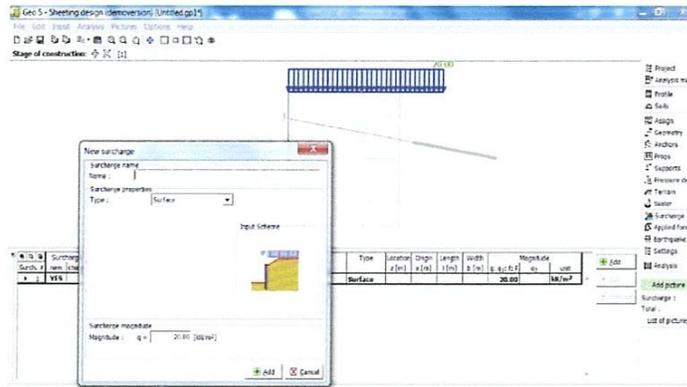


Figure V.9 La boite de dialogue "Surcharge"

V.2.10 Analyse de la structure ancré 'ANALYSIS'

La boite permet l'analyse de la structure en choisissant la méthode de calcul 'encastré ou simplement buté'

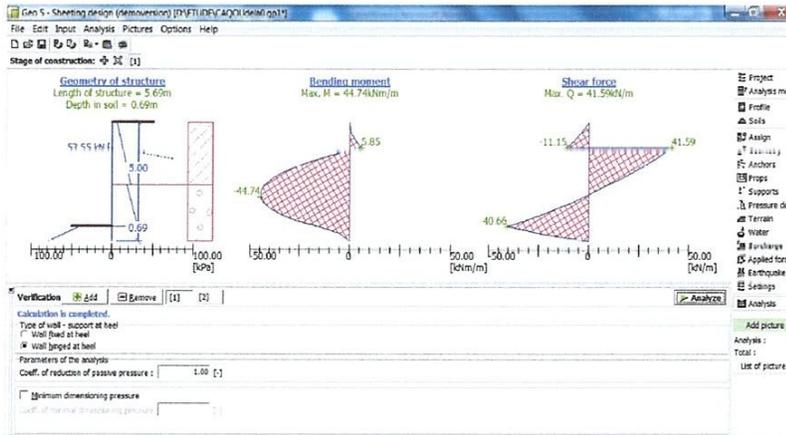


Figure V.10 La boite de dialogue "Analysis"

V. 3. Etude et pré-dimensionnement du profilé type simplement butée

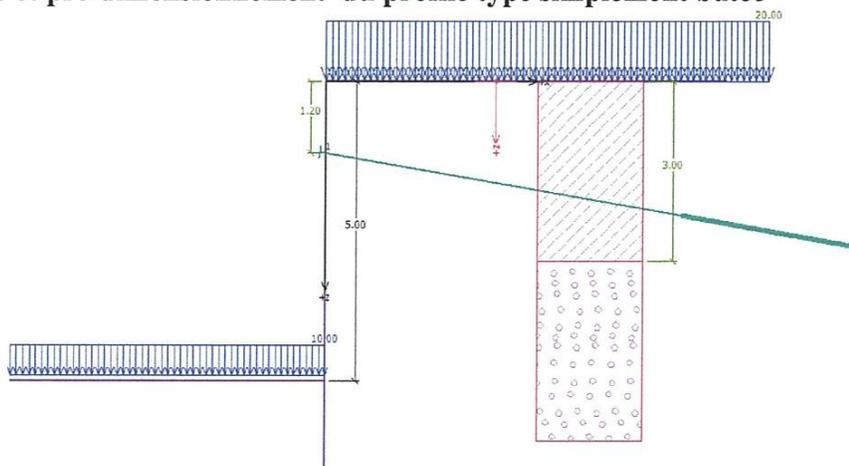
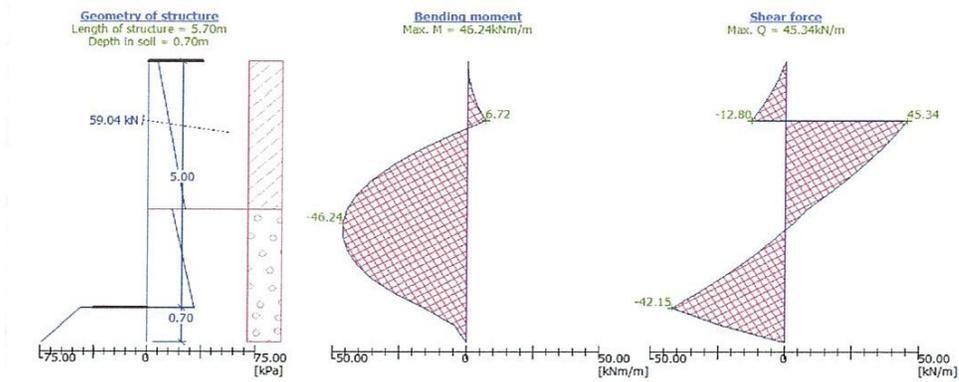
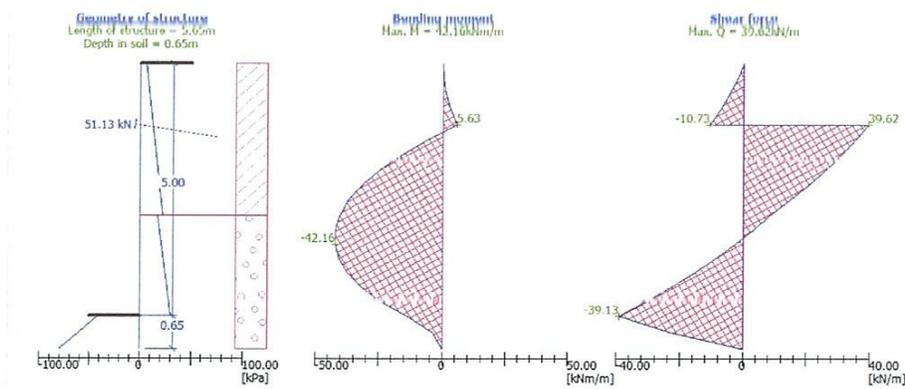


Figure V.11 Le profilé type étudié au moyen du programme sheeting design « Geo5 »

