

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 8 Mai 1945 Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de : Génie Civil & Hydraulique
Spécialité : Génie Civil
Option : Géotechnique

Présenté par :

BOUCHAIR MOHAMMED AYMEN

**Thème : COMPORTEMENT MÉCANIQUE D'UN MUR
DE SOUTÈNEMENT ANCRÉ REMBLAYÉ D'UN
MÉLANGE DE SABLE ET DÉCHETS RECYCLÉS**

Sous la direction de : Dr ; BENAMARA Fatima Zohra

Juin 2023

Remerciements

Avant tout, je remercie DIEU tout puissant qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études. Je voudrais aussi présenter mes remerciements à mon encadreur « Benamara Fatima Zohra », d'avoir accepté de diriger ce travail et de m'avoir orienté par ses conseils judicieux et aussi pour son aide précieuse dans le but de mener à bien ce travail. Mes vifs remerciements vont également aux membres de jury qui ont accepté d'évaluer ce mémoire, de me faire part de leurs remarques pertinentes qui me permettront d'enrichir ce travail et m'ouvriront sans nul doute de nouvelles pistes Je tiens à remercier aussi : Le corps d'enseignants et les étudiants du département de Génie civil et hydraulique de l'Université 8 mai 1945 Guelma. Enfin, j'adresse mes sincères remerciements à tous mes proches et amis qui m'ont soutenu et encouragé avec leur générosité naturelle mais combien précieuse tout au long de nos belles années universitaires et particulièrement durant la réalisation de ce mémoire. A toutes et à tous, je voudrais dire

Merci.

Dédicaces

*A ma Chère Mère A mon Père Dont le mérite, les sacrifices et
les qualités humaines m'ont permis de vivre ce jour. A mon Frère
et ma sœur .*

A tous les gens m'aiment

(Aymen)

Résumé

Les matériaux de remblai idéaux sont la pierre granulaire, le gravier, le sable propre avec un petit pourcentage de fines; un tel matériau est durable, solide et s'écoule librement. En raison de l'épuisement des matériaux naturels disponibles, des déchets industriels (copeaux de pneus usager) et naturelle (fibres) vont être mélangés au sable pour former un remblai renforcé qui peut être appliqué comme remblais pour les murs ancrés stabilisés mécaniquement et culées de pont. Dans le but d'étudier les effets de l'ajout de ces matériaux en différents pourcentages sur le remblai d'un écran de soutènement ancré par des plaques d'ancrages, une analyse numérique par éléments finis est effectuée sur l'ensemble (remblai + mur + plaques d'ancrage). Les résultats obtenus seront comparés et interprétés.

Mots clés : remblai, matériaux recyclés, plaques d'ancrages, mur de quai, modélisation .

Abstract

The ideal backfill materials are granular stone, gravel, clean sand with a small percentage of fines. Such material is durable, strong, and allows for free flow. Due to the depletion of available natural materials, industrial waste (used tire chips) and natural fibers will be mixed with the sand to form a reinforced backfill that can be applied as fill for mechanically stabilized earth walls and bridge abutments. In order to study the effects of adding these materials in different percentages to the backfill of an anchored retaining wall using anchor plates, a finite element numerical analysis is performed on the entire system (backfill + wall + anchor plates). The obtained results will be compared and interpreted.

Keywords: backfill, recycled materials, anchor plates, quay wall, modeling.

المخلص

المواد المثلى للتسوية هي الحصى الحبيبي، الحصى، الرمل النظيف مع نسبة صغيرة من الرواسب؛ هذه المادة متينة وقوية وتتدفق بحرية. نظرًا لاستنفاد المواد الطبيعية المتاحة، سيتم خلط النفايات الصناعية (رقائق إطارات مستعملة) والمواد الطبيعية (ألياف) بالرمل لتكوين تسوية معززة يمكن استخدامها كتسويات للجدران المشدودة ميكانيكيًا وأعمدة الجسور. بهدف دراسة تأثير إضافة هذه المواد بنسب مختلفة إلى جدار الاسناد المشدود بواسطة ألواح التثبيت، يتم إجراء تحليل رقمي باستخدام العناصر المحدودة على النظام الكلي (التسوية + الجدار + ألواح التثبيت). سنقوم بمقارنة وتفسير النتائج المحصلة .

الكلمات المفتاحية : التسوية، المواد المعاد تدويرها، ألواح التثبيت، جدار الاسناد، نمذجة

SOMMAIRE

	Page
Remerciement	1
Dédicaces	2
Résumé	3
Abstract	4
ملخص	5
Sommaire	6
Introduction générale	11
Chapitre I Techniques de soutènement et de stabilisations des sols	
I.1 Introduction	13
I.2 Techniques de soutènement	13
I. 2.1 Les murs poids	13
I.2.2 Les murs en béton armé	14
I.2.3 Mur en terre armé	15
I.2.4 Paroi moulée	15
I.2.5 Paroi ancrée	16
I.2.6 Rideaux de palplanches	17
I.2.7 Paroi clouée	17
I.2.8 Paroi berlinoise	18
I.2.9 Les voiles et poutres ancrées	18
I.2.10 Les murs de quais	19
I.2.11 Paroi en pneus Sols	20
I.3 Techniques de stabilisations des sols	21
I.3.1 Techniques de stabilisations Mécaniques	21
I.3.1.1 Colonnes ballastées	21
I.3.1.2 Jet-grouting	22
I.3.1.3 Les micro-pieux	23
I.3.1.4 Stabilisation par compactage dynamique	24
I.4 Stabilisation chimique des sols argileux	
I.4.1 Stabilisation à la chaux	25
I.4.2 Stabilisation par ciment	25
I.5 Renforcement des sols par des fibres	26
I.5.1 Effets des fibres sur le comportement des sols	26
I.5.2 Effets des fibres sur le comportement des sols argileux	27

I.6 Conclusion	28
Références bibliographiques du premier chapitre	29
Chapitre II Les caractéristiques des différents remblais	
II.1 Introduction	32
II.2 Les type de remblais	32
II.2.1 Les remblais de grande hauteur	32
II.2.2 Les remblais courants	33
II.2.3 Les remblais contigus aux ouvrages	33
II.2.4 Les remblais digue	34
II.2.5 Les merlons phonique	35
II.2.6 Les remblais ferroviaire	35
II.2.7 Les remblais dépôts	32
II.2.8 Les remblais renforcés	36
II.3 Les matériaux utilisés dans le remblaiement	37
II.3.1 Les matériaux classiques	37
II.3.2 Les remblais allégés	37
II.3.2.1 Remblais évidés	37
II.3.2.2 Remblais en matériaux légers	38
II.3.2.3 Remblais en polystyrène	38
II.3.2.4 Remblais en NIDAPLAST RA	39
II.3.3 Remblais en matériaux recyclés	40
II.3.3.1 Remblais en sciure de bois	40
II.3.3.2 Le remblais pneusol	41
II.3.3.3 Remblai en copeaux de pneus	41
II.3.3.4 Remblais en matériaux issus de BTP	42
II.3.3.4.1 Déchet de céramique	42
II.3.3.4.2 Remblais en Béton recyclé	42
II.4 Ouvrages concernés par les remblais contigus	43
II.4.1 Le remblai contigu aux ouvrages de soutènement	43
II.4.2 Les remblais supports de fondation	44
II.6 Conclusion	45
Références Bibliographies de deuxième chapitre	46

Chapitre III Stabilité d'un écran de soutènement ancré au moyen de plaque d'ancrage

III.1 Introduction	48
III.2 Mur de quais ancré	48
III.2.1 Les tirant d'ancrages	49
III.2.2 Les type d'ancrages	49
III.2.2.1 Les tirants passifs	49
III.2.2.2 Les tirants actifs	50
III.3 Mode de rupture des murs ancrés	51
III.3.1 Rupture profonde	51
III.3.2 Rupture rotationnelle due à une profondeur insuffisante de la fiche	51
III.3.3 Rupture des éléments structurelle du système	51
III.4 La stabilité d'un mur de quais	53
III.4.1 Les efforts agissants sur le mur de quai	53
III.4.1.1 Efforts horizontaux	54
III.4.1.1.1 La poussé des terres	54
III.4.1.1.2 La pression hydrostatique	54
III.4.2.1.3 Les efforts sismiques	54
III.4.2.1 Efforts verticaux	55
III.4.2.1.1 Poids de l'ouvrage	55
III.5 Calcul de la stabilité d'un Ecran de soutiennent	55
III.5.1 Stabilité interne d'un écran de soutènement	55
III.5.1.1 Paroi ancré et simplement butée en pied	55
III.5.1.2 Paroi encastré ancré en tête	57
III.5.2 Méthodes classiques de calcul des blocs d'ancrage	59
III.5.2.1 L'évaluation de l'effort d'ancrage T_u	59
III.5.2.1.1 L'hypothèse de calcul	59
III.5.2.1.2 La résistance ultime du bloc d'ancrage	59
III.5.3 Méthode de calcul approchée de la résistance d'ancrage	60
III.5.3.1 Méthode de Teng	60
III.5.3.2 Méthode d'Ovesen Brinch Hansen	61
III.6 Ancrages doubles	62

III.7 Les effets de l'eau	62
III.8 Méthodes des éléments finis	63
III.9 Conclusion	64
Références bibliographique du troisième chapitre	65

Chapitre IV Etude numérique d'un mur de quai ancré par plaque d'ancrage

IV.1 Présentation du code PLAXIS	66
IV.2 Introduction	66
IV.2.1. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS	66
IV.2.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles	67
IV.2.2.1 Comportement élastoplastique	67
IV.2.2.2 Modèle élastique linéaire	69
IV.2.2.3 Modèle de Mohr-Coulomb	70
IV.3 Modélisation d'un mur de quai avec le remblai d'origine	75
IV.3.1 Introduction	75
IV.3.2 Présentation du mur de Quai du port de Calais	72
IV.3.3 Modélisation d'un mur de quai avec le remblai d'origine	76
IV.3.3.1 Conditions initiales	79
IV.3.3.2 Les phases de calcul	80
IV.3.3.3 Présentation des résultats du calcul	81
IV.3.3.4 Résultats du calcul pour le cas nappe au niveau 30.6 m	81
IV.3.3.5 Résultats du calcul pour le cas nappe au niveau 40 m	86
IV.3.3.6 Interprétation des résultats	88
IV.4. Modélisation d'un mur de quai avec un remblai (sable+ copeau de pneus TC/fibre de glass + polymère)	88
IV.4.1. Présentation des résultats de calcul pour le Cas remblai : (sable + copeau de pneus TC)	89

IV.4.2. Les résultats pour le cas remblai de sable + différents pourcentages (Tc) et surcharges avec nappe à 30,6 m	90
IV.4.3. Les résultats pour le cas remblai de sable + différents pourcentages (Tc) et surcharges avec nappe à 40 m	94
IV.5. Discussion des résultats	96
IV.5.1 Les résultats pour le cas remblai de sable + fibres de glass et polymère avec nappe 30,600	98
IV.5.2 Les résultats pour le cas remblai de sable + fibres de glass et polymère + surcharge avec nappe à 40 m	104
IV.6 Discussion des résultats	109
Référence bibliographie du quatrième chapitre	110
Conclusion générale	111
Liste des figures	113
Liste des tableaux	118

Introduction Générale

Introduction générale

La stabilisation des sols et les techniques de soutènement sont des éléments essentiels dans le domaine géotechnique et travaux public. Elles jouent un rôle crucial dans la réalisation de projets tels que les fondations de bâtiments, les infrastructures de transport, etc. Comprendre les principes et les méthodes liés à ces techniques est fondamental pour assurer la sécurité, la durabilité et la fiabilité des structures construites sur des sols souvent complexes et instables.

Les murs de soutènement ancrés par plaque d'ancrage sont une technique courante de construction utilisée pour stabiliser les talus ou les murs de soutènement. Ces murs utilisent des plaques d'ancrage, également appelées tirants d'ancrage, qui sont des barres métalliques ou des câbles en acier ancrés dans le sol derrière le mur.

Les matériaux recyclés tels que les granulats issus du recyclage du béton ou d'autres matériaux de construction peuvent être utilisés pour stabiliser les sols. Ces granulats peuvent être mélangés au sol pour améliorer sa résistance et sa capacité portante.

Les murs de quai ancrés, sont des structures utilisées pour stabiliser les quais et les berges le long des cours d'eau, des ports et des zones côtières. Ces murs sont conçus pour résister aux forces exercées par l'eau et les sols environnant, assurant ainsi la stabilité et la durabilité de la structure.

Les matériaux recyclés comme les fibres de pneus broyés ou les copeaux de bois peuvent également être ajoutés au sol pour renforcer sa stabilité et sa résistance à l'érosion. Ces matériaux peuvent être particulièrement utiles dans les zones sujettes aux glissements de terrain ou à l'érosion des berges.

Ce mémoire est composé de quatre chapitres :

Le chapitre I est consacré à la présentation des techniques de soutènement et de stabilisation des sols. Nous avons présenté les différentes méthodes utilisées pour renforcer et stabiliser les sols dans le but de prévenir les mouvements de terrain, d'assurer la stabilité des talus, ou de maintenir l'intégrité des excavations.

Le chapitre II se porte sur les caractéristiques des différents remblais utilisés dans la construction. On a présenté les types de remblais couramment utilisés, tels que les matériaux granulaires, les sols cohérents, les matériaux recyclés, ainsi que les

considérations liées à leur sélection et à leur utilisation. Nous aborderons également les méthodes de compactage et de contrôle de la densité des remblais, qui sont des éléments clés pour garantir leur stabilité et leur performance à long terme.

Le chapitre III présente les principes fondamentaux de la conception et de l'analyse des écrans ancrés, en mettant l'accent sur les charges extérieures appliquées sur l'ouvrage de soutènement, les contraintes exercées sur les ancrages, ainsi que les méthodes de calcul.

Le chapitre IV est une étude numérique réalisée au moyen du logiciel Plaxis 8.6 sur un mur de quai ancré remblayé par deux types de m (sable + copeaux de pneus (TC)) et un mélange de (sable + fibre de glass + polymère) à différents pourcentage. Les résultats obtenus sont comparés et interprétés . Ce travail est achevé par une conclusion générale .

CHAPITRE I

I.1 Introduction

La réalisation des ouvrages de soutènement constitue une solution de plus en plus utilisée. Ceci est dû, entre autres, au développement des méthodes de calcul qui permettent de prédire le comportement structural prenant en compte le processus de construction et les interactions entre les différents éléments (mur, éléments d'appui et terrain).

Il en existe une grande variété d'ouvrages de soutènements 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. [31]. La stabilisation des sols est le procédé idéal pour obtenir des sols portants de qualité, et les préparer pour les chantiers de construction routière ou de construction. L'incorporation ciblée de liants permet par exemple d'abaisser la teneur en humidité d'un sol, étape indispensable avant tout traitement ultérieur. Par rapport au remplacement complet du sol, la stabilisation est une méthode rentable respectueuse des ressources.

Un ouvrage de soutènement permet de contenir la pression des terres dans un espace défini et réduit. [16]

I.2 Techniques de soutènement

I.2.1 Murs poids

C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Ils peuvent être réalisés en béton non armé ou armé, en maçonnerie. Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués (blocs, caissons ou boîtes remplis de terre,...). Le mur poids supporte le poids de la masse de terre qui, en prenant du volume, crée une forte pression qu'il doit être en mesure de contenir. D'où l'intérêt du calcul du mur poids afin qu'il soit suffisamment épais et costaud pour opposer la poussée de terres. En général, cette poussée est très forte à la base de la butée et moins compressant au fur et à mesure que l'on remonte vers les hauteurs. C'est un mur de soutènement dont la stabilité est assurée par son propre poids. (Fig. I.1) . [17]

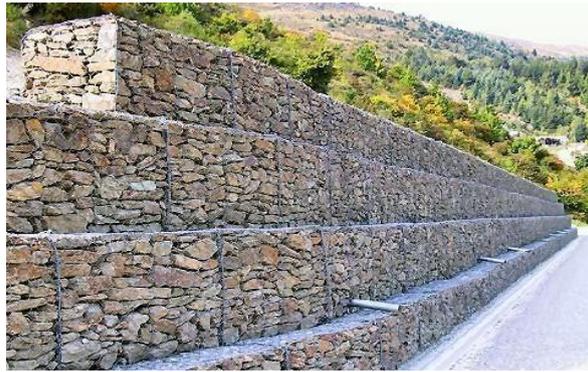


Figure I.1 Mur poids en pierre sèche

I.2.2 Murs en béton armé

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilevers, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré dans une semelle de fondation, en béton armé également. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. Quand les conditions de sol l'exigent. Les murs en béton armé sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai, même si l'exécution d'ouvrages en déblai peut nécessiter toutefois des emprises importantes ou la réalisation d'ouvrages de soutènement provisoires. Ils s'avèrent souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6 à 8 mètres, voire une dizaine de mètres. Ils sont plus rarement employés pour de fortes hauteurs, pour des raisons économiques ou d'emprise, bien que leur réalisation soit, en principe, tout à fait possible si les conditions de fondation s'y prêtent. (Fig I.2) . [18]

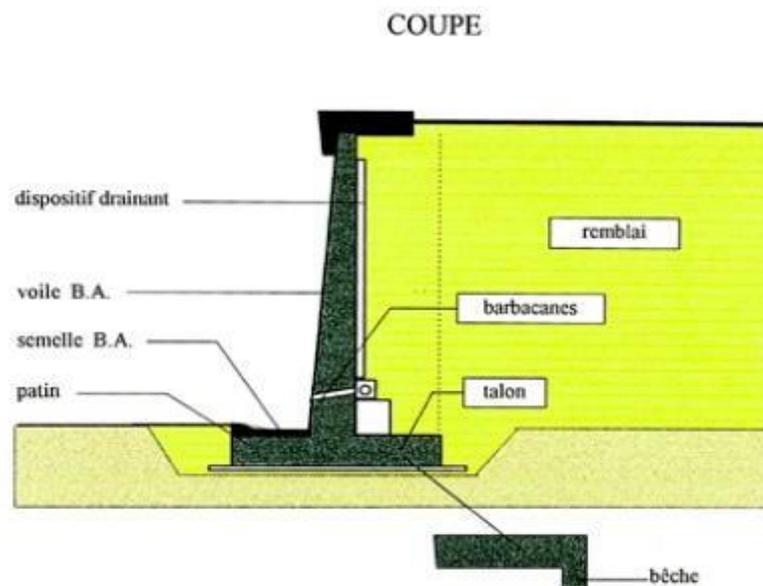


Figure I.2 Mur en béton armé

I.2.3 Mur en terre armé

Il est constitué d'un remblai granulaire, de renforcements disposés horizontalement et d'un parement formé d'écailles en béton qui n'ont qu'un rôle local de confinement du terrain entre les armatures. Le remblai est mis en place par couches horizontales successives entre lesquelles sont disposées des armatures métalliques liaisonnées aux écailles en béton. Pour un terre-plein horizontal, la largeur du mur est de l'ordre de 0,7 fois la hauteur. Le concept d'ouvrages en remblai armé a été décliné également avec d'autres types de matériaux et de renforcements, mais tous les procédés sont constitués d'un remblai, d'éléments de renforcement et d'un parement. Pour la plupart des procédés, la stabilité du mur est assurée par une interaction de frottement latéral entre le renforcement et le remblai. [19] (Fig. I.3)