V. 3.1 Application de la théorie de Rankin

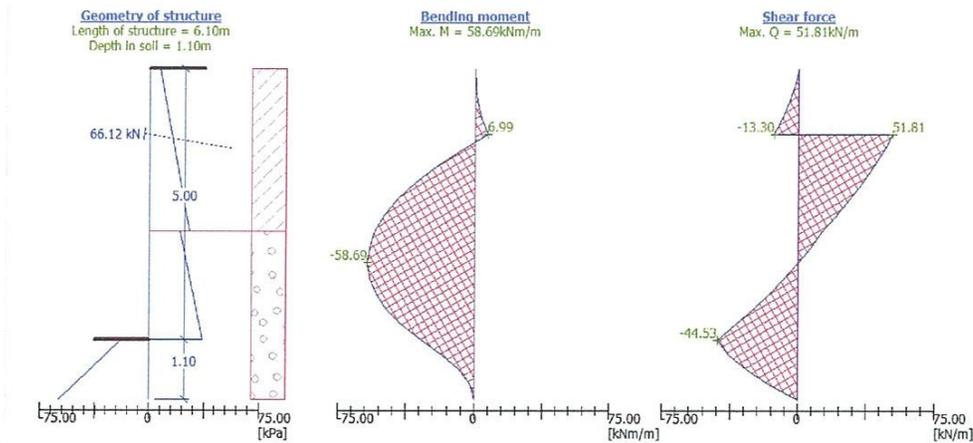


V. 3.2 Application de la théorie de coulomb

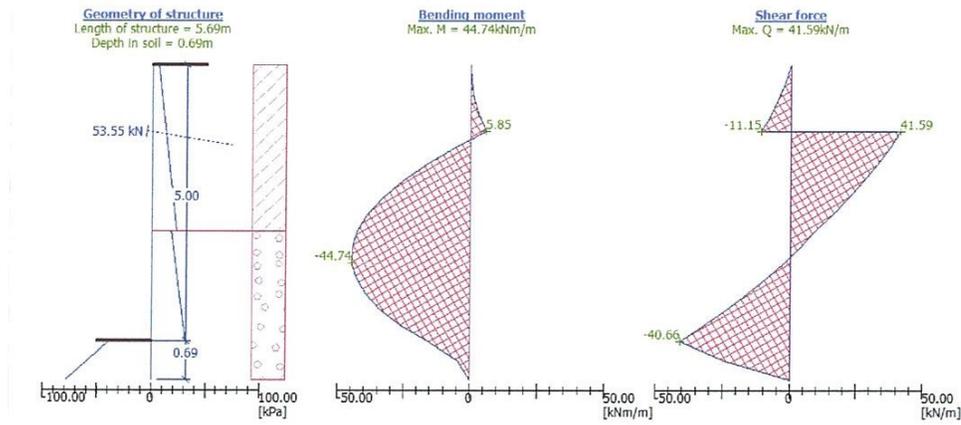


V. 3.3 Application de la théorie de Caquot

$$\delta_a=0, \delta_p=0$$

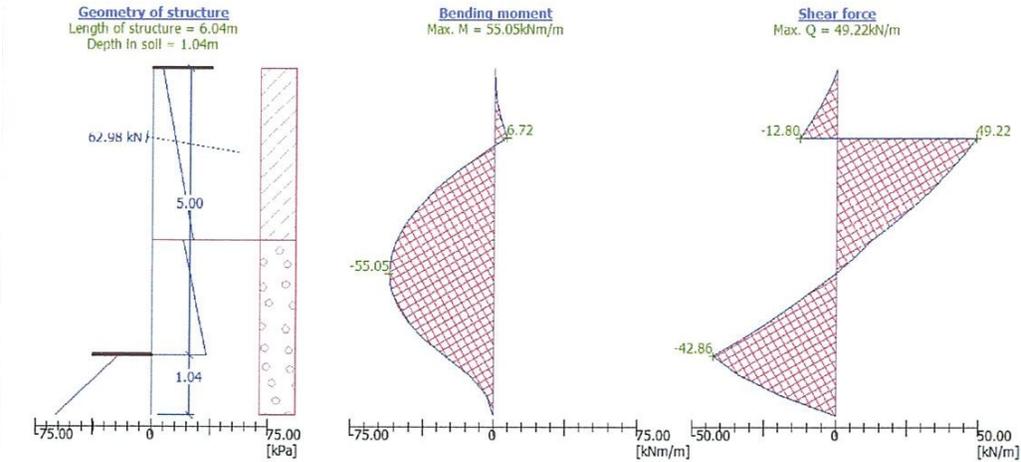


$$\delta_a=2/3\phi \delta_p=1/2\phi$$

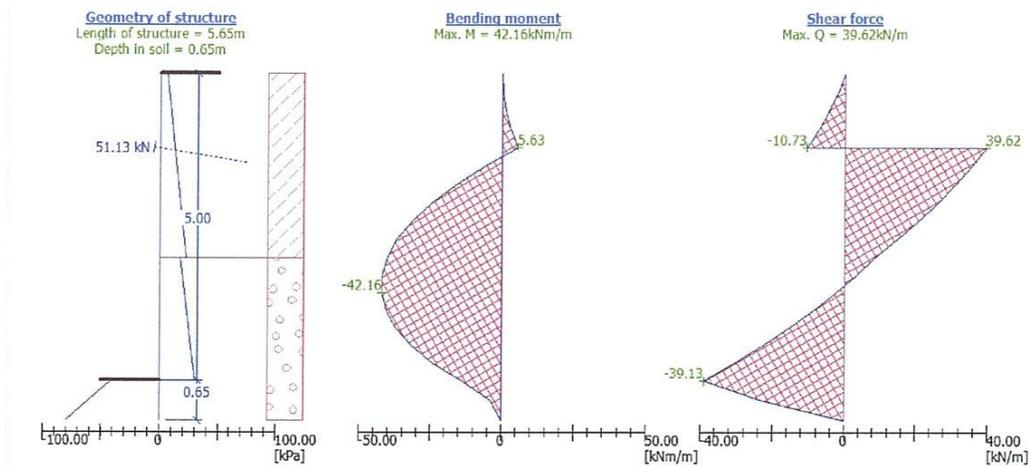


V. 3.4 Application de la théorie de Muller

$$\delta_a=0, \delta_p=0$$

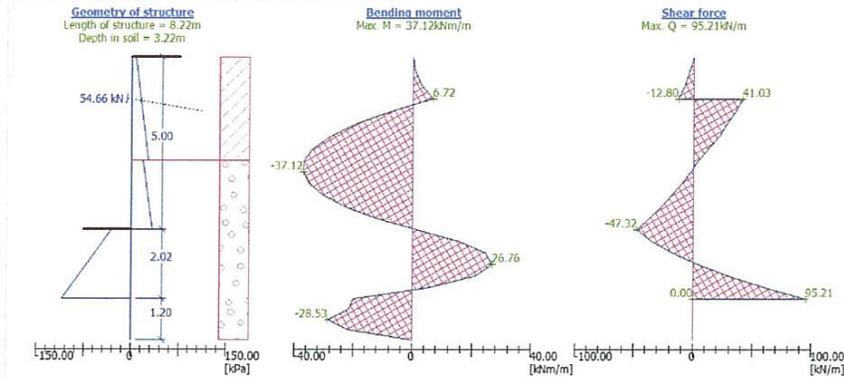


$$\delta_a=2/3\varphi \delta_p=1/2\varphi$$

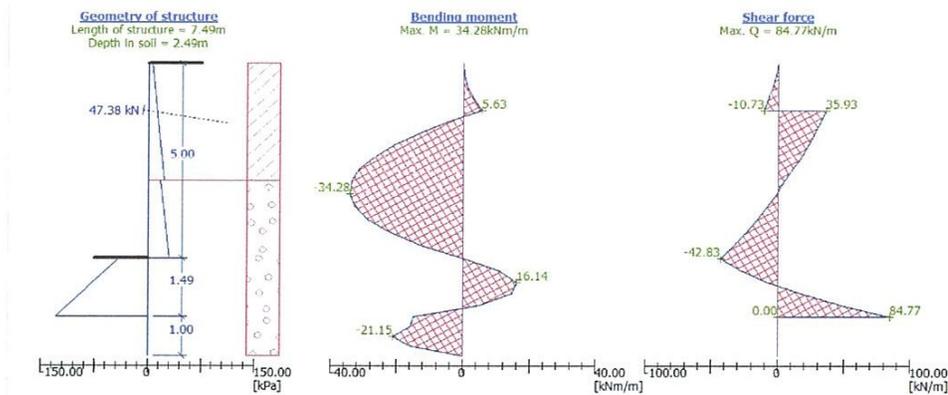


V. 4. Etude et pré-dimensionnement du profile type encastré

V.4.1 Application de la théorie de Rankin

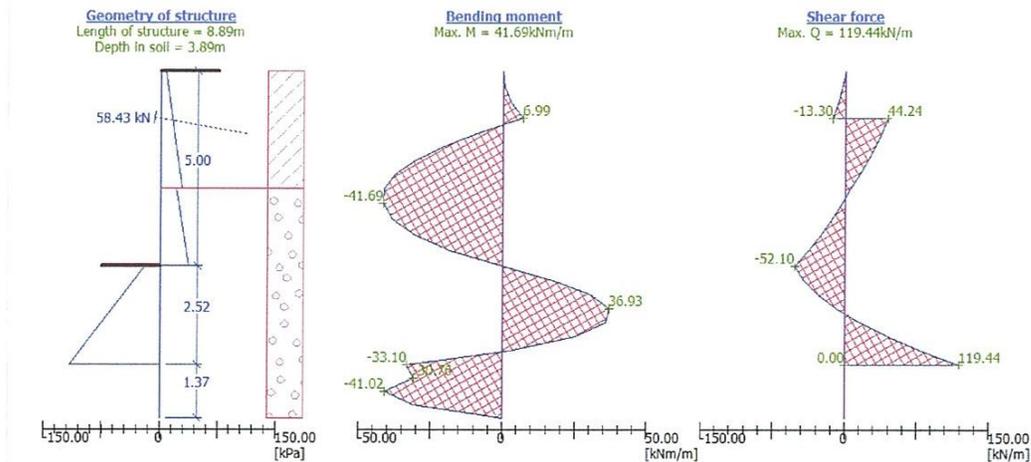


V. 4.2 Application de la théorie de coulomb

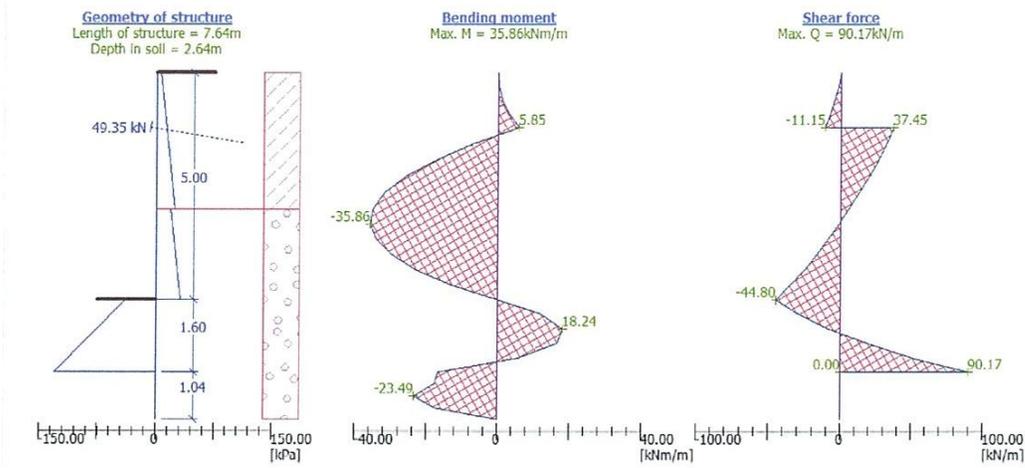


V. 4.3 Application de la théorie de Caquot

$$\delta_a=0, \delta_p=0$$

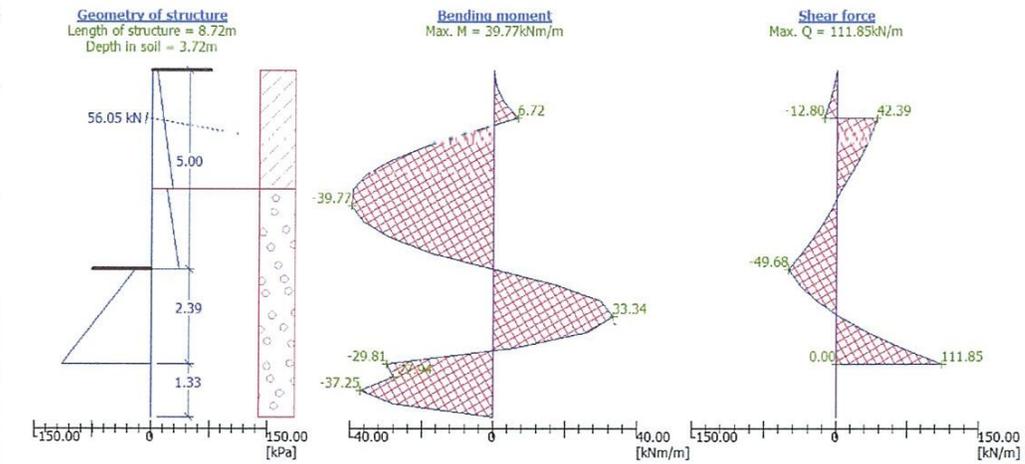


$$\delta_a = 2/3\phi \quad \delta_p = 1/2\phi$$

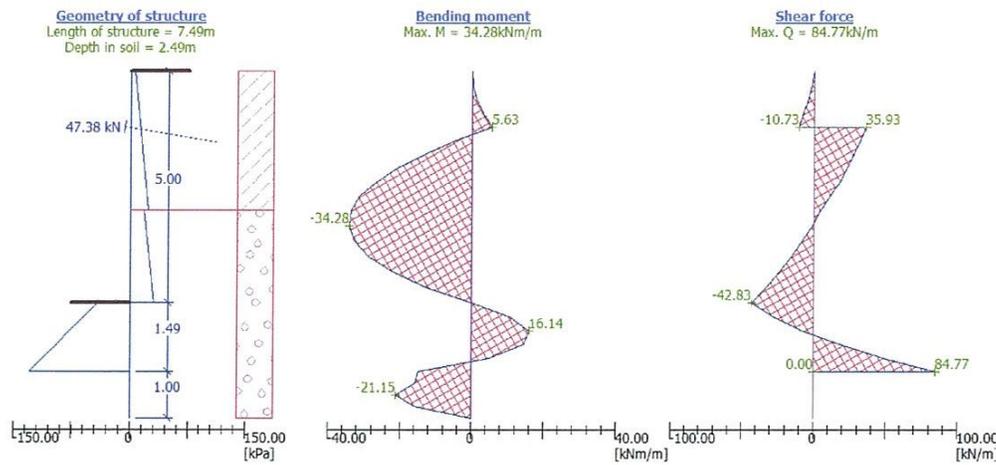


V. 4.4 Application de la théorie de Muller

$$\delta_a = 0, \quad \delta_p = 0$$



$$\delta_a = 2/3\phi \quad \delta_p = 1/2\phi$$



V.5 Interprétation des résultats

Tableau V.1 Les résultats du calcul « fiche, effort d’ancrage, moment max » en fonction des différentes méthodes de calcul et théories d’estimation des pressions des terres pour $\delta_a=0$ $\delta_p=0$.

palplanche	Theories	Rankin		Coulomb		Caquot		Muller	
		$\delta_a=0$ $\delta_p=0$		$\delta_a=2/3\phi$ $\delta_p=1/2\phi$		$\delta_a=0$ $\delta_p=0$		$\delta_a=0$ $\delta_p=0$	
Simplement butée	f [m]	0,70		0,65		1,10		0,65	
	T[kN]	59,04		51,13		66,12		52,15	
	M _{max} [kN.m]	46,24		42,16		58,69		42,48	
Encastré au pied	f [m]	2,02	3,22	1,49	2,49	2,52	3,89	2,39	3,72
		1,20		1,00		1,37		1,53	
	T[kN]	54,66		47,38		58,43		56,05	
	M _{max} [kN.m]	37,12		34,28		41,69		39,77	

Tableau V.2 Les résultats du calcul « fiche, effort d’ancrage, moment max » en fonction des différentes méthodes de calcul et théories d’estimation des pressions des terres pour $\delta_a=2/3\phi$ $\delta_p=1/2\phi$.

palplanche	Théorie	Rankin (Geo5)		Coulomb (Geo5)		Caquot (Geo5)		Muller (Geo5)	
		$\delta_a=0$ $\delta_p=0$		$\delta_a=2/3\phi$ $\delta_p=1/2\phi$		$\delta_a=2/3\phi$ $\delta_p=1/2\phi$		$\delta_a=2/3\phi$ $\delta_p=1/2\phi$	
Simplement butée	f [m]	0,70		0,65		0,69		0,65	
	T[kN]	59,04		51,13		53,55		51,13	
	M _{max} [kN.m]	46,24		42,16		44,74		42,16	
Encastré au pied	f [m]	2,02	3,22	1,49	2,49	1,60	2,64	1,49	2,49
		1,20		1,00		1,04		1,00	
	T[kN]	54,66		47,38		49,35		47,38	
	M _{max} [kN.m]	37,12		34,28		35,86		34,28	