Figure I.3 Mur en terre armé

I.2.4 Paroi moulée

Une paroi moulée est un mur en béton armé creusé et coulé à même le sol. Pour l'exécution de la paroi, on creuse une tranchée par panneaux adjacents réalisée à la profondeur et avec l'épaisseur voulue. La tenue des parois de forage se fait grâce à un fluide de stabilisation à base de boues benthonique ou à base de boues polymères. Les panneaux sont équipés d'une cage d'armatures permettant la reprise des efforts. Le fluide de stabilisation est ensuite traité pour permettre un bétonnage de qualité. Le bétonnage se déroule au tube plongeur (Fig I.4) [20]

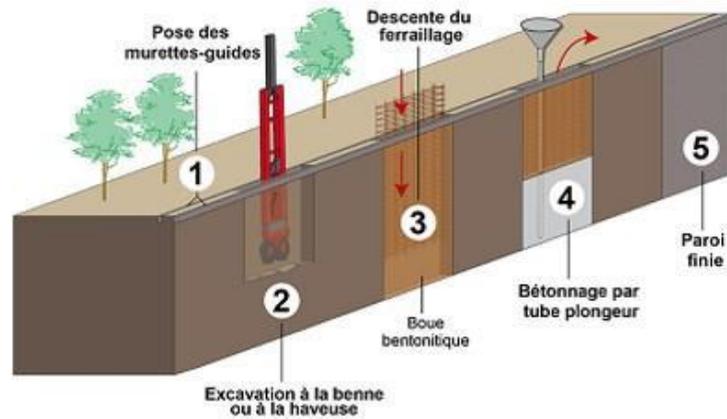


Figure I.4 Réalisation d'une paroi moulée

I.2.5 Paroi ancrée

Souvent employé pour le soubassement d'une fondation ou dans les chantiers d'excavation, la paroi ancrée ou rideau ancré est un mode de soutènement qui résiste aux très fortes pressions. En effet, cette paroi est dotée de pieux ou de tubes emboîtés ou liés à l'aide du mortier, puis soutenus par un ancrage en acier. Ce tirant d'ancrage va l'accrocher à un corps mort et dense tel qu'un gros rocher ou un bloc de béton enterré, décalé plus en arrière pour renforcer son inertie. Sa stabilité dépendra alors de la compacité du sol dans lequel le corps mort est logé. [21]

Le choix d'un mur en paroi ancrée est très avantageux, car il n'exige pas beaucoup de matériaux ; en revanche sa mise en œuvre demande l'utilisation de nombreuses machines. L'emploi de tirants encastrés dans le massif de sol à retenir et venant trouver appui sur la paroi permet de limiter les déplacements. On parle dans ce cas de paroi ancrée. L'usage de plusieurs tirants est possible comme le montre la (Fig I.5) [22]



Figure I.5 Paroi ancrée

I.2.6 Rideaux de palplanches

Les profilés de palplanche sont employés pour la réalisation de constructions de soutènement telles que les murs de quai, travaux portuaires, écluses, estacades de guidage et protections des berges de rivières et de canaux. Ils ont également largement employés pour les puits de fondation tant sur la terre ferme que dans l'eau, les batardeaux ainsi que les constructions souterraines en général. (Fig I.6) [23]

Les palplanches peuvent être construites en plusieurs types de matériaux (acier, aluminium, bois, béton armé, PVC etc.).



Figure I.6 Paroi en palplanche

I.2.7 Paroi clouée

C'est une technique de renforcement des sols in-situ à l'aide de barres passives, soit scellées dans des bous de forage, soit simplement battues dans le sol. Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres sont généralement horizontales et l'effort principal est la traction. Au contraire, quand cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres sont généralement verticales et les efforts principaux sont la flexion et le cisaillement (Fig I.7) . [7]



Figure I.7 Paroi clouée

I.2.8 Paroi berlinoise

La paroi berlinoise est un procédé de soutènement, provisoire ou définitif, formé d'éléments offrant une résistance verticale. Économique et rapide à mettre en œuvre, elle répond à des besoins spécifiques [18]. Une paroi Berlinoise est un soutènement composé de profilés verticaux (Fig. I.9) mis en œuvre 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, ...). (Fig I.8) [25]



Figure I.8 Paroi Berlinoise

I.2.9 Les voiles et poutres ancrés

Les voiles ancrés 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. ils sont constitués d'un voile en béton armé présentant un fruit et ancré par deux ou plusieurs lits de tirants d'ancrage précontraints. Le voile peut être coulé en place par tranches, lorsque la hauteur le justifie. Celles-ci peuvent être situées dans un même plan ou dans des plans décalés vers l'aval (ouvrage disposé en gradins). Les voiles ancrés n'étant pas conçus 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. (Fig I.9). [2]

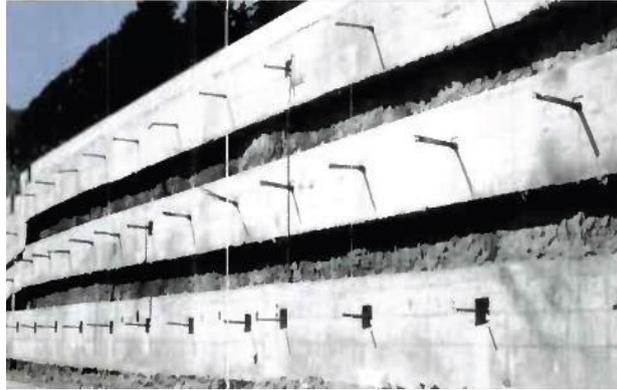


Figure I.9 Les voiles et poutres ancrés

I.2.10 Les murs de quais

La construction des structures des quais portuaires, de fronts de mer, de rivières ou de lacs, de jetées, d'îles artificielles, etc. implique généralement une structure de confinement et un remplissage ou remblai sur l'arrière. La structure du quai peut être classée comme un quai-poids ou un quai à écran en fonction de ses caractéristiques et de son fonctionnement statique. Dans les quais à écran, le confinement latéral du terrain qui supporte la superstructure du quai est obtenu au moyen d'une paroi moulée constituée d'un rideau de palplanches (métalliques ou en béton) ou d'un écran continu en béton qui transmet les charges au terrain naturel grâce à l'encastrement dans celui-ci, qui normalement est intégré avec un système d'ancrage à sa face arrière. (Fig I.10)

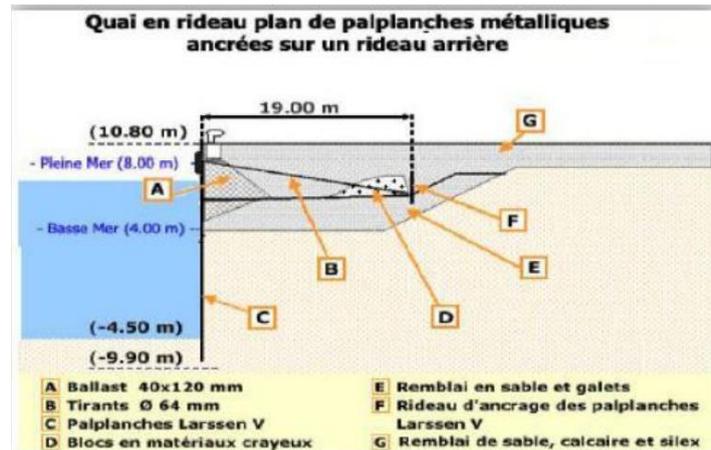


Figure I.10 Quai en rideau de palplanches

Dans un quai-poids, le mur de soutènement (mur de quai) repose sur un banc de fondation et a un poids suffisant pour supporter les poussées du remblai.

L'utilisation d'un remblai ou remplissage léger et drainant sur l'arrière du mur de quai présente de nombreux avantages par rapport aux matériaux de remblai conventionnels, particulièrement évidents dans les quais à écran (palplanches, etc.) et dans l'extension ou élargissement des quais existants. (Fig I.11) [26]

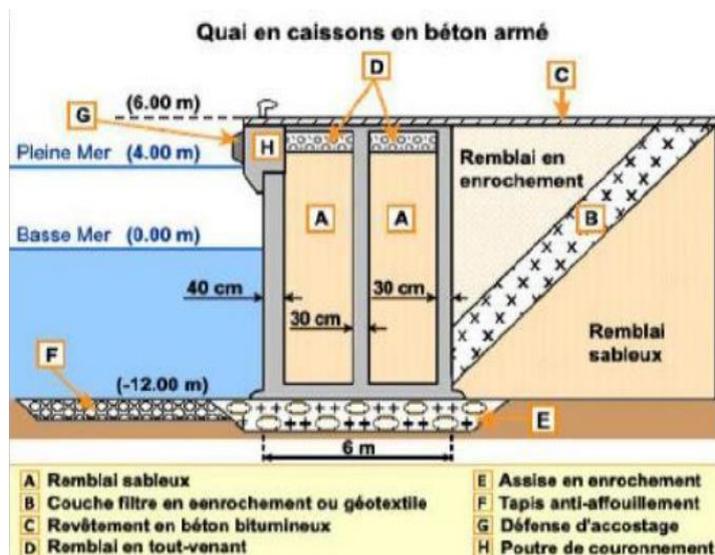


Figure I. 11 Quai en caissons en béton armé

I.2.11 Paroi en pneus Sols

Le Pneusol est formé par l'association de pneus usagés non rechapables (poids lourds ou tourisme) entiers, partiellement découpés (enlèvement d'un flanc), ou totalement découpés (deux flancs et une bande de roulement) et de sols pulvérulents, cohérents ou déchets. Les

éléments de pneus, sont utilisés comme renforts du massif de sol [22] . La technique pneu sol est caractérisée une souplesse d'adaptation permettant de supporter des tassements différentiels important et une meilleure répartition des efforts dans la masse du matériau et sur les fondations. (Fig I.12) [14]



Figure I.12 Paroi pneus sols

I.3 Techniques de stabilisations des sols

I.3.1 Techniques de stabilisations Mécaniques

I.3.1.1 Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par renforcement du sol et compactés par passes successive. Ces colonnes ne comportent aucun liant sur toute leur profondeur. Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée. Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

Le procédé est adapté pour traiter les sols présentant des caractéristiques mécaniques faibles à très faibles (sables limoneux, argiles, limons, remblais hétérogènes...), mais doit être exclu dans les sols présentant un caractère évolutif (matériaux organiques, tourbes...) dans lesquels l'étreinte latérale autour des colonnes n'est pas garantie à long terme.

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométrie contrôlée et doivent être les plus homogènes possibles (graves naturelles, roulées ou concassées) (Fig I.13). [27]

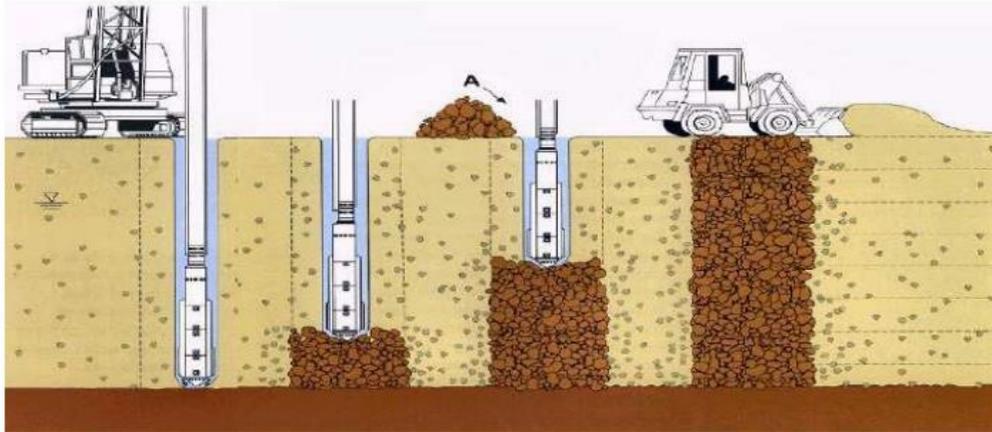


Figure 1.13 Technique de réalisation des colonnes ballastées

I.3.1.2 Jet-grouting

Le procédé jet grouting consiste à découper un sol en profondeur dans un forage à l'aide d'un jet de fluide(s) et à mélanger le sol érodé avec un coulis autodurcissant pour former des colonnes et autres structures dans le terrain. Grâce à sa puissance élevée, le jet permet de structurer le sol en place par érosion sur une certaine distance, fonction de la nature du sol et de sa compacité. Une partie de ce sol est alors substituée par le coulis de ciment apporté par le jet. Cette substitution plus ou moins importante du sol en place dépend de la technique utilisée et de l'objectif à atteindre. Le procédé s'applique à tous les terrains meubles ou au rocher tendre, principalement en consolidation et sous certaines conditions en étanchéité : reprise en sous-œuvre de bâtiments, coupure étanche de barrage, soutènement de fouille, voûte parapluie pour tunnel avec consolidation éventuelle en piedroits, voile de consolidation pour des quais etc (Fig I.14). [28]

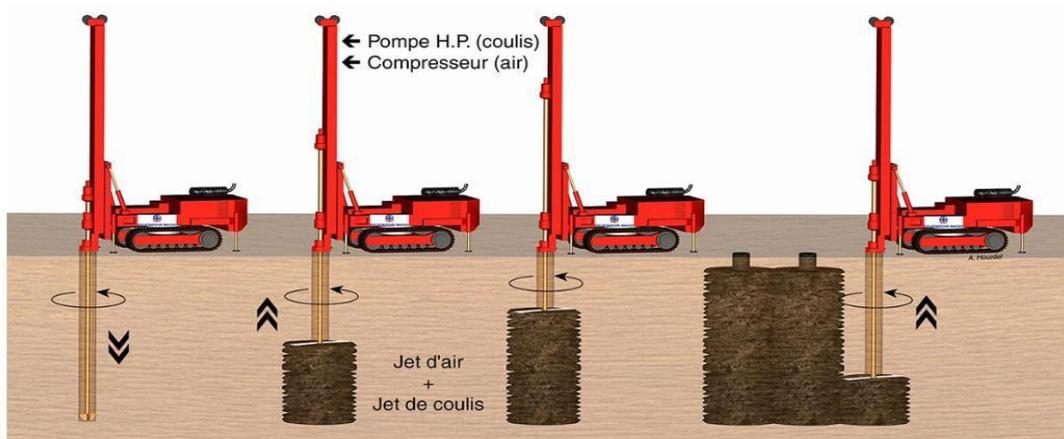


Figure 1.14 Renforcement de sol par jet-grouting.

I.3.1.3 Les micro-pieux

Cette technique consiste à mettre en place dans le sol de petits pieux injectés. Chaque pieu est constitué d'une barre ou d'un tube de quelques centimètres de diamètre entouré de coulis sur toute sa longueur. Le diamètre total est d'environ 10 à 15 cm. Cette technique est utilisée, principalement dans les sols de fondation, mais elle a aussi d'intéressantes applications pour la stabilisation des pentes, les ouvrages de soutènement et les reprises en sous-oeuvre. Il s'agit d'inclusions plutôt rigides dans lesquelles les efforts mobilisés dépendent essentiellement de l'effet de structure du groupe de pieux. Les efforts principaux sont la traction et la compression. (Fig I.15) [29]



Figure I.15 Les micro-pieux

I.3.1.3 Géo synthétique

Les géosynthétiques sont des tissus dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique. Le renforcement par inclusions géosynthétiques est un procédé utilisé pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols.

Les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou. (Fig I.16) [30]

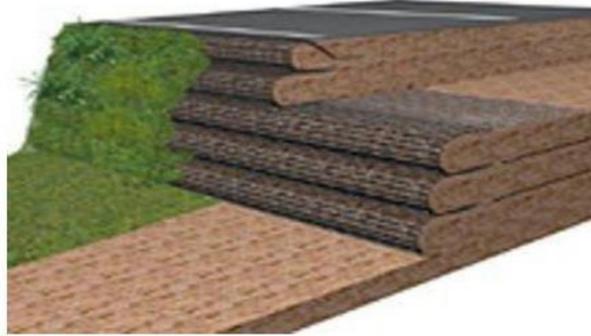


Figure I.16 Renforcement avec géosynthétique

I.3.1.4 Stabilisation par compactage dynamique

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques (apport d'énergie mécanique), qui conduisent à accroître la densité d'un sol. En faisant, la texture du sol est resserrée ce qui réduit les déformations et les tassements et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité portante. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodromes. Le compactage dynamique est une méthode utilisée pour augmenter la densité d'un sol la plupart du temps à dominante granulaire. Le processus consiste à laisser tomber une masse de plusieurs tonnes ou dizaines de tonnes à plusieurs reprises sur le sol en respectant un maillage régulièrement espacés. La densification mécanique du sol peut entraîner la modification de la granulométrie, la teneur en eau, réduction ou élimination des risques de tassement, augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus, amélioration de la capacité portante et limitation des variations de volume causées par gel, gonflement et retrait. (Fig I.16) [8]



Figure I.17 Compactage dynamique

I.4 Stabilisation chimique des sols argileux

I.4.1 Stabilisation à la chaux

L'ajout de chaux provoque rapidement, en quelques minutes, la floculation des argiles. Cette action entraîne une amélioration de la consistance qui se traduit par une augmentation de la limite de plasticité s'accompagnant ou non d'une augmentation de la limite de liquidité. Cette évolution provoque un déplacement du domaine de plasticité vers des teneurs en eau plus importantes. Le décalage de l'indice de plasticité est lié à la quantité de chaux utilisée. L'évolution de consistance favorise la granulation du sol lors du malaxage (Fig I.18) . [3]



Figure I.18 Stabilisation à la chaux

I.4.2 Stabilisation par ciment

Le ciment est un additif qui peut être utilisé pour la stabilisation du sol dont il augmente la résistance, limite le retrait, diminue la plasticité et réduit le potentiel des variations de volume. Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, auxquels il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel. La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui évolue encore au bout d'un an), mais elle est stoppée par le gel (Fig I.19). [14]



Figure I.19 Traitement par ciment

I.5 Renforcement des sols par des fibres

le renforcement des sols par des fibres est une technique utilisée pour améliorer la stabilité et la résistance des sols en incorporant des fibres synthétiques ou naturelles. Cette méthode offre de nombreux avantages dans divers domaines de construction, mais nécessite une planification et une mise en œuvre soignées pour obtenir des résultats optimaux.

I.5.1 Effets des fibres sur le comportement des sols sableux

L'effet de l'incorporation des fibres sur le comportement des sableux a été étudié par Meddahn and Merzoug (2017) [11] Les fibres ont été ajoutées au argile en différents dosages. Puisque le comportement des sols argile est fortement lié à la densité du sable et à la contrainte de confinement appliquée, chacun des pourcentages a été soumis aux trois contraintes normales (100, 200 et 400 kPa), et à deux niveaux de compacité (lâche et compacte). La démarche expérimentale entreprise dans cette étude consiste en l'étude de l'influence des fibres sur les propriétés mécaniques du sable. Les principaux résultats rapportés par les auteurs sont :

- Les déformations s'évaluent plus lentement en présence des fibres, ce qui signifie que son existence dans le sable réduit la cinétique de développement des déformations et rend la rupture plus ductile.
- La résistance au cisaillement et le déplacement maximal augmente avec l'augmentation du dosage en fibres.
- L'existence de la fibre dans le squelette granulaire empêche le déplacement relatif entre les grains créant ainsi un frottement supplémentaire. [11]

Gray et Ohashi (1983) [5] ont réalisé des essais de cisaillement direct sur un sable sec renforcé par des fibres synthétiques et végétales (roseaux et palmes), en variant plusieurs paramètres tels que : le pourcentage des fibres, l'orientation initiale des fibres et la densité du sable. Les

résultats de leurs essais ont montré que le renforcement du sol par les fibres augmente le pic de la résistance au cisaillement et limite les réductions de la résistance résiduelle. Gray et Al-Refeai. (1986) [6] ont effectué des essais triaxiaux sur un sable sec renforcé par des fibres végétales (roseaux) en variant la teneur en fibres dans la matrice du sol de (0,21 à 0,5 et 1%). Ils ont trouvé qu'en augmentant le pourcentage des fibres, il y a une amélioration de la résistance, une augmentation de la déformation axiale à la rupture et une diminution de la perte de la résistance résiduelle.

Bouazza (2020) [1] a fait une recherche sur l'évaluation des performances mécaniques d'un sol sableux (sable de Chlef) renforcé par des fibres de verre à différents pourcentages variant de 0% à 0.8%. Des essais de cisaillement rectiligne à la boîte ont été réalisés avec un mélange (sable/fibres de verre) pour deux états différents: lâche ($D_r = 20\%$) et dense ($D_r = 80\%$), à trois contraintes normales ($\sigma_n = 100, 200, \text{ et } 300\text{kPa}$). Il a constaté que l'ajout de fibres de verre améliore les caractéristiques mécaniques du sol ainsi que sa résistance au cisaillement jusqu'à 0.6%. L'augmentation de la teneur en fibres de verre améliore nettement le comportement au cisaillement et les caractéristiques mécaniques (augmentation de la cohésion et diminution de l'angle de frottement interne) du sable de Chlef.

I.5.2 Effets des fibres sur le comportement des sols argileux

Les sols argileux sont caractérisés par une limite de liquidité très élevée, une valeur supérieure à 60%. Ces matériaux sont soumis à des changements d'humidité très importants dus à la variation d'un climat instable. Ils sont répertoriés dans la catégorie des sols problématiques caractérisés par une faible résistance et subissant les phénomènes alternés de dessiccation et de gonflement.

L'influence des fibres sur les propriétés des sols compactés à usage de construction des routes a été étudiée par plusieurs auteurs. Santhi et al (2009) [13] ont réalisé des essais de compactage à l'optimum Proctor normal (OPN), sur une argile très plastique mélangée avec les fibres de sisal en variant leur longueur et leur pourcentage. Les auteurs ont trouvé que la teneur en eau optimale augmente par rapport au sol non traité et la densité sèche maximale diminuent lorsque la longueur et la teneur en fibres augmente.

Le même résultat est trouvé par Maity et al. (2011) [10] sur deux types de sable mélangés avec (0,5– 2%) des fibres de jute et de coir.

Rebiai DouniaMey (2020) [12] a fait une recherche sur Valorisation d'un déchet grignons d'olive dans la stabilisation des sols. Ils ont constaté qu'avec l'augmentation du pourcentage de grignons d'olive, l'indice de plasticité des sols traités diminue et les propriétés de résistance au

cisaillement augmentent. Pour ces paramètres géotechniques, l'ajout de 6% de grignons d'olive peut être considéré comme une valeur optimale. D'autre part, la densité sèche maximale la plus élevée et la valeur de teneur en eau optimale la plus basse ont été obtenues pour l'addition de 2% en poids de grignons d'olive.

I.6 Conclusion

L'étude des types de soutènement et des techniques de stabilisation est d'une importance capitale dans de nombreux domaines, tels que la construction, l'ingénierie civile et l'exploitation minière. Nous avons exploré plusieurs méthodes de soutènement, notamment les soutènements en béton, en acier, en bois et en combinaison de matériaux. Chaque type de soutènement présente ses avantages et ses limitations, et il est essentiel de prendre en compte les facteurs spécifiques du projet pour choisir la méthode appropriée.

De plus, nous avons examiné diverses techniques de stabilisation, telles que l'injection de coulis, les pieux d'ancrage, les rideaux de soutènement, les gabions et les murs de soutènement. Chacune de ces techniques offre des solutions efficaces pour renforcer et stabiliser les sols et les structures. Il est crucial d'évaluer attentivement les caractéristiques du site, les contraintes géotechniques et les objectifs du projet avant de sélectionner la technique de stabilisation la mieux adaptée.

En comprenant les différents types de soutènement et les techniques de stabilisation disponibles, les ingénieurs et les professionnels du domaine peuvent prendre des décisions éclairées pour garantir la sécurité, la durabilité et la stabilité des structures. La mise en œuvre de ces méthodes nécessite une expertise technique, une planification minutieuse et une supervision adéquate pour assurer le succès du projet.

La connaissance des types de soutènement et des techniques de stabilisation est essentielle pour assurer la stabilité des structures et des sols. En continuant à approfondir nos connaissances et à rechercher de nouvelles innovations dans ce domaine, nous pourrions relever avec succès les défis géotechniques et garantir des infrastructures fiables et sûres pour les générations à venir.

Références Bibliographies du premier chapitre

- [1] *Bouazza, imen et haci, fatima zohra évaluation en laboratoire des performances mecaniques d'un sol sableux renforce par des fibres de verre memoire de master, université ibn khaldoun de tiaret, (2020)*
- [2] *bouhelassa m , chabou m : L'effet des paramètres mécanique du sol sur la réponse dynamique d'un mur de soutènement cantilever. mémoire de Université Mohamed Seddik Ben Yahia –Jijel- (2020)*
- [3] *Cimpelli C., Kergoet M.: Utilisation en couche de forme des argiles vertes de Romainville traitées à la chaux et au ciment. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°73. pp 9-15 (1974).*
- [4] *H. Trouzine, A. Asroun and N.T. Long, Valorisations originales des pneumatiques usagés en génie civil - Actes des 23eme Rencontres Universitaires de Génie Civil, Risque et Environnement, Grenoble (2005)*
- [5] *Gray, D. H., and Ohashi, H.: Mechanics of fiber reinforcement in sand; ASCE Journal of Geotechnical Engineering, (1983).*
- [6] *Gray, d. h., al-refeai, t. . Behavior of fabric – versus fiber reinforced sand, Journal of Geotechnical Engineering, Vol 112, No 8, pp 804-820.v (1986)*
- [7] *khenien n , souilah a : Étude de renforcement d'un sol fin par ajout des fibres naturelles. mémoire de Université Mohamed Seddik Ben Yahia –Jijel- (2020)*
- [8] *loucif T , nouibat A : influence du compactage et de la teneur en argile sur les caractéristiques de résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement. mémoire de master université mohamed boudiaf (2017)*
- [9] *Mahdi, C. Étude de l'effet des fibres de polypropylène sur les propriétés géotechniques d'une argile stabilisée. M'sila (2019) .*
- [10] *Maity, J., Chattopadhyay, B. C., Mukherjee, S.P. (2011). Variation of compaction characteristics of sand randomly mixing with various natural fibers, Proceedings of Indian Geotechnical Conference, December 15-17, Kochi, No. H -287 (2011).*

- [11] Meddah, A. and Merzoug, K. Feasibility of using rubber waste fibers as reinforcements for sandy soils, *Innovative Infrastructure Solutions*, 2(1), p. 5. doi: 10.1007/s41062-017-0053-z (2017).
- [12] Rebiai DouniaMey, Valorisation D'un Déchet Agricole Dans La Stabilisation Des Sols *Mémoire de Master, Université mohammed seddik Ben yahia, jijel* (2020)
- [13] Santhi Krishna, K., Sayida, M. K. Behavior of black cotton soil reinforced with Sisal fibre. *10th Natioanal Conference on Technological trends (NCTT09)*, 6-7, College of Engineering Trivandrum, India (2009).
- [14] *Traitement des sols à la chaux ou au ciment, Librairie des Haras nationaux, Novembre* (2004)
- [15] Yamoun Mourad, *Comportement mécanique d'une argile sous l'effet d'ajout des granulats de pneus usés*, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou ; (2021)
- [16] <https://jardinage.lemonde.fr/dossier-1770-mur-soutenement.html>
- [17] https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUK Ewj4wuGy-J_AhUIKuwKHepUB2EQFnoECA4QAw&url=http%3A%2F%2Flearning.centre-univ-mila.dz%2Fmod%2Fresource%2Fview.php%3Fid%3D9682&usg=AOvVaw1REZwYlnjampAm JoOr9nrY_
- [18] <https://construction-maison.ooreka.fr> _
- [19] www.techniquesingenieur.fr
- [20] <https://www.keller-france.com/expertise/techniques/parois-moulees-et-barrettes> [20]
- [21] <https://www.mur-soutenement.com/guides/bien-distinguer-les-differents-types-de-mur-de-soutenement/>
- [22] <https://www.abc-maconnerie.com>
- [23] <https://www.construiracier.fr>
- [24] <https://construction-maison.ooreka.fr>
- [25] https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwj2wPGgqD_AhWLqqQKHQWOCyEQFnoECAgQAQ&url=http%3A%2F%2Fcogeco.be%2FFranki%2Fmedia%2FFranki_Media%2Fpdf%2FParois-berlinoises-de-type-1---CSTC.pdf&usg=AOvVaw3K6ABB9gsmZNPdmd57NVa
- [26] <https://www.laterlite.fr/applications/geotechnique/quais-construction-structures-remplissage-leger/>

[27] http://www.ampcr.ma/actes/7eme_congres_national_de_la_route/CONGRE/TH5/TH5_1.pdf

[28] <https://www.soletanche-bachy.com/fr/solutions/techniques/genie-civil/jet-grouting>

[29] <https://www.acro-btp.fr/confortement/micropieux/>

[30] https://www.ateliercarthuses.fr/www.ateliercarthuses.fr/DOCUMENTATION_files/TP_renforcementsols.pdf

[31] www.GenieCivilPDF.com

CHAPITRE

II

II.1 Introduction

Le terme remblai couvre un large panel d'ouvrages en terre destinés à surélever durablement le niveau de sol support par un apport de matériaux dans le cadre de projet d'infrastructure, ou remblaiement de culées de ponts et aux murs de soutènement qui nous permette de choisir le matériau à mettre en œuvre dans ces remblais particuliers afin de garantir les exigences de pérennité et de durabilité. [9]

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux. Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routier ou ferroviaire, bâtiments, superstructures...) sans déformation préjudiciable (tassements, glissements...).

La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le compose et de leur mise en œuvre. Les matériaux, issus des déblais (Consiste à abaisser le niveau du terrain par enlèvement des terres du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place à une teneur en eau correcte (pour assurer une portance suffisante) et compactés (pour garantir leur stabilité). [9]

II.2 Les type de remblais

II.2.1 Les remblais de grande hauteur

Les grands remblais sont plus qu'un empilement de couches bien compactées. Leur déformations peuvent être importantes et évoluer au cours du temps. Ils sont le plus souvent hétérogènes parfois constitués de matériaux évolutifs. Ils comportent des ouvrages transversaux et longitudinaux (Les réseaux d'assainissement des eaux). Les remblais de grande hauteur (Fig. II.1) peuvent également être construits avec des matériaux de caractéristiques moins sécuritaires (sols fins argileux notamment).[9]



Figure II. 1 Remblai de grande hauteur

Les pentes de talus des remblais de hauteur moyenne à grande hauteur peuvent être fixées a priori en fonction de la hauteur du remblai et de la nature des matériaux conformément aux indications données dans le tableau II.1 :

Tableau II.1 Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur

Nature du matériau	Hauteur du remblai		
	$h \leq 5$ m	$5 \leq h \leq 10$ m	$h \geq 10$
Sols et matériaux cohérents sensibles à l'eau ou matériaux rocheux issus de roche altérée ou argileuse mais fragmentable	Pente $\leq 2/3$	Pente $\leq 1/2$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux granulaires insensibles à l'eau d'origine alluvionnaire ou matériaux rocheux issus de roche tendre non argileuse	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux issus de roche dure non altérée	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$ avec risberme

II.2.2 Les remblais courants

Les remblais courant ont pour fonction essentielle de garantir la géométrie des projet conformément aux exigences du projeteur routier et de supporter la structure de la chaussée. Leur évolution doit être limitée afin de garantir un niveau de service correct sur la voirie (Fig.II.2). La conception et la mise en œuvre de ces remblais se font suivant les recommandations du GTR [5] et du guide a conception et réalisation des terrassement [9] qui garantissent théoriquement a l'ouvrage en terre une tenue a long terme .



Figure II.2 Remblais courant (tranchée drainante)

II.2.3 Les remblais contigus aux ouvrages

Les remblais contigus, appelés aussi remblais techniques ou blocs techniques, sont une partie intégrante des ouvrages. Ils contribuent à la stabilité de l'ouvrage et assurent la transition entre

les structures rigides, souvent en béton, et le déblai ou le remblai courant, Leurs rôles sont souvent sous-estimés, voire méconnus, alors qu'ils sont parfois le cœur, donc la clé de la réussite de certains ouvrages.

Les remblais contigus aux ouvrages (Fig. II.3) ont pour fonction essentielle d'assurer la transition entre la section courante et les ouvrages d'art (rigide) et d'épauler l'ensemble des ouvrages inférieurs de franchissement (buse hydraulique, traversées pour faune, etc) [11].



Figure II.3 Mise en œuvre d'un remblai contigu d'un ouvrage

II.2.4 Les remblais digue

Les remblais digues ont pour fonction de maintenir en eau un ouvrage de type bassin, lac ou autre plan d'eau et de prévenir le risque d'inondation (crues, etc...) [12]. Pour cela, les remblais digue doivent être capables de résister à un contact prolongé avec l'eau (Fig. II.4). Ils peuvent avoir une fonction de remblais routier dans certain cas ;



Figure II.4 Construction d'un remblai digue

II.2.5 Les merlons phonique

Un merlon est un ouvrage consistant en une levée de terre destinée à servir d'écran phonique ou visuel et arrêter ou dévier les pierres et blocs rocheux provenant des falaises et versants. On parle alors de merlon pare-blocs [13].

Les merlons phonique ont pour fonction de constituer un atténuateur de bruit (Fig. II.5), ils possèdent souvent une pente de talus assez importante et un compactage médiocre, pouvant être la cause de désordre.



Figure II.5 Remblai qui permet de réduire la nuisance sonore provoquée par le passage des véhicules

II.2.6 Les remblais ferroviaire

Les remblais ferroviaires ont pour fonction de supporter une voie ferrée (Fig. II.6). Ces remblais peuvent être construits à partir de règle de conception et de mise en œuvre proche de celle appliquée pour les remblais routiers, mais ils obéissent à des contraintes d'exploitation différentes [14].



Figure II.6 Amélioration d'un remblai de chemin de fer

II.2.7 Les remblais dépôts

Les remblais dépôts ont pour fonction de stocker des matériaux excédentaires (Fig. II.7) ou impropres en l'état à une mise en remblai courant [15];



Figure II.7 Stockage d'un matériau excédentaire à un dépôt

II.2.8 Les remblais renforcés

Les remblais renforcés ont pour fonction de réduire l'emprise au sol (cas courant en agglomération) et de renforcer la stabilité générale de l'ouvrage (Fig. II.8), ces remblais sont traités par les normes NF P94-270 et NF EN 14475 pour leur conception et leur exécution et dans le guide technique SETRA /LCPC de 2003 pour leur pathologie [6].



Figure II.8 Le renforcement d'un remblai

II.3 Les matériaux utilisés dans le remblaiement

On peut utiliser différents matériaux pour le remblaiement. Ce matériau est choisi en fonction de la configuration du terrain en question, mais aussi selon le type de sol rencontré. Il convient en effet de s'adapter à ce dernier afin de limiter tout risque de déformation, de glissement et de tassement.

II.3.1 Les matériaux classiques

Les matériaux les plus souvent utilisés sont :

- . La terre de remblai, exceptions faites des terres argileuses, sableuses et humides.
- . Les roches siliceuses (grès), très résistantes mais toutefois fragmentables.
- . Les roches argileuses (schistes), cependant friables.
- . La craie, uniquement pour les sols très secs.
- . Les gravats, soit les débris de matériaux issus de la construction (morceaux de parpaings, de briques ou de blocs de ciment) qui auront été préalablement débarrassés de leurs éléments dégradables, matières susceptibles de gonfler, et ferrailles.

Bien souvent, le remblai est réalisé avec la terre extraite du sol au moment du déblai. Un apport supplémentaire (de terre, sable, roches, etc.) peut toutefois être nécessaire [8].