On va travailler avec le tableau 03 ci- dessous car en pratique il y a toujours un certain frottement entre le sol et la paroi de la palplanche quelque soit le matériau de fabrication de la palplanche. Néanmoins on remarque d'après le tableau 02 que les résultats obtenues par l'application de la théorie de coulomb sont confondues avec ceux de la théorie de Muller pour $\delta_a=2/3\phi$, $\delta_p=1/2\phi$.

Tableau V.3 Les résultats des calculs « fiche, effort d'ancrage, moment max » en fonction des différentes méthodes de calcul et théories d'estimation des pressions des maintenues pour comparaison.

Palplanche	Theories	Rankin	Coulomb/ Muller	Caquot	Rankin	Coulomb
		(Geo5) $\delta_a=0$ $\delta_p=0$	(Geo5) $\delta_a=2/3\phi$ $\delta_p=1/2\phi$	(Geo5) $\delta_a=2/3\phi$ $\delta_p=1/2\phi$	$\delta_a=0$ $\delta_p=0$	$\delta_a=2/3\phi$ $\delta_p=1/2\phi$
Simplement butée (Geo5)	f simp[m]	0,70	0,65	0,69	1,00	0,60
	T[kN]	59,04	51,13	53,55	62,47	49,17
	M _{max} simp[kN.m]	46,24	42,16	44,74	58,34	43,39
Encastré au pied (Geo5)	f enc[m]	3,22	2,49	2,64	3,15	3,09
	T[kN]	54,66	47,38	49,35	59,39	53,14
	M _{max} enc [kN.m]	37,12	34,28	35,86	61,04	41,04

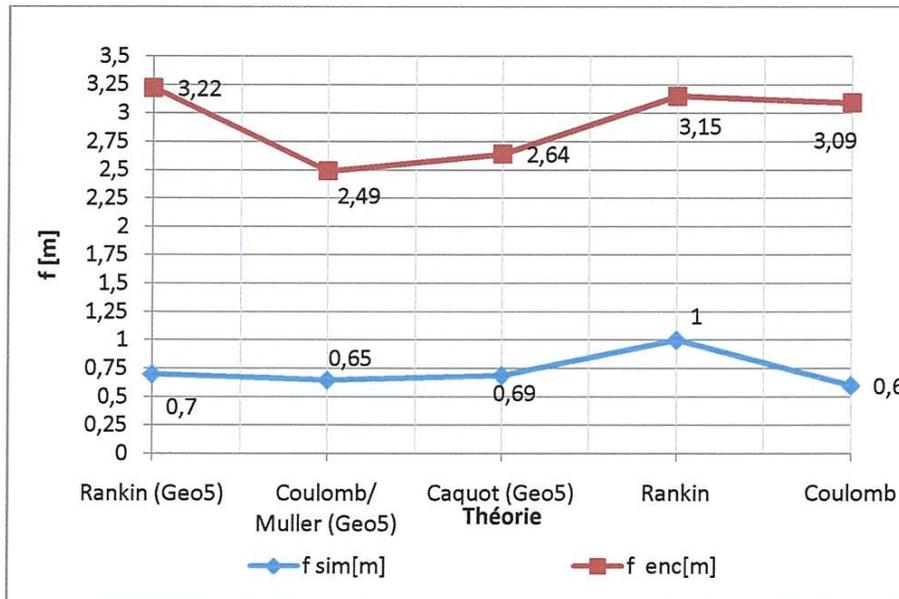


Figure V.12 Comparaisons entre les longueurs des fiches suivant le type d'encastrement de la palplanche et la théorie d'estimation des pressions des terres appliquées

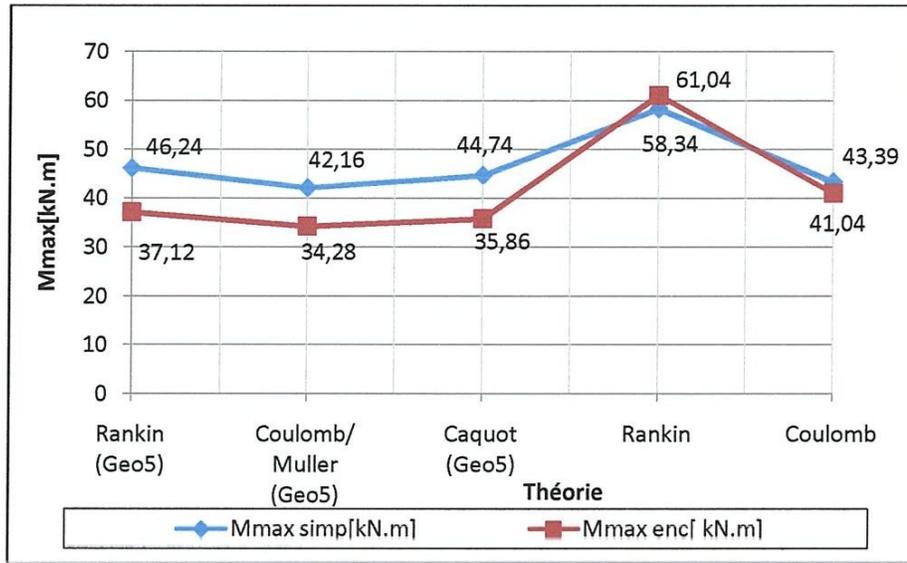


Figure V.13 Comparaison entre les Moments maximal en travée obtenues pour différentes théories d'estimations des pressions des terres et types d'encastrement des rideaux .

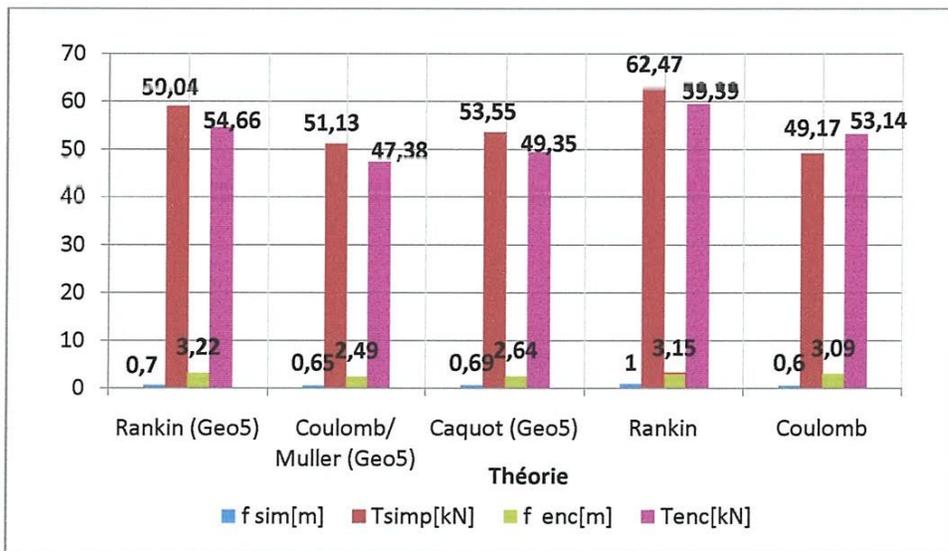


Figure V.14 Comparaison entre les efforts d'ancrage et les fiches obtenues pour différentes théories d'estimations des pressions des terres et types d'encastrement des rideaux.

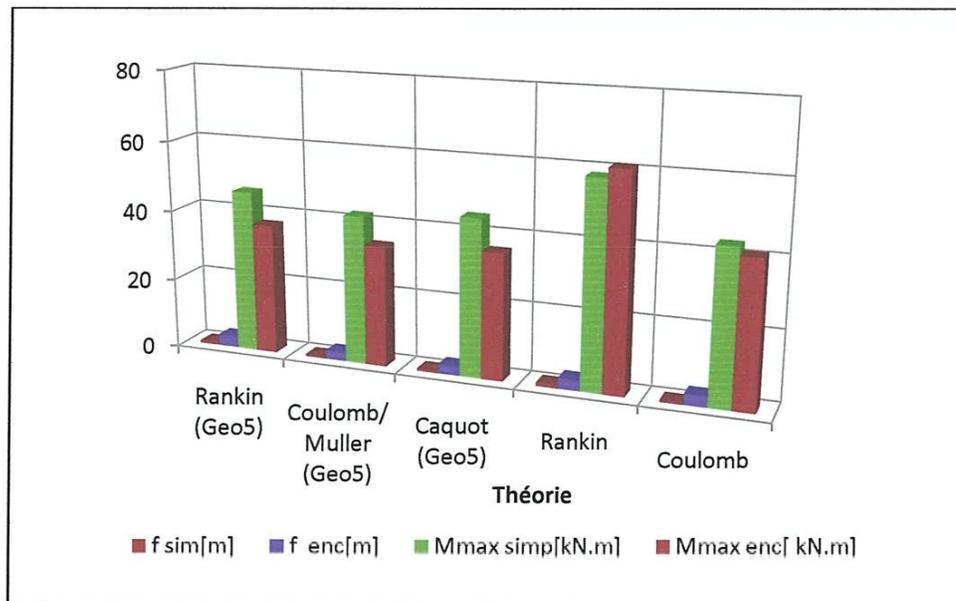


Figure V.15 Comparaison entre les moments maximum et les fiches obtenues pour différentes théories d'estimations des pressions des terres et types d'encastrement des rideaux.