II.3.2 Les remblais allégés

Pour construire plus facilement un remblai en minorant le risque de rupture une densité plus faible des matériaux mis en place est recherchée. Depuis longtemps cette approche a été recherchée et de nombreuses techniques ont été utilisées . Ces techniques combinent souvent les deux aspects, stabilité accrue et déformations limitées. [16] Le remplacement de remblais classiques par des remblais allégés présente tout son intérêt dans des zones des sols compressibles, au niveau de glissements de terrain, ou derrière des ouvrages de soutènement. L'utilisation remblais allégés permet de limiter les charges appliquées à la surface du sol de fondation et d'améliorer la stabilité de l'ouvrage en diminuant les déformations du sol.[17]

II.3.2.1 Remblais évidés

Cette technique consiste à introduire dans le remblai des buses métalliques. Une mise en œuvre de cette technique a été réalisée au Québec, sur l'autoroute transcanadienne en amont de Québec. Les buses métalliques de trois diamètres différents formaient trois lits. Le remblai ainsi allégé n'a présenté que de très faibles tassements. En France, cette technique avec des buses de béton, a été utilisée pour rétablir une route de montagne importante, le remblai sur versant supportant la route ayant été emporté par un glissement. La hauteur atteinte de 9m Cette

réalisation qui atteint une hauteur de 9m à l'aval, présente l'avantage de bien drainer les eaux de l'amont. Cette technique reste cependant onéreuse et ne doit être employée que pour des cas bien particuliers. .[16]

II.3.2.2 Remblais en matériaux légers

Un remblai allégé permet de réduire la charge et les poussées verticales ou horizontales appliquées au support ou au confinement du remblai, du sol, des canalisations, ou des ouvrages, enterrés ou hors terre : l'utilisation de matériaux légers pour réduire les contraintes verticales ou horizontales est devenue pratique courante à l'occasion de la construction de remblais routiers, ferroviaires et paysagers neufs ou de la correction de remblais existants.

Les propriétés géotechniques des granulats – faible densité, haut angle de frottement interne, bonne résistance à la compression, excellente perméabilité à l'eau et insolubilité, granulométrie contrôlée, tassements et déformations négligeables, origine 100% minérale et nature inerte, résistance aux attaques chimiques et au feu, etc., combinées à la technique de réalisation, simple et traditionnelle, (sans besoin de dalle de répartition sur le remblai) rendent les remblais allégés aux granulats légers d'argile expansée Laterlite très utiles pour répondre à des nombreux problèmes géotechniques et de génie civil et optimiser le coût des réalisations.[18] (Fig. II. 9)



Figure II.9 Remblai en matériaux légers

II.3.2.3 Remblais en polystyrène

Le corps du remblai est construit avec des blocs de polystyrène expansé de $0.5 \times 1 \times 5$ m et de densité 0.2 à 0.4. Des sujétions d'accrochage des blocs entre eux, ainsi que leur croisement sont nécessaires pour une bonne tenue de l'empilement. Une protection contre le feu et les produits pétroliers, solvant du polystyrène, est généralement constituée par une dalle béton armée qui

sert d'assise de la chaussée. Si les remblais latéraux sont correctement mis en place et constitués essentiellement de matériaux frottant la protection contre les rongeurs est assurée. Une couche de sable, à la base du remblai sert de réglage et de drainage car le polystyrène est très légèrement poreux. Le nidaplast ou le procédé Sgreg d'utilisation de bouteilles plastique vides sont des procédés similaires. (Fig. II.10) . [16]



Figure II.10 Remblai léger en polystyrène

II.3.2.4 Remblais en NIDAPLAST RA

Les NIDAPLAST RA sont des blocs et des panneaux en nids d'abeille extrudés en polypropylène. Les remblais allégés NIDAPLAST RA sont ultra légers et résistants. Ces structures alvéolaires sont la solution recommandée pour la réalisation d'un remblai paysager, d'un remblai routier ou d'un remblai en bâtiment dans le cas où des fluctuations du niveau d'eau dans le sol sont à craindre et de là, ils renforcent considérablement les sols à risques et les préservent des glissements des terrains.

La réalisation d'un remblai allégé permet de diminuer les contraintes verticales ou horizontales appliquées au sol support ou aux structures sur lesquelles les matériaux légers sont posés.

Le remblai allégé NIDAPLAST permet de diminuer ou d'annuler les tassements d'un sol support compressible et de limiter les efforts verticaux et latéraux exercés sur un ouvrage d'art afin d'optimiser et diminuer le coût des structures sur lesquelles le remblai est posé (Fig. II.11). [19]



Figure II.11 Remblai en NIDAPLAST RA

II.3.3 Remblais en matériaux recyclés

II.3.3.1 Remblais en sciure de bois

L'utilisation de matériaux légers constitue actuellement la meilleure solution pour éviter des tassements excessifs du sol de support argileux. Au Québec, la disponibilité et le coût de la fibre de bois favorisent son utilisation dans les remblais. Il est souhaitable de mettre en place une surcharge pour raccourcir le temps de tassement de la fibre de bois. Il reste à préciser la hauteur optimale de cette surcharge pour obtenir la fin des tassements le plus rapidement et le plus économiquement possible, sans dépasser la capacité portante du sol de support.

La longueur maximale permise des particules est de 100 mm. La fibre doit être récente et ne doit contenir aucun produit composite. Sa composition chimique varie selon les essences. Son état de décomposition avant la pose et son activité biologique peuvent entraîner des phénomènes indésirables de lixiviation, de combustion spontanée (à la suite de l'augmentation de la température dans la fibre de bois) et d'émission de méthane. L'expérience québécoise et américaine indique que la longévité de ce matériau dans un remblai est supérieure à 25 ans et devrait même dépasser 50 ans.

Des essais triaxiaux donnent les valeurs suivantes: $f = 31^\circ$ et $c' = 0$. La masse volumique varie de 3 à 6 kN/m³. Mis en place de façon classique, compactée puis protégé, ce matériaux a un comportement à court terme satisfaisant. A long terme il se dégrade et ne peut être utilisé de façon durable (Fig. II. 12). [20]

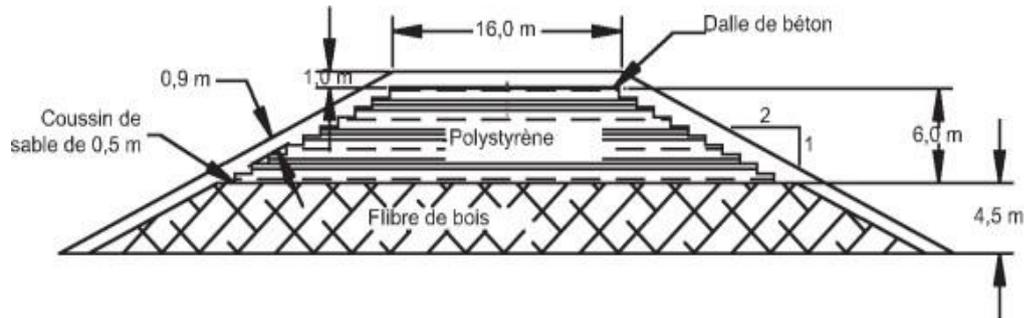


Figure II.12 Remblais légers en fibre de bois (Coupe du remblai de Rimousk)

II.3.3.2 Le remblais pneusol

C'est un assemblage de pneumatique reliés par attaches métallique ou plastique. La nappe continue que l'on obtient va servir de renforcement et un parement extérieur peut y être attaché, comme pour de la terre armée. Si les flancs sont découpés la densité sera élevée, mais si les flancs sont gardés et enveloppés par un non tissé, la densité est de 8 à 10 kN/m³. Le renforcement horizontal du remblai permet des talus quasi verticaux (Fig. II.13).



Figure II.13 Soutènement de route renflai allégé - 800pneus – Chambrey

II.3.3.3 Remblai en copeaux de pneus

Les copeaux de pneus déchiquetés peuvent être employés en matériaux de remblai, seuls ou mélangés avec un sol. La principale difficulté dans l'emploi de ce type de produit en remblai routier est la nécessité de les recouvrir d'un matériau dont l'épaisseur est suffisante pour gommer le comportement élastique apporté par les copeaux de pneus. La figure II.14 montre le mélange sol-copeaux de pneus qui est régalez au pied de mouton. Le géotextile placé sur le bord du remblai est replié avant de mettre la couche suivante (burrito). Les matériaux de

couverture doivent aussi pouvoir être densifiés en dépit d'un effet d'enclume limité. La plate forme routière érigée sur ce chantier présente les mêmes qualités sur le remblai en pneus que sur le remblai classique avec les moyens d'investigation classique .



Figure II.14 Vue générale du chantier – la mise en œuvre des copeaux de pneus

II.3.3.4 Remblais en matériaux issus de BTP

II.3.3.4.1 Déchet de céramique

Considérées comme inertes, les céramiques ne se décomposent pas, ne polluent pas les eaux de ruissellement et ne posent pas de problème pour la santé. Cependant, elles représentent des quantités importantes et nécessitent d'être traitées. Le recyclage de la céramique commence une fois triée et isolée des autres déchets

Les céramiques sont d'abord concassées par des engins adaptés, le plus souvent installés directement sur les chantiers. Ensuite, on les passe au crible pour améliorer la pureté du produit fini. Un contrôle final permet de valider sa qualité et exclure tout risque de pollution.[23] Elle peut être utilisée comme remblai. Il peut être réemployé directement in situ selon le type de chantier ou alors être vendu à des particuliers ou des professionnels pour renforcer et terrasser certains sols. Les granulats peuvent se révéler comme substitut pour le remplissage des tranchées de tuyau. Les granulats obtenus après broyage servent généralement au secteur du BTP pour le terrassement ou comme sous-couche pour la création de nouvelles routes.

II.3.3.4.2 Remblais en Béton recyclé

Issu des démolitions, le béton recyclé (matériau de remblai) est aujourd'hui considéré comme une solution novatrice et écoresponsable dans la réalisation de vos différents travaux de remblaiement, de terrassement et de finition : application en fondation et sous-fondation des

voieries, bâtiments industriels, parkings et en empierrement d'accès au chantier et de propreté
La figure II.15 montre les matériaux de béton recyclé en production. [24]



Figure II.15 Matériaux de béton recyclé en production

II.4 Ouvrages concernés par les remblais contigus

Les remblais contigus aux ouvrages d'art et murs de soutènements sont ceux mis en œuvre à l'arrière des ouvrages suivants :

- Piédroit de Passage inférieur en cadre fermé,
- Passage Inférieur en Portique Ouvert,
- Portique Ouvert Double ;
- Mur de front, mur en retour ou en aile de culées de ponts ;
- Mur de soutènement poids, mur de type béton armé sur semelle ou mur constitué d'éléments empilés.

II.4.1 Le remblai contigu aux ouvrages de soutènement

Il assure la transition entre le point dur représenté par l'ouvrage et le remblai courant ou le déblai (profil en long), et supporte la dalle de transition, Il fait l'objet de prescriptions plus restrictives que le remblai courant car il participe au bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage, Il englobe les zones où :

- Ces caractéristiques mécaniques influent sur le dimensionnement et la pérennité de l'ouvrage (notamment son angle de frottement interne ϕ') ;
- Sa mise en œuvre se fait dans un espace réduit et sensible ;

- Les matériaux ne doivent pas être agressifs pour l'ouvrage (agression chimique et électrochimique, agression mécanique) ;
- Les fonctions de drainage sont indispensables.

Le remblai contiguë est donc défini par des critères prioritairement mécaniques à travers son influence sur les structures rigides qui le soutiennent , (mur, culée d'ouvrage). Cela signifie notamment que dans l'hypothèse où ce remblai serait réalisé avant le remblai courant, la partie du remblai (bloc technique) n'ayant pas d'influence mécanique sur l'ouvrage, il s'agit alors d'un remblai d'accompagnement pouvant satisfaire aux exigences de mise en oeuvre du remblai courant La figure II.16 . [25]

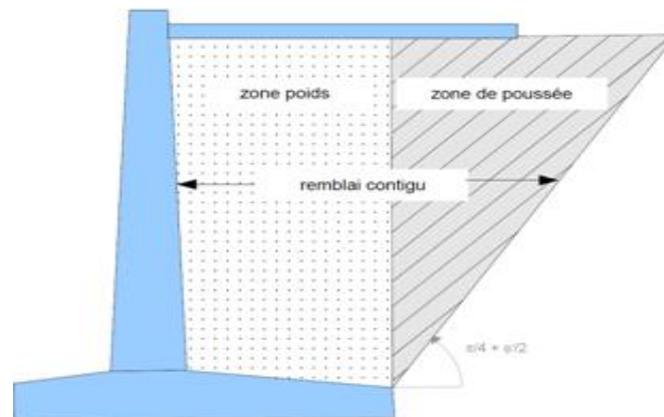


Figure II.16 Remblais contiguë, zone poids et zone de poussée

II.4.2 Les remblais supports de fondation

Ces remblais ont pour fonction de transmettre les charges apportées par la fondation au sol support (FigII.17), soit à la suite d'une purge, soit pour permettre une diffusion des contraintes, ou encore pour économiser du béton (culée perchée). Ces remblais sont traités par le document caractéristique des matériaux de remblai supports de fondation [26].



Figure II.17 Remblai de grave sous fondation

II.6 Conclusion

En conclusion, l'étude des caractéristiques des différents remblais nous a permis de comprendre l'importance de choisir le matériau approprié en fonction des contraintes spécifiques du projet de construction. Nous avons examiné les principales caractéristiques telles que la granulométrie, la compacité, la perméabilité et la résistance mécanique.

Il est crucial de sélectionner un remblai qui offre une granulométrie adéquate pour assurer une bonne stabilité et une résistance suffisante à long terme. De plus, la compacité du matériau est essentielle pour éviter les tassements différentiels et garantir une base solide.

La perméabilité du remblai joue un rôle crucial dans la gestion des eaux souterraines et des phénomènes d'érosion. Il est important de prendre en compte cette caractéristique pour prévenir les problèmes d'infiltration d'eau et de stabilité du sol.

Enfin, la résistance mécanique du remblai est primordiale pour supporter les charges et les contraintes exercées sur la structure. Une analyse rigoureuse des caractéristiques mécaniques permet de choisir le matériau adéquat en fonction des contraintes spécifiques du projet.

une étude approfondie des caractéristiques des différents remblais est essentielle pour garantir la durabilité et la sécurité des ouvrages de construction. Il est primordial de tenir compte des contraintes spécifiques du projet, de réaliser des essais appropriés et de travailler en étroite collaboration avec les ingénieurs spécialisés pour prendre des décisions éclairées.

En adoptant une approche soigneuse et en sélectionnant le remblai le mieux adapté, il est possible d'optimiser les performances et de minimiser les risques potentiels. Cette connaissance approfondie des caractéristiques des remblais permettra de réaliser des constructions solides, durables et résistantes, assurant ainsi la satisfaction des parties prenantes et le succès global du projet.

Références Bibliographiques de deuxième chapitre

- [1] *Conception et réalisation des terrassements. Guide technique - Fascicule 1 : études et exécution des travaux.* Setra, mars (2007). Réf. 0702-1.
- [2] *Conception et réalisation des terrassements. Guide technique - Fascicule 2 : études et exécution des travaux.* Setra, mars (2008). Réf. 0702-2.
- [3] *Conception et réalisation des terrassements. Guide technique - Fascicule 3 : méthodes d'essais.* Setra, mars (2007). Réf. 0702-3.
- [4] *Ouvrages de soutènement (les). Guide de conception générale. Guide technique.* Sétra, décembre 1998. Réf. F9849
- [5] *Réalisation des Remblais et des Couches de Forme (GTR). Guide technique - Fascicule I : Principes généraux - Fascicule I : Annexes techniques.* Setra/LCPC. Réf. D9233(septembre 1992).
- [6] *Réalisation des Remblais et des Couches de Forme (GTR). Guide technique - Fascicule II : Principes généraux - Fascicule II : Annexes techniques.* Setra/LCPC. Réf. D9344 (1992).
- [7] *Remblayage des tranchées et réfection des chaussées. Guide technique.* Sétra-LCPC, mai 1994. Réf. D9441.
- [8] Saoudi S. *Analyse de la stabilité d'un versant naturel urbanisé application au cas du versant de Tizi N'Bechar wilaya de Sétif. Mémoire de fin d'étude de Master à l'université de M'sila (2011).*
- [9] Soualef Mokhtar *analyse de la stabilité d'un remblai (application au cas du remblai d'ain arnet-wilaya de setif), Mémoire fin d'étude de master a l'universiyé de M'sila (2018).*
- [10] *Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques - Application à la réalisation des remblais et des couches de forme (GTS). Guide technique.* Setra-LCPC, Janvier (2000), Réf. D 9924.
- [11] http://wiklimat.developpement-urable.gouv.fr/index.php/Wikigeotech:Remblais_contigus
- [12] http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Digues_: _Les_co mposants_des_digues_en_remb lai
- [13] [https://fr.wikipedia.org/wiki/Merlon_\(g%C3%A9nie_civil\)](https://fr.wikipedia.org/wiki/Merlon_(g%C3%A9nie_civil))
- [14] <https://www.uretek.fr/references/ouvrages-divers/consolidation-d-un-remblai-ferroviaire>
- [15] <http://www.bv.transports.gouv.qc.ca/mono/1245242.pdf>
- [16] http://www.pentes-tunnels.eu/didact/didactpente2020/a_sol/sol_mou/Remblaisallgs.html
- [17] <http://www.hamon-watersolutions.com/remblais-alleges-27.php>

-
- [18] <https://www.laterlite.fr/applications/geotechnique/remblai-allege-granulats-legers-argile-expandee/>
- [19] <https://www.nidaplast.com/fr/produits/58-nidaplast-ra>
- [20] <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/entreprises-partenaires/entreprises-reseaux-routier/info-dglc/Documents/1999/99-07.PDF>
- [21] <https://www.groupeeurec.com/pneusol-pneuresil-travaux-publics/>
- [22] <https://www.cfmr-roches.org/sites/default/files/jngg/JNGG%202010%20pp%20729-736%20Rzadkiewa.pdf>
- [23] <https://www.hubency.com/dechets-valorises/dechets-inertes/ceramique/>
- [24] <https://www.entreprisegloutier.com/autres-materiaux/>
- [25] <http://www.bv.transports.gouv.qc.ca/mono/1162251.pdf>
- [26] <https://www.apchq.com/documentation/technique/guides-techniques/fondations/remblai>

CHAPITRE

III

III.1 Introduction

Les écrans de soutènement peuvent être considéré comme soutènement flexible. Pour lesquels la surface de contact sol / mur est déformable. L'ouvrage représentatif est le rideau de palplanches, parois en béton moulé dans le sol, parois préfabriquées. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement dans le sol, soit à l'aide d'ancrages. L'étude de prédimensionnement et de la stabilité de de l'ouvrage est indispensable avant le passage à la phase de réalisation du projet. Plusieurs méthodes de calcul analytique et numérique peuvent être appliquées. Dans ce chapitre, on va présenter les différentes méthodes appliquées dans l'étude de la stabilité d'un mur de quais ancré.

III.2 Mur de quais ancré

Un mur de quais est un ouvrage de soutènement relativement souple et mince travaillant en flexion, leur poids ayant un rôle négligeable dans la stabilité du système soutènement/sol. De tels ouvrages peuvent être auto-stables ou ancrés dans le massif et leur fonctionnement peut être gouverné par leur fiche encastrée mobilisant une certaine butée et/ou par d'éventuels tirants d'ancrage. Appartiennent à cette catégorie d'ouvrages de soutènement les rideaux de palplanches, les parois moulées. [5]

Les quais constitués par une paroi moulée en béton ancré sur un rideau arrière, sont utilisés lorsque le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif, mais possède des caractéristiques géotechniques permettant d'offrir une butée au pied du rideau (côté bassin) capable d'équilibrer la poussée du remblai. C'est le cas des sols sableux, de marnes ou d'argiles suffisamment compactes. [8]

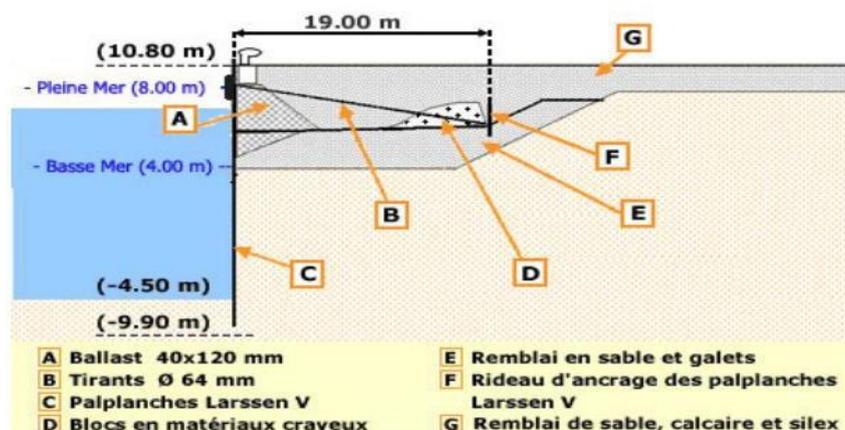


Figure. III. 1 Mur de quais ancré

III.2.1 Les tirant d'ancrages

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistant en prenant appui sur la structure à ancrer.

Très souvent on utilise des tirants d'ancrage pour limiter la déformation d'un écran de soutènement après excavation. Dans ce cas, les tirants d'ancrage sont exécutés au fur et à mesure de l'excavation de l'écran, puis sont mis en tension avant la poursuite des terrassements. [9]

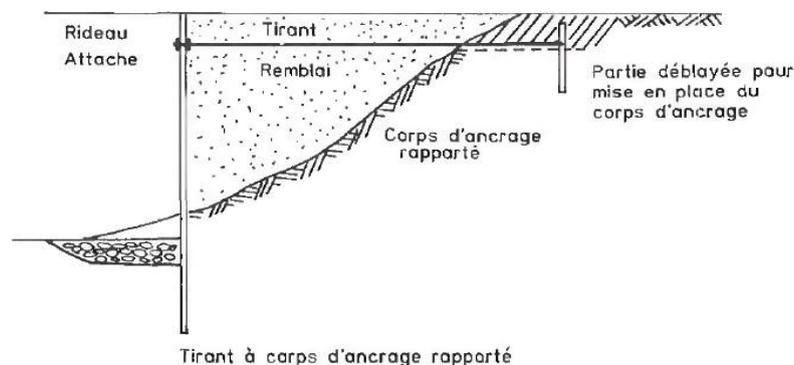
III.2.2 Les type d'ancrages

Les ancrages sont le plus souvent constitués par des tirants passifs en acier attachés sur un ouvrage d'ancrage constitué par un petit rideau arrière ou une palée de pieux inclinés ; les tirants peuvent parfois être actifs. Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est limitée, généralement aux phases de construction de l'ouvrage. Un tirant permanent est un tirant d'ancrage scellé de durée supérieure à 2 ans ou, plus généralement, un élément sollicité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage.

III.2.2.1 Les tirants passifs

La reprise des efforts est faite soit par un dispositif d'ancrage (rideau de palplanches métalliques, plaque en béton armé, dalles de frottement, etc.), soit par frottement entre le sol et le profilé qui est généralement battu dans le sol. L'amélioration de ce frottement peut être obtenue par une injection d'un mortier sous très faible pression.. Il n'est généralement pas précontraint et n'est sollicité que lorsque l'ouvrage se déforme. [3]

La figure III.3 montre quelques types de tirants passifs qui se distinguent essentiellement par leur mise en oeuvre et leur domaine d'application.



I

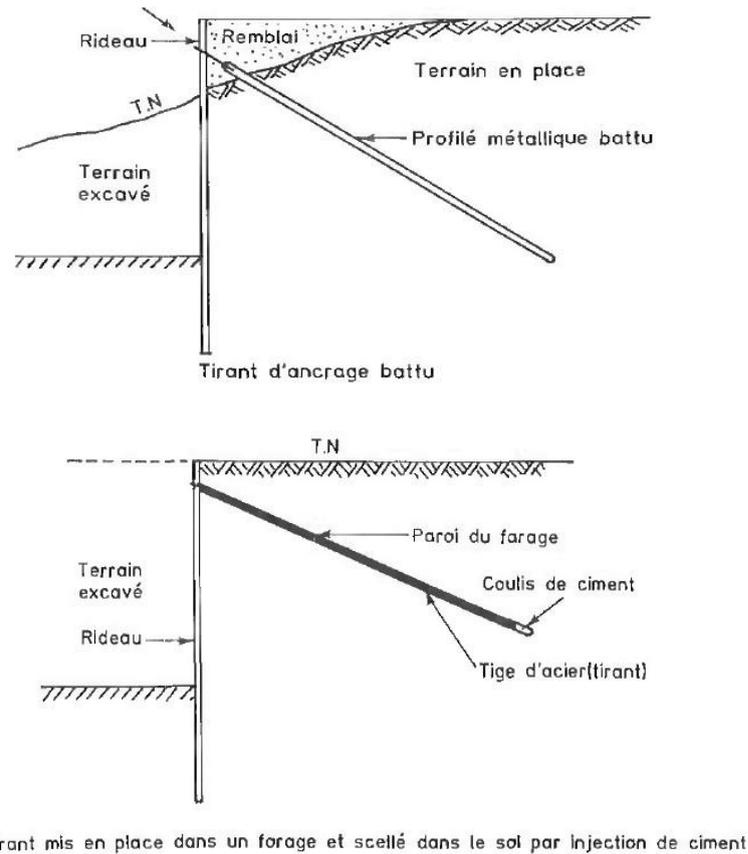


Figure. III. 2 Les tirants d'ancrage passifs. [7]

III.2.2.2 Les tirants actifs

Ce type de tirant présente toujours une partie libre et une partie scellée. L'armature la plus courante est un faisceau de câbles en acier. Ce faisceau de câbles est mis en tension (précontrainte) avant sa mise en service. Cette précontrainte permet de limiter les déformations de l'ouvrage. [10]

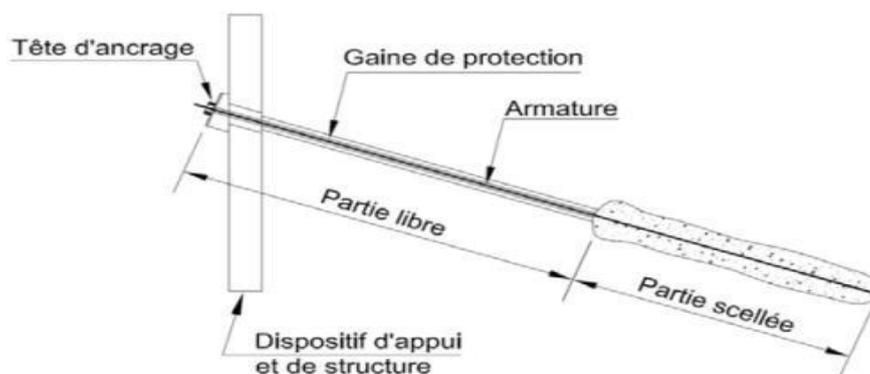


Figure. III. 3 Les tirants d'ancrage actifs.

III.3 Mode de rupture des murs ancrés

Les charges exercées sur le système mur/sol ont tendance à produire une variété de modes de rupture potentiels présentés ci après :

III.3.1 Rupture profonde

Une rupture rotationnelle potentielle de l'ensemble sol et mur ancré. Cette rupture potentielle est indépendante des caractéristiques structurales du mur et/ou de l'ancrage. La vérification de la stabilité du système doit être évaluée par l'ingénieur géotechnique au moyen d'analyses conventionnelles de la stabilité des pentes. Il n'est pas possible de remédier à ce type de rupture en augmentant la profondeur de la fiche ou en repositionnant les ancrages (Fig.III.4).

Le seul recours lorsque ce type de rupture est anticipé est de modifier la géométrie des éléments de la structure ou d'améliorer la résistance du sol. [7]

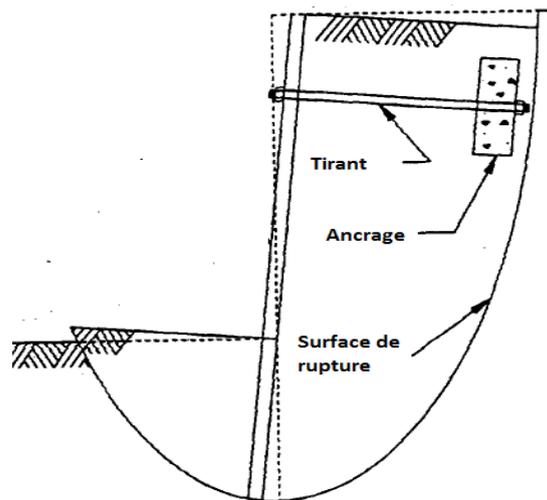


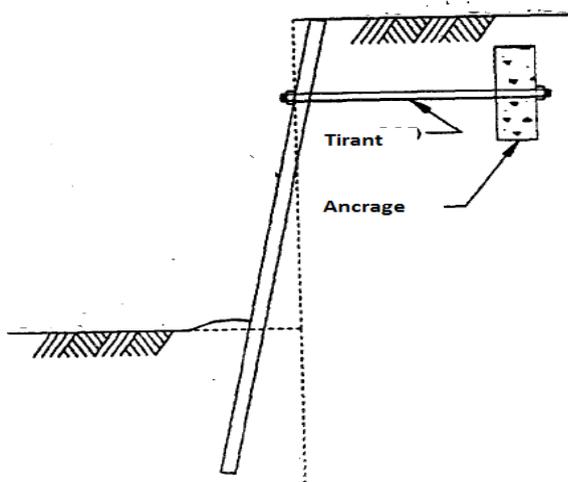
Figure III.4 Rupture profonde

III.3.2 Rupture rotationnelle due à une profondeur insuffisante de la fiche

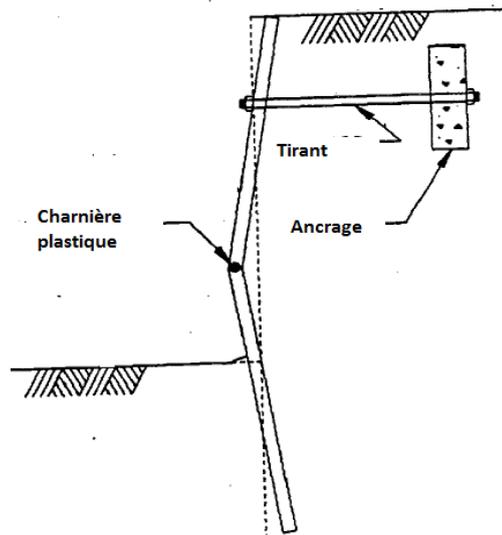
Les pressions latérales du sol et/ou de l'eau exercées sur le mur tendent à provoquer une rotation du mur ancré. Ce type de rupture est évité par un encastrement adéquat de la paroi et par une combinaison appropriée de la profondeur de la fiche et de la position de l'ancrage. (Fig.III.5a).

III.3.3 Rupture des éléments structurelle du système

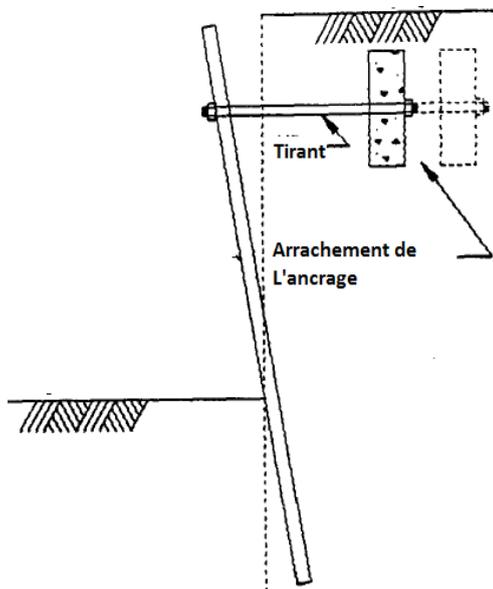
Ce mode de rupture peut être provoquée par une contrainte excessive sur le mur et/ou les ancrages, comme l'illustrée sur les Figure III.5 .



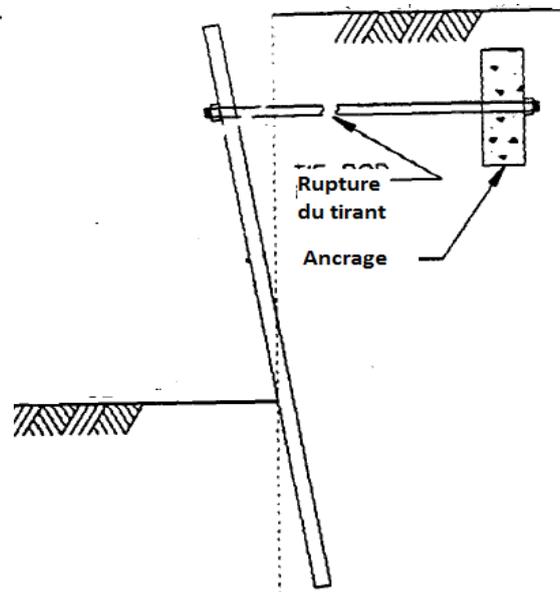
a- Rupture rotationnelle due à une profondeur insuffisante de la fiche [1]



b- Rupture par flexion de la paroi



c- Rupture par arrachement de l'ancrage



d- Rupture du tirant

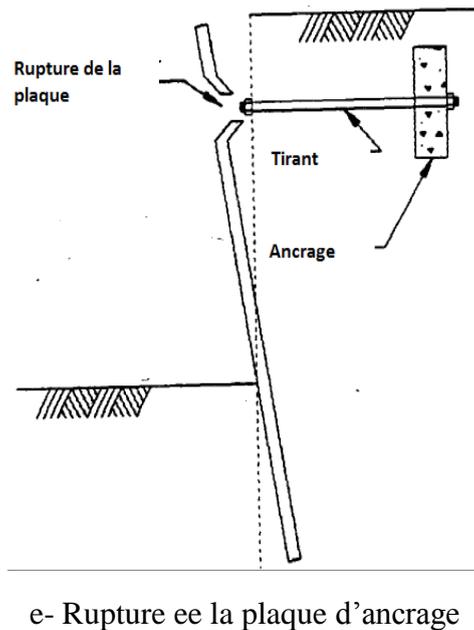


Figure III.5 Rupture des éléments structuraux du mur ancré [7]

III.4 La stabilité d'un mur de quais

La stabilité rotationnelle d'un mur ancré est régie par la profondeur de la fiche ou par une combinaison de la position d'ancrage. En raison de la complexité du comportement du système mur/sol, un certain nombre d'hypothèses simplificatrices sont utilisées dans les techniques de conception classiques. La plus importante de ces hypothèses est que les déformations du système sont suffisantes pour produire des pressions de terre actives et passives le long de l'interface sol/ mur ancré, [7]

III.4.1 Les efforts agissants sur le mur de quais

Le calcul de stabilité des ouvrages ancrés doit tenir compte d'une multitude d'efforts horizontaux et verticaux auxquels peut être sujet de n'importe quel type de mur de quai. Ces efforts sont variables, d'une heure à l'autre, d'une journée à la suivante et d'une saison à l'autre. [1]

C'est pourquoi le calcul doit prendre en considération les situations les plus critiques auxquelles sont exposés les murs de quai. Des situations où le plus grand nombre d'efforts s'applique en même temps sur l'ouvrage, risquent son instabilité est induit à sa rupture.

III.4.1.1 Efforts horizontaux

III.4.1.1.1 La poussée des terres

Les terres (ou remblai) retenues par le mur de quai sont caractérisés par les grandeurs suivantes:

- Angle de frottement interne,
- Cohésion du sol
- Poids volumique du sol à différent niveau

Les calculs de poussée sont complexes et des essais en laboratoire sont nécessaires. Nous allons proposer de calculer cette poussée avec la méthode de Rankine. La formule générale donnée par Rankine est la suivante :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2 + 2c \sqrt{K_a} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

H : La hauteur du remblai considéré agissant sur le mur

γ : Poids volumique du remblai considéré

K_a : le coefficient de poussée de Rankine et est définie ainsi :

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad (\text{III.2})$$

φ : angle de frottement du matériau de remblai utilisé

c : la cohésion du matériau de remblai utilisé

III.4.1.1.2 La pression hydrostatique

Cette force est occasionnée par la présence de la nappe. Si la mer a un niveau, à quelque distance de l'ouvrage, qui est au moins celui du niveau moyen, il en résulte lorsque le niveau du plan d'eau est inférieur à celui de la nappe, des efforts agissants sur l'ouvrage d'accostage dans le même sens que la poussée des terres. [1]

Le cas le plus critique alors, se présente quand le niveau de l'eau cote h remblai coïncide avec la marée haute alors qu'à l'autre cote du mur, coté de la mer, le niveau de l'eau est à son minimum correspondant à la marée basse. La pression hydrostatique se calcul par la formule générale de l'hydrostatique suivant

$$P = \gamma_{\text{eau salée}} * h \quad (\text{III.3})$$

γ étant le poids volumique de l'eau salée et h la hauteur d'eau

III.4.1.1.3 Les efforts sismiques

Les ouvrages construits dans des zones soumises à des séismes fréquents doivent être conçus pour résister aux effets des tremblements de terre. Pratiquement le calcul consiste à vérifier la stabilité de l'ensemble soumis à une accélération horizontal et vertical tenant compte des paramètre propre à la zone et de l'accélération de la pesanteur.