V.6 Conclusion

A partir de l'étude paramétrique faite avec les deux théories « Rankin et Coulomb » et on la comparant aux résultats obtenus par la modélisation avec logiciel Geo5 on peut tirer les points suivants :

- Les fiches les plus longues sont celles déterminées par la méthode encastree au pied et les plus courtes sont celles déterminées par la méthode simplement butée.
- La fiche est d'autant plus courte que le moment est élevé pour le cas palplanche simplement butée est vis versa.
- La fiche est d'autant plus longue que le moment est minimal pour le cas palplanche encastree est vis versa.
- Les valeurs des moments des fiches maximums sont obtenues lorsque la palplanche est encastree et la theorie appliquée est Rankin.
- La théorie de coulomb donne des moments moins élevé que la théorie de Rankin.
- La théorie de Rankin donne des moments surestimés ce qui démontre que la méthode la plus économique à déterminer les profils des palplanches et la théorie de coulomb.
- La méthode simplement butée donne des fiches minimales pour l'ensemble des théories des pressions des terres déterminées analytiquement ou par logiciel Geo5 par contre elle donne des valeurs maximales des moments ce qui justifie le choix de profilé de palplanche lourds.
- Le logiciel Geo5 donne des moments et des fiches minimales par rapport au calcul paramétriques.
- Les résultats obtenues par logiciel Geo5 « Sheetting design » en terme de moment et fiche sont minimal par rapport au calcul analytique classique ce qui lui rend fiable de son utilisation lors de pré-dimensionnement des palplanches.
- Les résultats obtenues affirme la méthode de Blum qui suppose un encastrement et donc des fiches plus longues. En pratique, elle fournit en effet des valeurs de fiches plus importantes que dans le cas du rideau simplement buté, mais avec des valeurs de moments maximums moins importantes, ce qui se traduit par des profils métalliques plus légers.

Conclusion Générale

La conception et le pré-dimensionnement d'un ouvrage de soutènement « murs de soutènements, rideaux de palplanches,..... » est une étape très importante, avant toute exécution des travaux de génie civil ou des travaux publics.

Dans ce travail on a définis différents types d'ouvrages de soutènements. Ces ouvrages se différencient les uns des autres essentiellement par leurs morphologies, leurs modes de fonctionnement, les matériaux qui les constituent, leurs modes d'exécution, et leurs domaines d'emplois privilégié. Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages. Les rideaux de palplanches constituent une importante catégorie d'ouvrages de soutènement.

La palplanche est souvent définie comme un profilé métallique mais elle ne désigne pas seulement le profilé acier mais bien un profilé de section spécifique fait dans divers matériaux

Un rideau de palplanche assure la stabilité des parois d'une fouille ou d'un remblai, car sur sa face côté amont s'applique la poussée des terres équilibrée par la réaction du sol au-dessous du fond de fouille du côté aval et par la traction dans le tirant si le rideau est ancré en tête.

La distribution des contraintes de poussée sur le rideau dépend de la nature du sol, de sa stratification. La base du calcul d'un rideau de palplanches fait appel à des notions de poussées et butées on utilisant deux théoriques de calcul des pressions des terres «Rankin, Coulomb, caquot,.. ».

Deux méthodes sont couramment utilisées pour le calcul des rideaux, l'une suppose le rideau simplement buté en pied, l'autre considère le rideau complètement encastré.

Le but de l'utilisation de ces méthodes c'est de dimensionner un rideau de palplanches par la détermination de la longueur de fichage dans le sol, dimensionner un tirant et la force à appliquer et choisir un profil métallique de palplanche.

On a dimensionné à l'aide du logiciel Geu5 le meme profil type calculé analytiquement et cela par différents théories de calcul des pressins des terres qui sont disponibles sur le programme sheeting design « Rankin ,Coulomb , Muller, Caquot » ainsi que les méthodes de calcul des rideaux « simplement buté ou encastré en pied »

A partir de l'étude paramétrique faite avec les deux théories « Rankin et Coulomb » et en la comparant aux résultats de la modélisation par logiciel Geo5, on a pu tirer les résultats suivants :

- Les fiches les plus longues sont celles déterminées par la méthode encastrée au pied et les plus courtes sont celles déterminées par la méthode simplement butée.
- Les valeurs des moments et les fiches maximums sont obtenues lorsque la palplanche est encastrée et la théorie appliquée est de Rankin.
- La théorie de coulomb donne des moments moins élevé que la théorie de Rankin.
- La théorie de Rankin donne des moments surestimés ce qui démontre que la méthode la plus économique à déterminer les profils des palplanches et la théorie de coulomb.
- La méthode simplement butée donne des fiches minimales pour l'ensemble des théories des pressions des terres déterminées analytiquement ou par logiciel Geo5 par contre elle donne des valeurs maximales des moments ce qui justifie le choix de profilé de palplanche lourds.
- Le logiciel Geo5 donne des moments et des fiches minimales par rapport au calcul paramétriques.
- Les résultats obtenues par logiciel Geo5 « Sheeting design » en terme de moment et fiche sont minimal par rapport au calcul analytique classique ce qui lui rend fiable lors de pré-dimensionnement des rideaux.

- Les résultats obtenues affirment la méthode de Blum qui suppose un encastrement et donc des fiches plus longues. En pratique, elle fournit en effet des valeurs de fiches plus importantes que dans le cas du rideau simplement buté, mais avec des valeurs de moments maximums moins importantes, ce qui se traduit par des profils métalliques plus légers.

Sheeting structure design

Input data

Project

Date : 20/05/2015

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Sol1		30.00	0.00	20.00	10.00	
2	Sol2		25.00	10.00	19.00	9.00	

Soil parameters

Sol1

Unit weight : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Active friction angle : $\delta_{act} = 0,00^\circ$
 Passive friction angle : $\delta_{pas} = 0,00^\circ$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Sol2

Unit weight : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 25,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Active friction angle : $\delta_{act} = 0,00^\circ$
 Passive friction angle : $\delta_{pas} = 0,00^\circ$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	3.00	Sol1	
2	-	Sol2	

Geometry of structure

Soil in front of wall is excavated to a depth of 5.00 m.

Ditch bottom surcharge = 10.00 kPa

Input anchors

Annexe

No.	New anchor	Depth z [m]	Length l [m]	Root l _k [m]	Slope α [°]	Spacing b [m]	Force F [kN]
1	YES	1.20	6.00	3.00	10.00	1.00	58.43

Terrain profile

5.00	-19.19	-52.10	-0.00
5.36	-33.16	-42.68	17.21
5.72	-47.13	-28.23	30.12
6.08	-61.10	-8.75	36.93
6.44	-75.07	15.75	35.82
6.80	-89.04	45.29	24.99
7.16	-103.00	79.85	2.61
7.52	-116.97	119.44	-33.10

Analysis settings

Active earth pressure calculation - Caquot-Kerisel

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

Analysis carried out according to theory of limit states with reduction of input parameters.

Coeff. of reduction of internal frict. angle	$\gamma_{m\phi} = 1.00$
Coeff. of reduction of cohesion	$\gamma_{mc} = 1.00$
Coefficient of reduction of Poisson's ratio	$\gamma_{mv} = 1.00$
Reduction coeff. of spec. weight behind construction	$\gamma_{m\gamma} = 1.00$

Verification No. 1

Design of anchored sheeting wall hinged at heel

Coeff. of reduction of passive pressure = 1.00

Minimum dimensioning pressure was not considered when computing the active pressure.

Computed depth of the zero-value point u = 0.00 m

Max. value of shear force	= 51.81 kN/m
Max. value of moment	= 58.69 kNm/m
Required depth of structure in soil	= 1.10 M
Overall length of structure	= 6.10 M

Anchor forces

No.	Depth z [m]	Anchor force [kN]
1	1.20	66.12

Distribution of pressure and internal forces along the structure

Depth [m]	Total Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	6.93	0.00	0.00
0.30	9.01	-2.39	0.34
0.60	11.09	-5.41	1.50
0.90	13.17	-9.04	3.65
1.20	15.25	-13.30	6.99
1.20	15.25	51.81	6.99

Depth [m]	Total Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
1.50	17.32	46.92	-7.84
1.80	19.40	41.41	-21.11
2.10	21.48	35.28	-32.63
2.40	23.56	28.53	-42.21
2.70	25.64	21.15	-49.68
3.00	27.72	13.14	-54.84
3.00	20.86	13.14	-54.84
3.29	23.14	6.86	-57.71
3.57	25.42	-0.08	-58.69
3.86	27.70	-7.67	-57.60
4.14	29.98	-15.91	-54.25
4.43	32.26	-24.80	-48.45
4.71	34.54	-34.34	-40.02
5.00	30.02	-41.53	-20.77
5.00	-19.19	-44.53	-28.77
5.27	-29.85	-37.79	-17.39
5.55	-40.52	-28.13	-8.27
5.82	-51.10	-15.53	-2.20
6.10	-61.84	0.00	0.00

Verification No. 2

Design of anchored sheeting wall fixed at heel

Coeff. of reduction of passive pressure = 1.00

Minimum dimensioning pressure was not considered when computing the active pressure.

Computed depth of the zero-value point $u = 0.00$ m

Max. value of shear force = 119.44 kN/m
 Max. value of moment = 41.69 kNm/m
 Required depth of structure in soil = 3.89 M
 Overall length of structure = 8.89 M

Anchor forces

No.	Depth z [m]	Anchor force [kN]
1	1.20	58.43

Distribution of pressure and internal forces along the structure

Depth [m]	Total Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	6.93	-0.00	-0.00
0.40	9.70	-3.33	0.63
0.80	12.47	-7.76	2.81
1.20	15.25	-13.30	6.99
1.20	15.25	44.24	6.99

Annexe

Depth [m]	Total Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
1.56	17.74	38.30	-7.90
1.92	20.23	31.47	-20.48
2.28	22.73	23.73	-30.45
2.64	25.22	15.10	-37.46
3.00	27.72	5.57	-41.21
3.00	20.86	5.57	-41.21
3.40	24.05	-3.41	-41.69
3.80	27.24	-13.67	-38.31
4.20	30.43	-25.20	-30.58
4.60	33.63	-38.01	-17.98
5.00	36.82	-52.10	-0.00
5.00	-19.19	-52.10	-0.00
5.36	33.16	42.68	17.21
5.72	-47.13	-28.23	30.12
6.08	-61.10	-8.75	36.93
6.44	-75.07	15.75	35.82
6.80	-89.04	45.29	24.99
7.16	-103.00	79.85	2.61
7.52	-116.97	119.44	-33.10

	Page	
Figure I.1	Différents types d'ouvrages de soutènement	2
Figure I.1	Mur en Poids	3
Figure I.3	Murs préfabriqué	3
Figure I.4	Mur en béton armé	4
Figure I.5	Soutènement de rive en palplanches	4
Figure I.6	Etape de réalisation des parois moulées	5
Figure I.7	Voile ancré	5
Figure I.8	Poutres ancrées	6
Figure I.9	Paroi de pieux sécants	6
Figure I.10	Les parois berlinoises	7
Figure I.11	Mur en sol cloué	7
Figure I.12	Massif en remblai renforcé	8
Figure II.1	Les palplanches	11
Figure II.2	Les Serrures	11
Figure II.3	Domaines d'utilisations	12
Figure II.4	Système de raccord.	13
Figure II.5	La palplanche en PVC.	14
Figure II.6	La palplanche en fibre de verre	14
Figure II.7	La disposition des liernes dans un rideau de palplanches	16
Figure II.8	Les points d'ancrages	16
Figure II.9	Les poutres ancrées	17
Figure II.10	Schéma général d'un rideau de palplanches ancré en tête.	18
Figure II.11	Différents types de têtes d'ancrages	19
Figure II.12	Remblaiement sur un lit de tirants d'ancrage passifs	19
Figure II.13	Tête d'ancrage noyée dans une paroi en béton armé	20
Figure II.14	Tête d'ancrage avec capot de protection dépassant du parement	20
Figure II.15	Corps des tirants	21
Figure II.16	Tirant dont l'armature est scellée directement dans le sol	22
Figure II.17	Machine de battage	23
Figure II.18	Différents machines utilisées	23
Figure II.19	Exemple de casque de battage pour marteau hydraulique	24
Figure II.20	schéma de principe des résultantes engendrées par Une paire de massettes	25
Figure II.21	Préforage avany fonçage	25
Figure II.22	Mise en place des pallpanches par pression	26
Figure II.23	Les modes de rupture	28
Figure II.24	Les différents modes de rupture	29
Figure III.1	Déplacements nécessaires à la mobilisation des états limites de poussée et butée	30
Figure III.2	Modèle de Coulomb (translation)	31
Figure III.3	Convention de signe	31
Figure III.4	Méthode de Coulomb (surface libre et plan)	31
Figure III.5	Méthode de Coulomb (surface inclinée)	32
Figure III.6	Modèle de Rankine (rotation)	33
Figure III.7	Equilibres de Boussinesq et Rankine	36
Figure III.8	Equilibre de Rankin et Brandtl	38
Figure III.9	Principe de redistribution des pressions données par les règles EA	40
Figure III.10	Diagramme des pressions à considérer pour le dimensionnement des blindages des fouilles.	41