III.4.2.1 Efforts verticaux

III.4.2.1.1 Poids de l'ouvrage

Le poids propre des ouvrages doit être réduit de la poussée d'Archimède, c'est la pleine mer qui donne les conditions de stabilité les plus sévères pour les ouvrages massifs ; la réduction du poids diminue le moment stabilisateur et augmente le risque de glissement horizontal.

III.4.2.1.2 Surcharge des ouvrages et des terre-pleins

Les calculs doivent aussi tenir compte des surcharges des engins de manutention, routières et ferroviaires. (Fig. III.6)

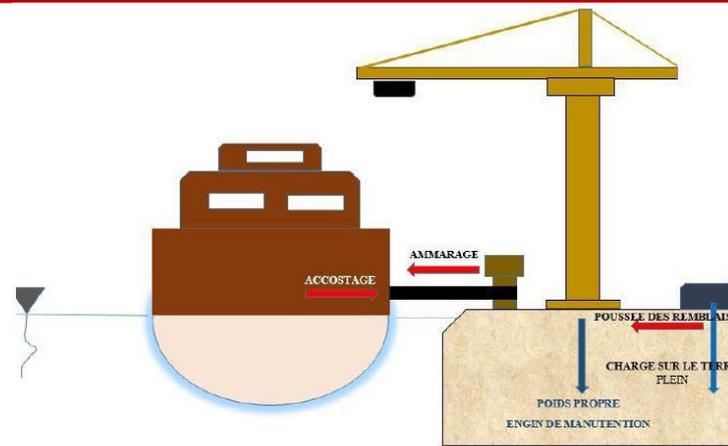


Figure. III 6 Les forces agissantes sur le mur de quai [6]

III.5 Calcul de la stabilité d'un Ecran de soutènement

III.5.1 Stabilité interne d'un écran de soutènement

On pourrait comparer un écran ancré à une poutre verticale. Le problème consiste à déterminer la fiche, les efforts dans les tirants, et la contre butée. L'évaluation des efforts exercés par le sol sur l'écran 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,

III.5.1.1 Paroi ancré et simplement butée en pied

Un mur ancré en tête est dit simplement buté en pied lorsque sa fiche est suffisamment faible pour permettre une rotation de la paroi autour de son point d'ancrage et un déplacement du pied mobilisant la butée maximale. Chaque face ne supporte que des contraintes de butée ou des

contraintes de poussée, il n'y a pas de contre butée (Fig. III.7). Le moment maximal se produit le plus souvent vers le bas de la partie libre de la paroi. [2]

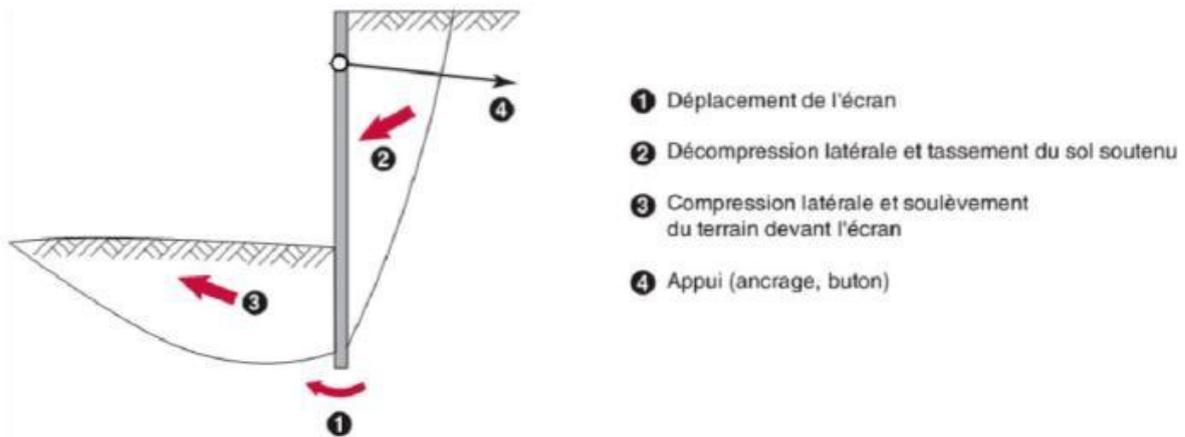


Figure III.7 Mécanisme de rupture d'un écran simplement buté

Le calcul se fait comme dans le cas d'une poutre verticale encastrée sur l'un de son extrémité. Appliquant alors les équations générales de la statique.

$$\begin{aligned} \sum F &= 0 \\ \sum M &= 0 \end{aligned} \quad (\text{III.4})$$

Avec F : la somme des forces et M : la somme des moment

Le diagramme des efforts exercés sur le rideau, est représenté sur la figure III.8. Les inconnues à déterminer sont la fiche D et l'effort d'ancrage T. L'équilibre statique du rideau fournit les deux équations nécessaires au dimensionnement.

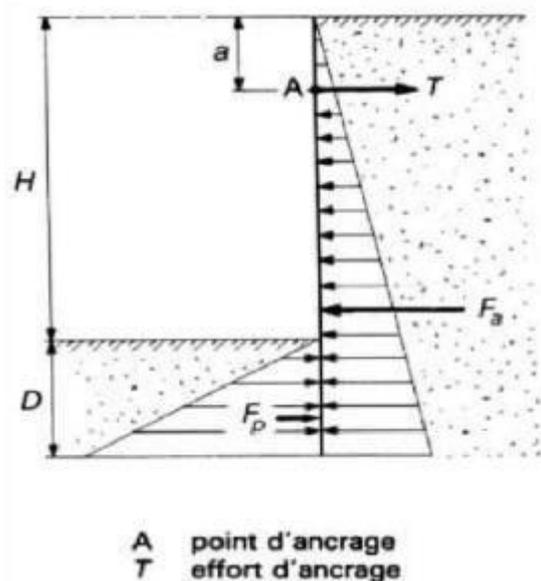


Figure. III 8 Rideau ancré en tête simplement buté en pied [2]

Le système étant hyperstatique, on lève l'indétermination en admettant que le point de moment nul est au même niveau que le point de pression nulle du diagramme de poussée et butée : cette méthode est surtout valable lorsqu'on ne prend en compte qu'une seule nappe de tirant.

$$F_a = \left[\frac{2}{3} (H + D) - a \right] = F_p \left[\frac{2}{3} D + H - a \right] \quad (\text{III.5})$$

Avec :

F_a : force de poussée exercée sur la face amont du rideau

F_p : force de butée sur la face aval, le coefficient $2/3$ étant dû à la répartition triangulaire des pressions.

Résultante horizontale nulle

$$T = F_a + F_p \quad (\text{III.6})$$

Le problème est statiquement déterminé, l'équation en moment est un polynôme de 3^{ème} degré en D avec une seule racine réelle positive. L'équilibre horizontal des efforts permet ensuite le calcul de la force T à appliquer au tirant.

Dans le cas où l'eau est présente dans le massif, le calcul doit la prendre en compte. La stabilité de l'ouvrage se calcule alors en incluant les efforts dus à l'eau et calculés séparément.

III.5.1.2 Paroi encastré ancré en tête

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. III.9).

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.

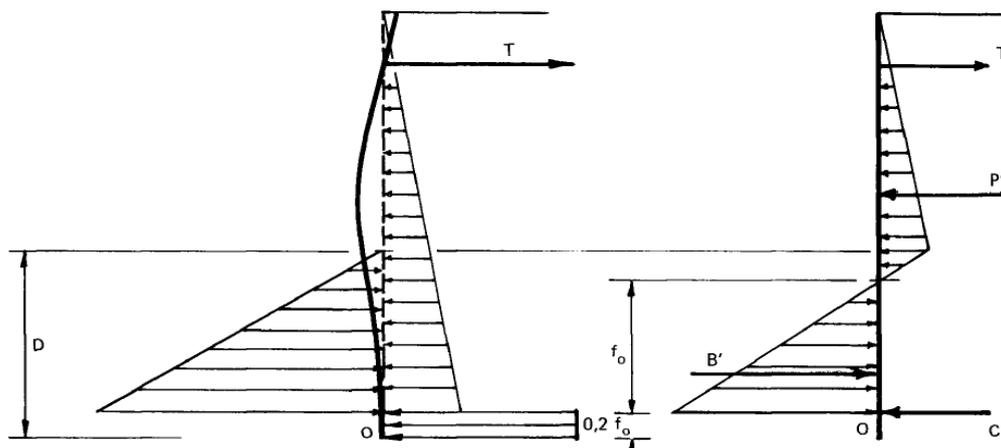


Figure. III.9 Efforts pris en compte dans le calcul d'un rideau encastré, ancré en tête. [2]

Cette condition fait intervenir la déformée du rideau ou ligne élastique ; on admet que la paroi 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 de la paroi (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. [2]

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 parois 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 considérés comme deux poutres sur appuis simples auxquelles sont appliqués les efforts représentés figure III.10.

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

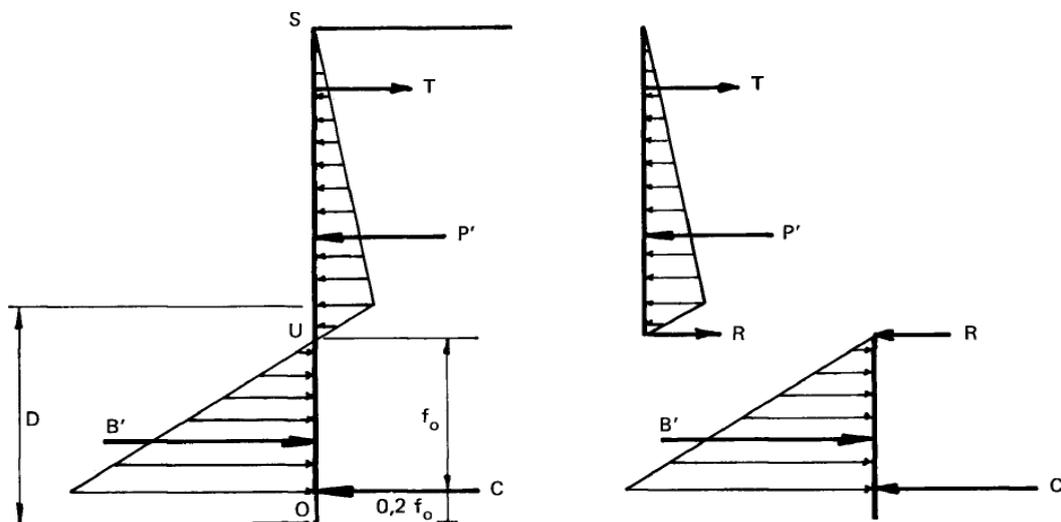


Figure. III. 10 Calcul d'un rideau encastré, ancré en tête dans l'hypothèse où les points de flexion nulle et de contrainte résultante nulle sont confondus. [2]

III.5.2 Méthodes classiques de calcul des blocs d'ancrage

III.5.2.1 L'évaluation de l'effort d'ancrage T_u

Il est fonction des coefficients de poussée et de butée, ainsi que les caractéristiques géométriques des blocs d'ancrage. Lorsque les différents blocs d'ancrage ne forment pas un rideau continu, l'équilibre n'est plus bidimensionnel, on ne peut donc pas utiliser les schémas classiques. (Fig. III.11)

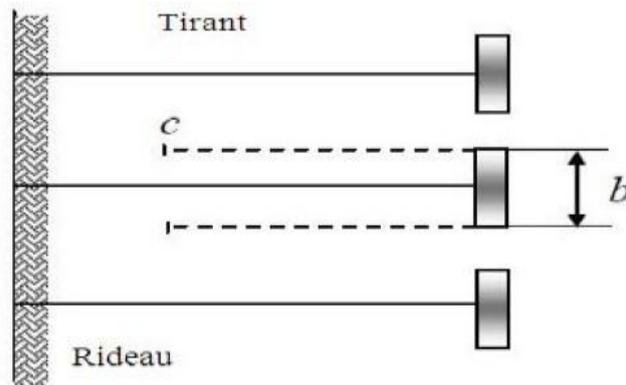


Figure III. 11 L'ensemble rideau et tirant d'ancrage

III.5.2.1.1 L'hypothèse de calcul

La plus simple consiste à supposer que l'effort d'ancrage transmis par le tirant, est équilibré par la résultante des efforts qui se manifestent de part et d'autre du bloc. Nous pouvons en première approximation, prendre en compte le frottement qui agit sur les deux surfaces triangulaires verticales cfg passant par les extrémités du bloc. (Fig. III.12)

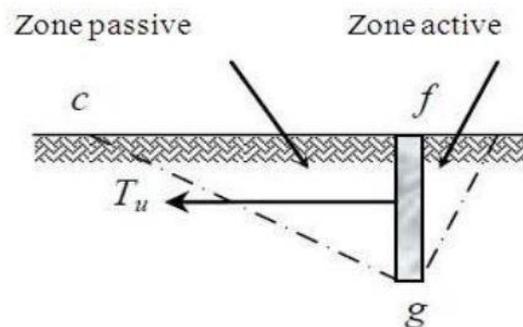


Figure. III.12 Résistance ultime de l'ancrage[5]

III.5.2.1.2 La résistance ultime du bloc d'ancrage

Elle est essentiellement due à la pression passive du sol en aval, elle dépend de son emplacement dans le massif soutenu, la figure ci-après montre les trois cas rencontrés :

- L'ancrage est sans aucune résistance, s'il est situé à l'intérieur du prisme de rupture (zone active) abc , puisqu'il se déplace avec le sol.

- La résistance passive de l'ancrage est fortement diminuée, s'il est placé près de la ligne de rupture.
- Pour une mobilisation totale de la résistance passive du bloc d'ancrage, ce dernier doit être placé dans la zone *def*, la zone passive est située entièrement en dehors de la zone active *abc*. (Fig. III.13)

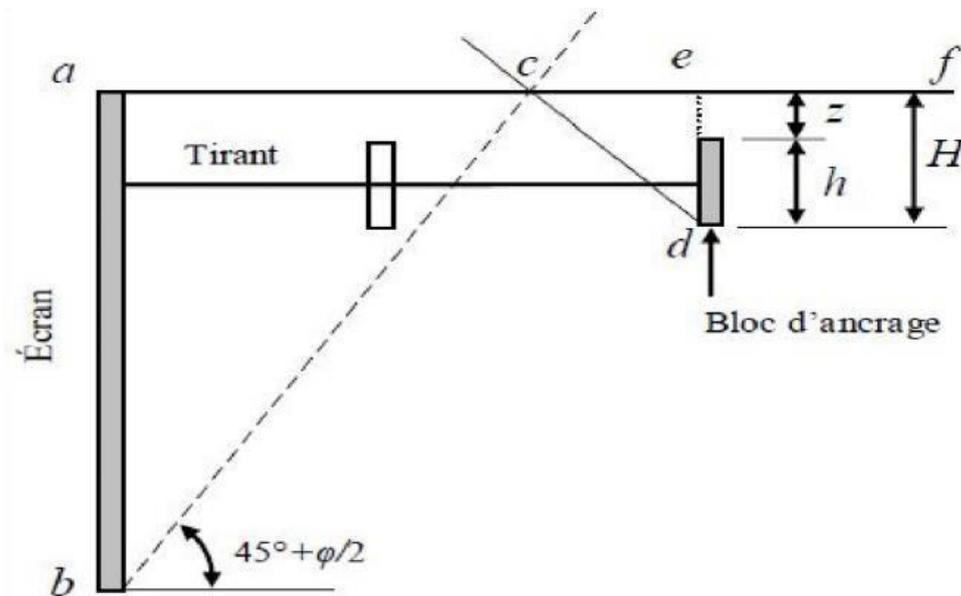


Figure. III.13 Emplacement des ancrages[5]

III.5.3 Méthode de calcul approchée de la résistance d'ancrage

III.5.3.1 Méthode de Teng

La figure III.14 présente un bloc d'ancrage de largeur b soumis à une force de traction T_u . Des expériences ont montré qu'au moment de la rupture, il se produit un soulèvement du sol dans une surface de longueur supérieure à celle de l'ancrage. La méthode de Teng est basée sur des équations simples, pour la détermination de la résistance ultime du bloc d'ancrage situé près ou à la surface libre du sol.

La résistance ultime est la somme de deux termes, dont le premier représente la résultante de la poussée et de la butée appliquées de part et d'autre du bloc d'ancrage, la deuxième donne la résistance au glissement le long des plans verticaux passant par les deux extrémités latérales. La surface $c'e$ présentée sur la figure suivante est l'une des surfaces concernées par le frottement latérale. [6]

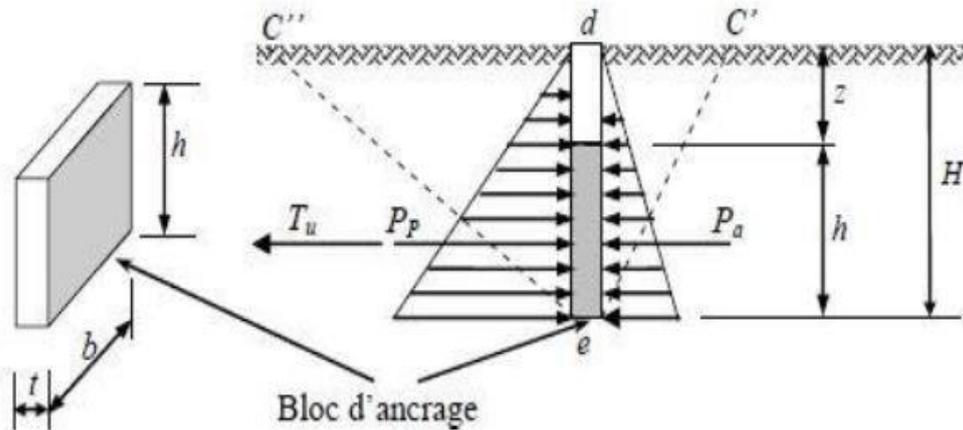


Figure.III.14 Détermination de la résistance d'un bloc d'ancrage [6]

Dans un sol pulvérulent, la résistance ultime d'un ancrage court faiblement enterré ($H/h < 2$) est donnée par l'expression suivante:

$$T_u = b(P_p - P_a) + \frac{1}{3} K_0 \gamma (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) H^3 \tan \varphi \quad (\text{III.7})$$

D'après Teng la résistance à la rupture d'un ancrage profond ($H/h > 2$) est approximativement égale à la résistance au poinçonnement d'une semelle dont la base serait située à mi-hauteur de l'ancrage. Avec [4]

T_u : Force ultime de l'ancrage.

γ : Poids volumique du sol.

h : Hauteur du bloc d'ancrage.

b : Largeur du bloc d'ancrage.