Figure IV.1	Efforts appliqués à un rideau travaillant en butée simple	44
Figure IV.2	Conditions de travail d'un rideau calculé en butée simple	44
Figure IV.3	Rideau non armé, efforts et déplacement.	45
Figure IV.4	Hypothèses admises pour le calcul d'un rideau non ancré.	45
Figure IV.5	Efforts pris en compte dans le calcul d'un rideau encastré, ancré en tête.	46
Figure IV.6	Calcul d'un rideau encastré, ancré en tête dans l'hypothèse où les points de flexion nulle et de contrainte résultante nulle sont confondus	47
Figure IV.7	Influence de la longueur de la fiche sur le moment et les déplacements dans l'écran de soutènement d'après Blum (1931), cité par Delattre (2001)	48
Figure IV.8	Résolution par la méthode de la poutre équivalente, adapté de Balay	48
Figure IV.9	Distribution idéalisée de la pression des terres, d'après Delattre (2001)	49
Figure IV.10	Diagramme de la distribution des contraintes passives et actives	52
Figure IV.11	Diagramme de la distribution des contraintes actives et passives « coulomb » méthode simplement butée	56
Figure IV.12	Diagramme des contraintes équivalentes 'méthode de Rankin'	60
Figure IV.13	Diagramme des contraintes équivalentes actives et passives 'méthode de coulomb'	64
Figure V.1	La boîte de dialogue "project"	68
Figure V.2	La boîte de dialogue "Méthodes d'analyse"	68
Figure V.3	La boîte de dialogue "Profil"	69
Figure V.4	Boîte de dialogue "sols"	69
Figure V.5	la boîte de dialogue "Assign"	70
Figure V.6	La boîte de dialogue " Geometry "	70
Figure V.7	La boîte de dialogue " Anchors "	71
Figure V.8	La boîte de dialogue "Terrain"	71
Figure V.9	La boîte de dialogue "Surcharge"	72
Figure V.10	La boîte de dialogue "Analysis"	72
Figure V.11	Le profil type étudié au moyen du programme sheeting design « Geo5 »	72
Figure V.12	Comparaisons entre les longueurs des fiches suivant le type d'encastrement de la palplanche et la théorie d'estimation des pressions des terres appliquées	79
Figure V.13	Comparaison entre les Moments maximal en travée obtenues pour différentes théories d'estimations des pressions des terres et types d'encastrement des rideaux	79
Figure V.14	Comparaison entre les efforts d'ancrage et les fiches obtenues pour différentes théories d'estimations des pressions des terres et types d'encastrement des rideaux.	80
Figure V.15	Comparaison entre les moments maximum et les fiches obtenues pour différentes théories d'estimations des pressions des terres et types d'encastrement des rideaux	80

Liste des tableaux

		Page
Tableau I.1	Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.....	9
Tableau II.1	Type de profils des palplanches.....	13
Tableau II.2	Caractéristiques des palplanches.....	15
Tableau III.1	Coefficient de Poussée.....	35
Tableau III.2	Exemple des tables de Caquot- Kérisel -Absi pour un MILIEU PESANT.....	38
Tableau III.3	K_{aq} et K_{pq} en fonction de φ', Ω, α et δ	39
Tableau IV.1	Les résultats pour le calcul de l'effort d'ancrage T et la fiche f....	60
Tableau IV.2	Les résultats des calculs pour la détermination de l'effort d'ancrage T et la fiche f.....	64
Tableau IV.3	Les résultats des efforts tranchants et deux moments et la fiche en simplement buté	67
Tableau IV.4	Les résultats des efforts tranchants et deux moments et la fiche en encastrement	67
Tableau V.1	Les résultats du calcul « fiche, effort d'ancrage, moment max » en fonction des différentes méthodes de calcul et théories d'estimation des pressions des terres pour $\delta_a=0$ $\delta_p=0$	77
Tableau V.2	Les résultats du calcul « fiche, effort d'ancrage, moment max » en fonction des différentes méthodes de calcul et théories d'estimation des pressions des terres pour $\delta_a=2/3\varphi$ $\delta_p=1/2\varphi$	78
Tableau V.3	Les résultats du calcul « fiche, effort d'ancrage, moment max fonction des différentes méthodes de calcul et théories d'estimation pressions des maintenues pour comparaison.....	78

Références bibliographiques

[1] Service d'études techniques des routes et autoroutes centre des ; Techniques d'Ouvrages d'Art-Cellule Équipement des ponts .
France , 1998

[2] Carrupt Mathias / Etudiant ETC 3 / 1700 Fribourg Parois berlinoises
Chantier : Le Frison Roche à Verbier 2011

[3] Ecole polytechnique federale de la usanne ,laboratoire mecanique des roches
,2000

[4] François Schlosser , Murs de soutènement , École Nationale des Ponts et
Chaussées ,

[5] Laboratoire central des ponts et chaussees,ist diffusion des éditions ,2003

[6] Sonja MARTEN , Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement II* –
Les approches empiriques et semi-empiriques, Laboratoire Central des Ponts et
Chaussée , RÉF. 4457 - PP. 31-51, 2003

[7] Salim- A , Corentin- C, Brian –V , Adrien –M , SYNTHÈSE
SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE , École d'ingénieur du groupe ei.CESI , 2011

[8] Ecole nationale des travaux publics de l'état ,rideaux de palplanches , 2007

[9] Costet J. & Sanglerat G. : Cours pratique de mécanique des sols. Troisième
édition du Tome 2. Dunod, 1982.

[10] SETRA , les ouvrages de soutènements, Guide de conception générale,1998

[11] Costet Jean & Sanglérat Guy « Cours pratiques de mécanique des sols, Calculs des
ouvrages». Dunod, Paris, (1983)

[12] Luc DELATTRE Sonja MARTEN, Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement
II – Les approches empiriques et semi-empiriques, BULLETIN DES LABORATOIRES DES
PONTS ET CHAUSSÉES, 2003, pp. 244-245

[13] SETRA., "Les ouvrages de soutènement", Guide de Conception générale, (1998)
F9859.

[14] Berga, A. "Éléments de mécanique des sols", Centre Universitaire de Béchar
DIN 4085, Berechnung des Erddrucks, Deutsches Institut für Normung e, V, 1987.

[15](Recommandations CLOUTERRE ,1991) "pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. " Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 272 pages.

[16]H.JOSSEAUME, Méthode de calcul des rideaux de palplanches Etude bibliographique, Bull. Liaison Labo. P. et Ch. - 72 - juil.-août 1974.

[17]Schlosser F. « Eléments de mécanique des sols». Presses de l'ENPC, Paris,(1988)

[18]Costet Jean & Sanglerat Guy « Cours pratiques de mécanique des sols, Plasticité et calcul des tassements ». Dunod, Paris, (1983);

Neto graphique

https://www.google.fr/?gws_rd=ssl#q=les+ouvrages+de+soutenement++guide++de+conception+g%C3%A9n%C3%A9rale

https://www.google.fr/?gws_rd=ssl#q=ENS+-060216-FR-VL-TFI-PPT-paroi+-berlinoise

https://www.google.fr/?gws_rd=ssl#q=ENS+-060216-FR-VL-TFI-PPT-paroi+-clouees

https://www.google.fr/?gws_rd=ssl#q=c+244

https://www.google.fr/?gws_rd=ssl#q=Guide+technique+-LCPC-SOUTPAL

https://www.google.fr/?gws_rd=ssl#q=BLPC+244-245+pp+31-51+Delattre

https://www.google.fr/?gws_rd=ssl#q=Definir+-soutenement

https://www.google.fr/?gws_rd=ssl#q=rideaux+de+palplanches