P_p et P_a : Butée et poussée des terres par unité de longueur du bloc.

K_p et K_a : Coefficients de butée et de poussée respectivement.

K_0 : Coefficient de poussée au repos pris égal à 0.4 pour le calcul de l'ancrage.

H : profondeur de l'arête inférieure du bloc d'ancrage jusqu'à la surface.

III.5.3.2 Méthode d'Ovesen Brinch Hansen

Brinch Hansen a proposé une méthode pour corriger les résultats de la pression passive tridimensionnelle, cette méthode est basée sur les résultats des essais d'Ovesen. (Fig. III.15)

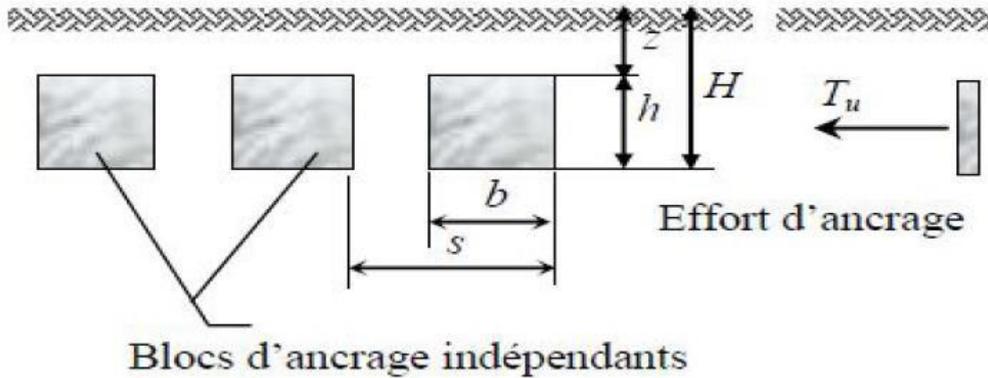


Figure. III.15 La disposition des blocs d'ancrages dans le massif du sol.

L'expression proposée pour le calcul de la résistance ultime de l'ancrage a la forme suivante:

$$T_u = M \cdot (K_P - K_a) p'_0 \cdot b h . \quad (\text{III.8})$$

Avec p'_0 : La pression effective à mi-hauteur de l'ancrage.

M : Coefficient correcteur pour tenir compte de l'effet tridimensionnel de la résistance passive.

$$M = 1 + (K_P - K_a)^{0,67} \times \left[1,1 \times E^4 + \frac{1,6 \times B}{1+5^h} + 0,4(K_P - K_a) \frac{E^3 \times B^2}{1+0,05^b} \right] \quad (\text{III.9})$$

$$B = 1 - (b/s)^2 \text{ et } E = 1 - h / (z/h) \quad (\text{III.10})$$

III.6 Ancrages doubles

Pour diminuer les moments fléchissant dans les parois, on doit placer les ancrages aussi bas que possible. Il faut alors éviter le déversement de la partie supérieure du rideau, on obtient ce résultat grâce à une deuxième ligne de tirants attachés en tête de rideau. Pour calculer ce nouvel ancrage on admet généralement qu'il doit pouvoir équilibrer le tiers de la poussée qui s'exerce sur la partie du rideau située au dessus de l'ancrage principal.

Lorsqu'il est nécessaire de prévoir deux lignes de tirants superposés, il est indispensable de les fixer sur la même plaque d'ancrage, afin d'éviter les déplacements des deux plaques d'ancrage qui peuvent être différents à cause de l'hétérogénéité du terrain. [5]

III.7 Les effets de l'eau

Les effets de l'eau peuvent se manifester de deux façons :

Pour les écrans encastrés dans une couche quasi imperméable et interceptant les arrivées d'eau, c'est principalement la pression de l'eau derrière l'écran qui est en jeu.

Si le pied de l'écran s'arrête dans une couche perméable, l'écoulement d'eau qui s'établit autour de pied a des effets multiples. En amont, il augmente les contraintes effectives et provoque une consolidation des terrains. En aval ce mouvement de l'eau diminue les efforts résistants de la butée et donc la capacité d'appui par le sol et peut être à l'origine d'instabilités hydrauliques (boulance, renard).

III.8 Méthodes des éléments finis

Classiquement, le calcul des écrans de soutènement vise d'abord à l'estimation de leur stabilité. Pour les ordres de grandeur des déplacements, par contre, seules les méthodes de calcul du coefficient de réaction et des éléments finis permettent une estimation fiable de ces grandeurs. Aujourd'hui il existe plusieurs méthodes pour étudier cette interaction que ce soit théorique telle que la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies, ou expérimentale telle que les essais de laboratoire comme par exemple l'essai de cisaillement, ou même numérique en utilisant des logiciels comme ROSA 2000, CESAR-LCPC, FLAC2D, PLAXIS, etc.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit.

Les règles principales dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Le comportement principal à modéliser ;
- utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

III.9 Conclusion

L'étude de la stabilité d'un écran de soutènement ancré est essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage à long terme. Au cours de ce chapitre, nous avons examiné les principes fondamentaux de la stabilité des écrans de soutènement ancrés, en mettant l'accent sur les méthodes d'analyse utilisées pour évaluer sa stabilité d'un écran de soutènement ancré au moyen de plaque d'ancrage. On a présenté également les différents types d'ancrages utilisés, tels que les ancres passifs et actifs, et leurs applications appropriées. La stabilité d'un écran de soutènement ancré est un sujet qui nécessite une analyse approfondie et une compréhension des différentes contraintes sollicitant l'ouvrage.

Références bibliographiques du troisième chapitre

- [1] Costet Jean & Sanglérat Guy (1983); « Cours pratiques de mécanique des sols, Calculs des ouvrages ». Dunod, Paris.
- [2] François SCHLOSSER. Murs de soutènement, C244
- [3] Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art FASCICULE 51 Ouvrages de soutènement, LCPC,(1985)
- [4] RatojoarisoA Jean Mahaenina etude de la stabilite d'un mur de quai leger, mémoire de master, Ecole Supérieure Polytechnique D'antananarivo, (2016)
- [5] Saida H A étude de l'interaction d'un rideau de palplanches avec le sol de fondation pour les ouvrages portuaires. mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou, (2015)
- [6] Teng, W. C.. Foundation Design, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ. (1962)
- Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art, Fascicule N°51 ? Ouvrages de soutènement, LCPC, (1996)
- [1] U.S. Department of the Navy 1994 U.S. Department of the Navy. March (1994). " Engineering and Design, DESIGN OF SHEET PILE WALLS ,EM 1110-2-250, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA.
- [8] http://www.cours-genie-civil.com/wp-content/uploads/cours_ports-quais-digues-accostage_ouvrages-maritimes_procedes-generaux-de-construction.pdf
- [9] <https://www.soletanche-bachy.com/fr/solutions/techniques/soutenement/tirant-dancrage>
- [10] https://www.cfms-sols.org/sites/default/files/rapport_guide_ta2020_2020-02-05_final_moyenne_definition.pdf

CHAPITRE

IV

IV.1. Présentation du code PLAXIS

VI.2 Introduction

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure.

IV.2.1. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'érouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau.

IV.2.2. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume ; celle-ci est-elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles,

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recaler par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

IV.2.2.1. Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (Fig. IV.1).

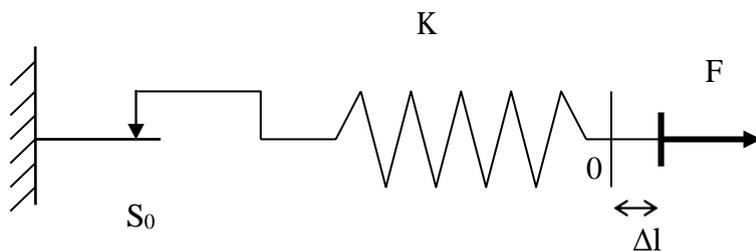


Figure IV.1 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure VI.2

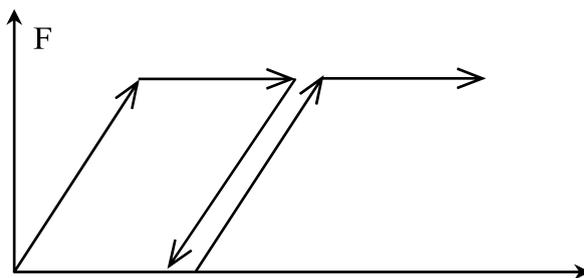


Figure IV.2 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

La figure IV.3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

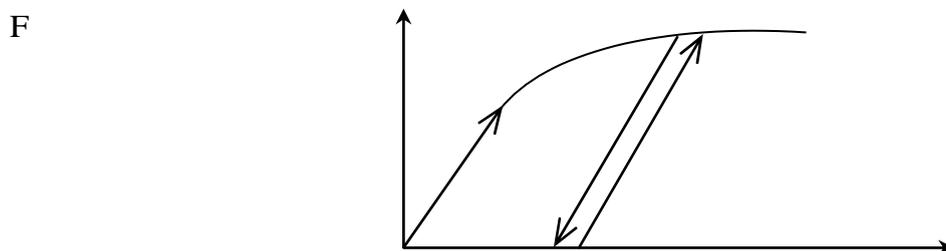


Figure IV.3 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

IV.2.2.2 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{IV.1})$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure IV.4

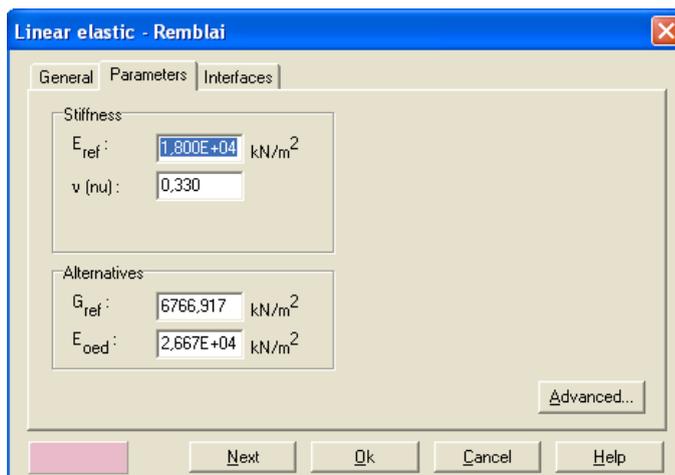


Figure.IV.4 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure IV.5

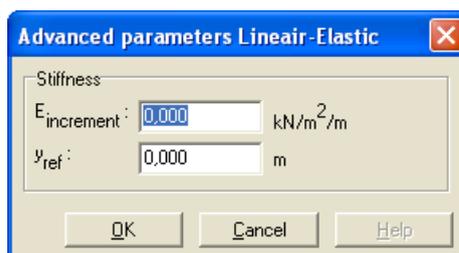


Figure.IV.5 Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

IV.2.2.3 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c \quad (\text{IV.2})$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et

respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau

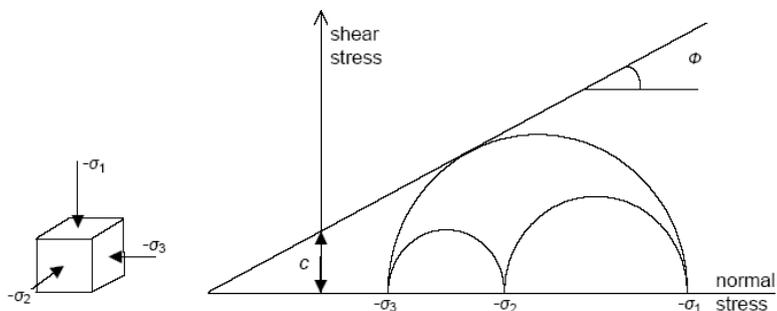


Figure. VI.6 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Fig. IV.7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

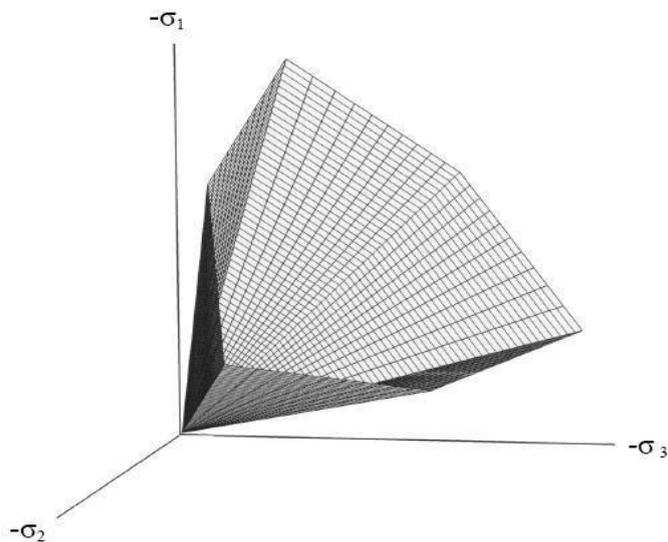


Figure.IV.7 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (Fig. IV.8). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

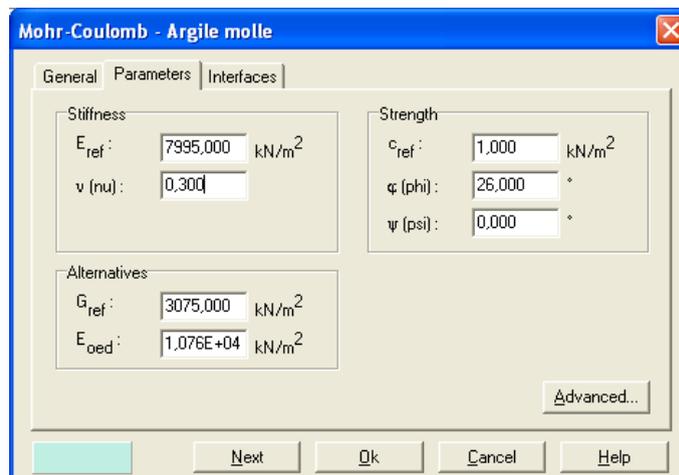


Figure. IV.8 Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a) Module d'Young:

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture.

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de Poisson:

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

d) Cohésion:

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

e) Angle de dilatance:

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ , c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30 \quad (\text{IV.3})$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ. \quad (\text{IV.4})$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement

plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f) Les paramètres avancés:

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure 4.10).

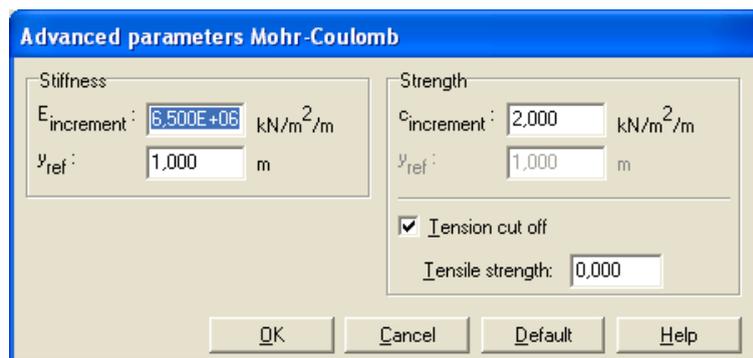


Figure. IV.9 Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

IV.3 Modélisation numérique d'un mur de quais ancré par plaque d'ancrage

IV.3.1 Introduction

Dans la partie suivante une étude du comportement d'un ouvrages de soutènement. Il s'agit d'un ouvrage de soutènement de type portuaire : le quai en eau profonde du port de Calais. Cet ouvrage a fait l'objet d'instrumentations et de suivis de chantier et offre pour cette raison tous les paramètres nécessaires pour être utiliser comme modèle numérique de validation: lephasagedeconstruction, lecouplagehydromécanique, l'interactionsol-tirant. Dans cet étude numérique, le remblais se trouvant derrière l'ouvrage de soutènement va être remplacer par un matériau composé de sable et déchet recyclés et cela dans un but de généraliser l'utilisation des déchets recyclés tel que les copeaux de pneus (TC) et les fibres de jute et polymère comme matériaux de remblais

IV.3.2 Présentation du mur de Quai du port de calais

Construit à la fin des années 1980, l'ouvrage est constitué d'une paroi en béton armé retenue en tête par deux lits de tirants. Pendant sa construction, il a été instrumenté pour suivre les déformations et les déplacements. Une étude détaillée des propriétés physiques et mécaniques des sols a également été réalisée, de sorte que l'on dispose tous les éléments nécessaires à la mise en œuvre et à la validation d'une modélisation par la méthode des éléments finies.

Ce dernier ouvrage est constitué d'un écran de soutènement en béton armé, réalisé pour la partie inférieure parla technique de la paroi moulée dans le sol et pour la partie supérieure en béton coffré. L'écran est fiché dans l'argile des Flandres et ancré par deux nappes de tirants passifs reliées àun rideau de palplanches formant le massif d'ancrage. La hauteur libre totale de l'ouvrage (24 m).

Les sols rencontrés sur le site du quai de Calais ont fait l'objet de trois reconnaissance réalisées aux environs immédiats du site, peuvent par ailleurs contribuer à préciser certains aspects des caractéristiques des sols.

D'un point de vue géotechnique, le site est constitué de deux formations (Fig.IV.11):

- les sables flamandiens régnaient de la surface du sol, variable aux environs de +5,00 Cote Marine (CM) jusqu'à une profondeur de -21,00 à - 22,50 CM. Cessablesontdessablesfinshomométriques, mis en place lors des mouvements du niveau de la mer au quaternaire.
- L'argile des Flandres est présente en dessous de la cote -21,00 à 22,50 CM, avec une

épaisseur non reconnue. C'est une argile raide, mise en place à l'Eocène.

- L'ensemble est baigné par une nappe phréatique, dont le toit s'établit aux environs du niveau demi-marée (+4,00à+5,00CM).

Tableau IV.1 Caractéristiques géotechniques des couches de sol.

Couches de sol	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (kPa)	E_M (MPa)
Remblai	20,25	16,50	3	39	32
Sable Flandriens	20,25	16,50	4	38	36
Argile de Flandres	20	15.5	25	20	35

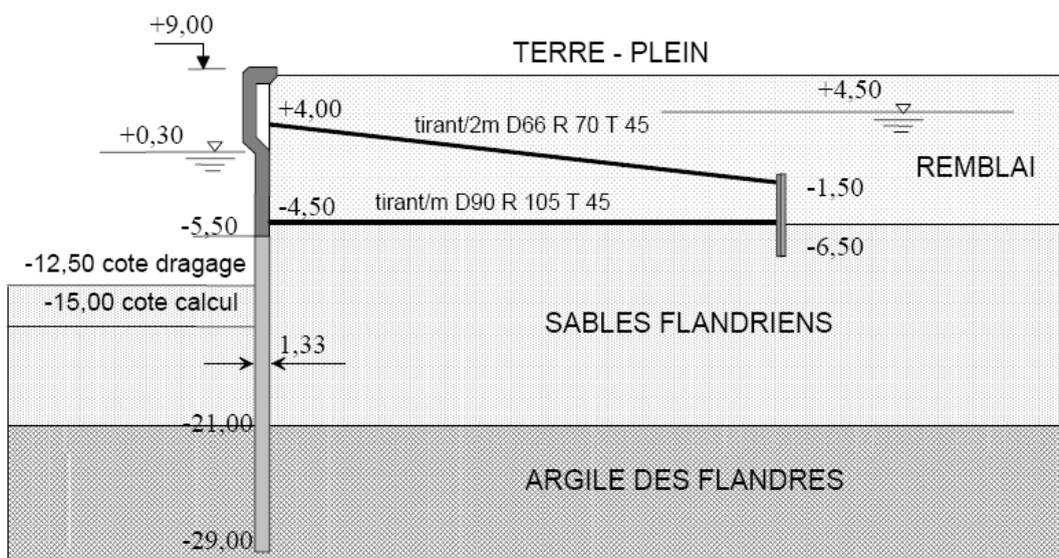


Figure IV.10 Coupe type du quai [4]

IV.3.3 Modélisation d'un mur de quai avec le remblai d'origine

Le mur a été modélisé en utilisant les propriétés des matériaux, des sols et de remblai présentés dans les tableaux IV.1. Le modèle est modélisé par des éléments triangulaire à 15 nœuds Le sol a été modélisé à l'aide du modèle bien connu de Mohr-Coulomb. le modèle est de dimension (80 X 80)m comme montré sur la figure IV.11 [1].

Les caractéristiques de la paroi, l'ancrage et les tirants d'ancrages sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.2 Les caractéristiques de la paroi

Paramètres	Symbole	valeur	unité
Type de comportement	Material type	Elastique	–
Rigidité normale	EA	$4,400.10^7$	[kN/m]
Rigidité de flexion	EI	$5,950.10^6$	[kNm ² /m]
Poids	w	44,220	[kNm/m]
Coefficient de poisson	ν	0,200	–

Tableau IV.3 Tableau Caractéristique de l'ancrage (palplanche)

Paramètres	Symbole	valeur	unité
Type de comportement	Matériel type	Elastique	–
Rigidité normale	EA	8000.10^4	[kN/m]
Rigidité de flexion	EI	2,660	[kNm ² /m]
Poids	W	$3,120.10^{-3}$	[kNm/m]
Coefficient de poisson	ν	0,200	–

Tableau IV.4 Les caractéristiques des ancrages

a) Ancrage supérieure

Paramètres	Symbole	valeur	unité
Type de comportement	Matériel type	Elastique	–
Rigidité normale	EA	$4,749.10^5$	[kN/m]
Espacement	Ls	2	m

b) Ancrage inférieure

Paramètres	Symbole	valeur	unité
Type de comportement	Matériel type	Elastique	–
Rigidité normale	EA	$1,272.10^6$	[kN/m]
Espacement	Ls	2	m

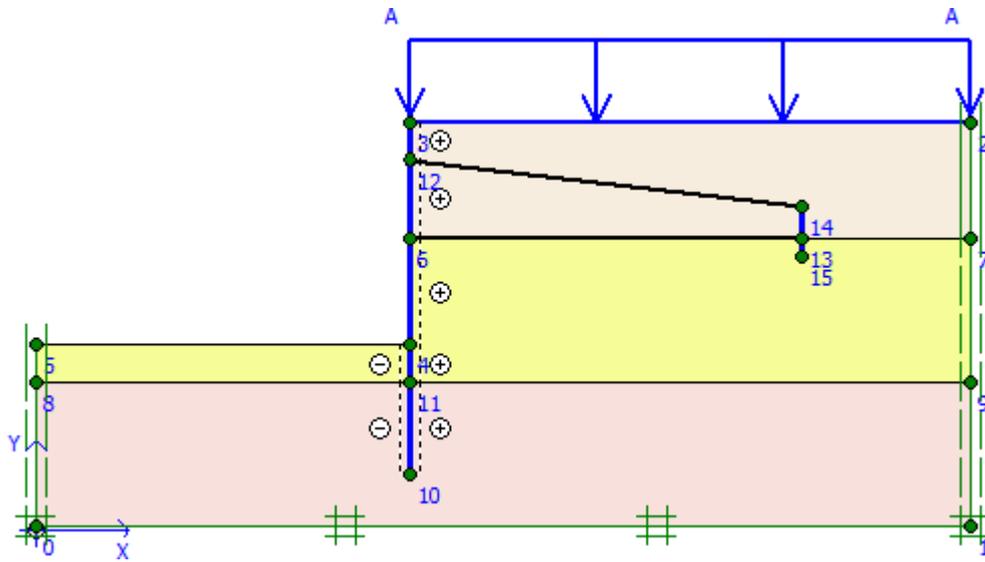


Figure IV.11 Modèle mur de quai ancré

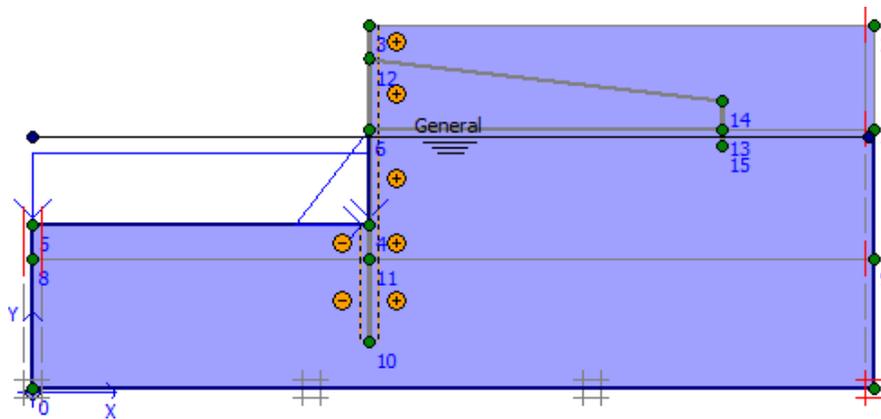


Figure IV.12 Modèle mur de quai ancré avec niveau d'eau à 30,600 m.

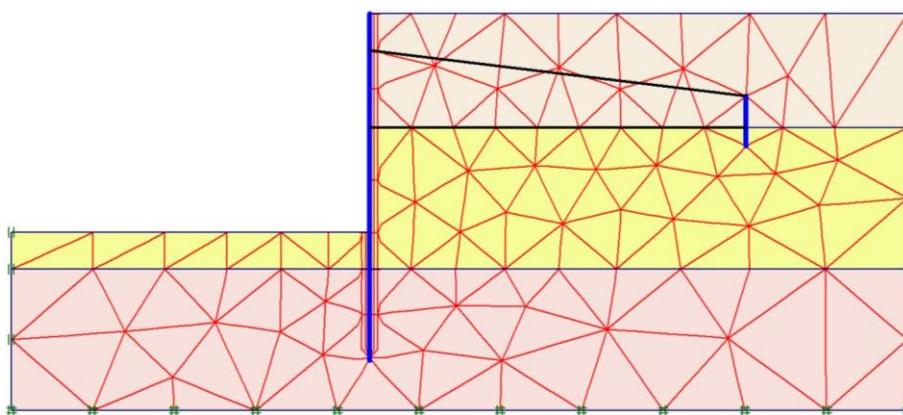


Figure IV.13 La génération du maillage

IV.3.3.1 Conditions initiales

L'initialisation des contraintes de sol peut se faire en conditions K_0 . Plaxis propose par défaut un K_I selon la formule de Jaky ($K_0 = 1 - \sin\phi$) (Fig. IV.15)

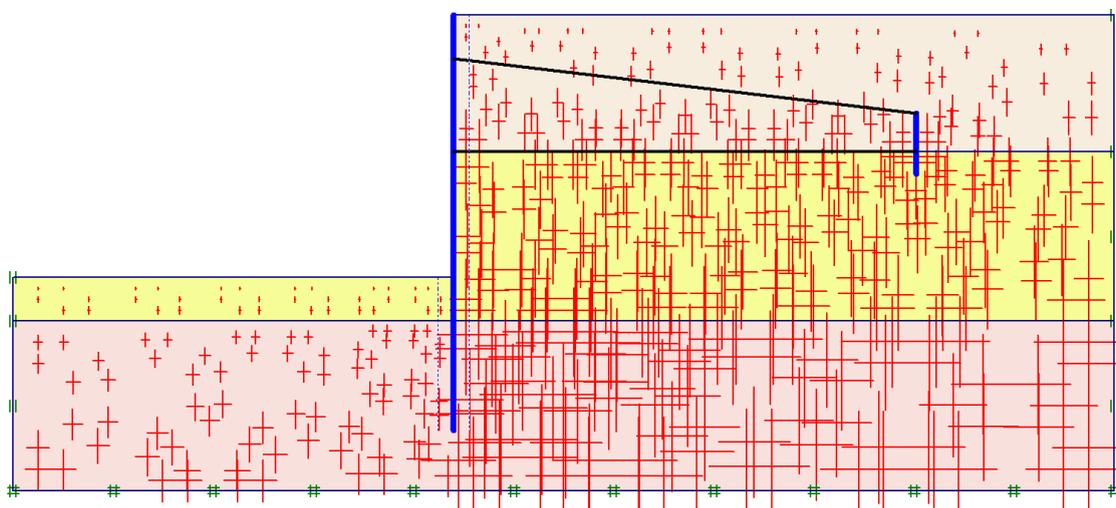


Figure IV.14 Contraintes effectives initiales.

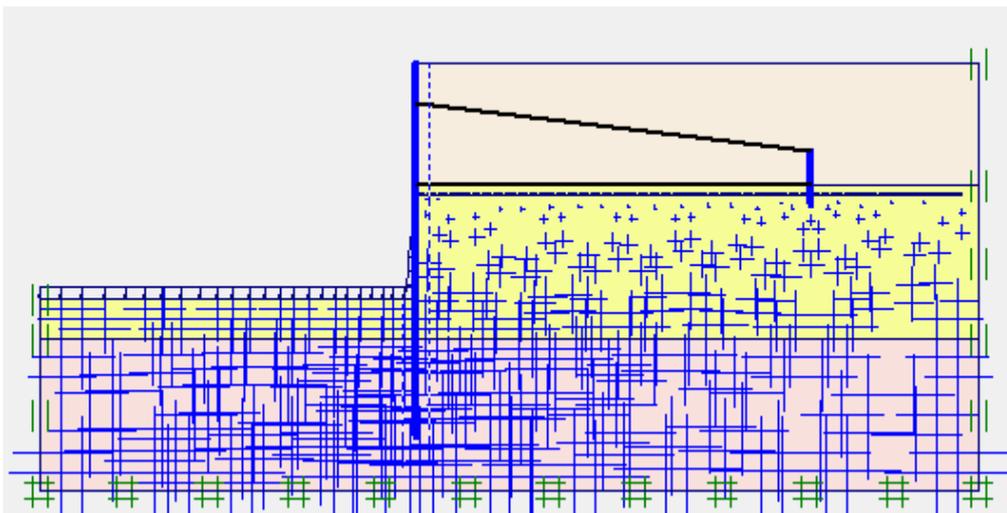


Figure IV.15 Contraintes interstitielles initiales

IV.3.3.2 Les phases de calcul

Après la définition du modèle, les calculs peuvent être effectués en choisissant le type plastique et la construction par étape (staged construction) qui va permettre de revenir sur les écrans du modèle en cliquant sur le bouton « Define ». On obtient alors une vue du modèle (Fig. IV.17).

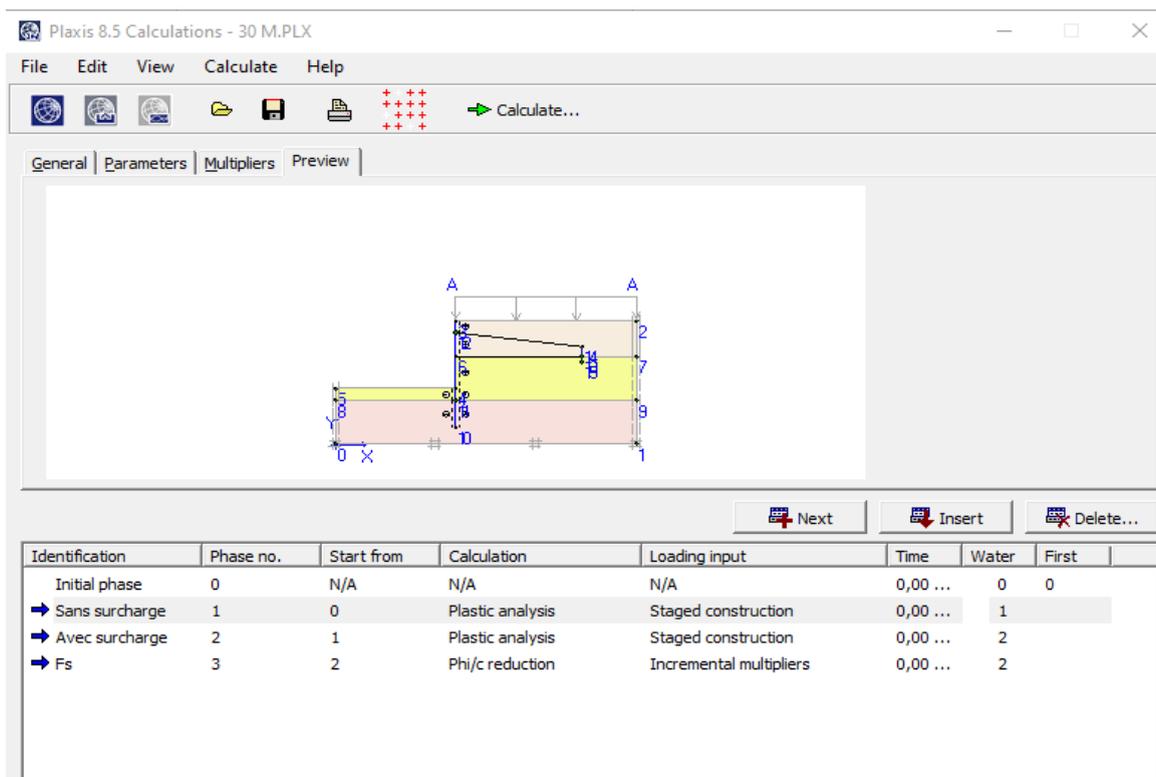


Figure IV.16 Les phases de calculs.

IV.3.3.3 Présentation des résultats du calcul

IV.3.3.4 Résultats du calcul pour le cas nappe au niveau 30.6m

Les Figures de IV.17 à IV.21 présentent le maillage déformé du modèle, les déplacements verticaux et horizontaux, les contraintes et les déformations selon X et Y dans le cas d'un mur de quai ancré avec remblais dans le cas d'une nappe à 30,6 m.

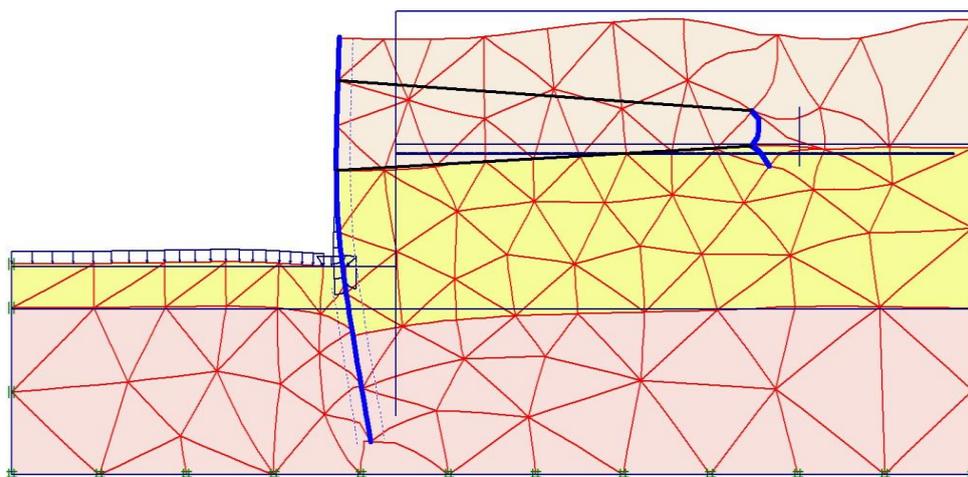


Figure IV.17 Maillage déformé du mur de quai ancré cas (Remblai avec nappe à 30,600m).

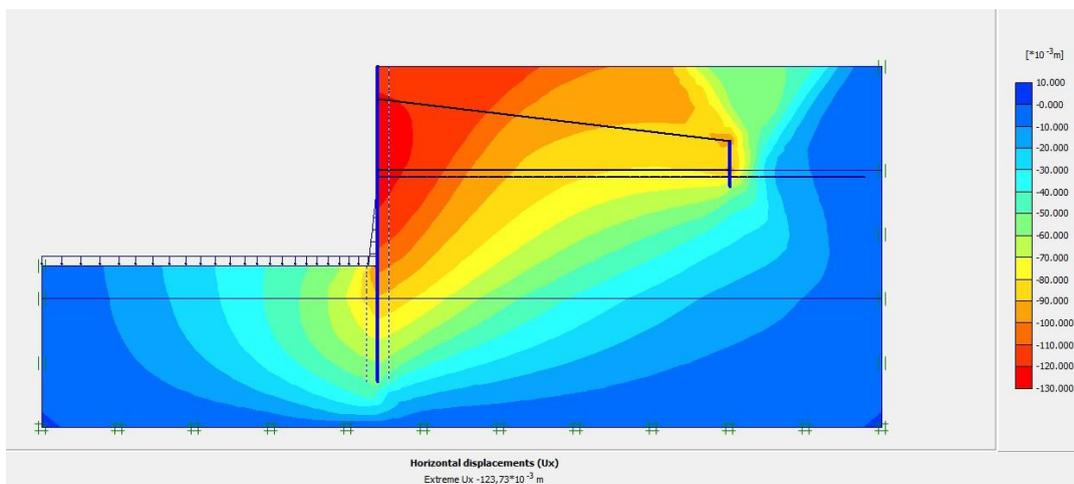


Figure IV.18 Déplacement horizontal (Ux) du mur de quai ancré cas (Remblai avec nappe à 30,60 m)

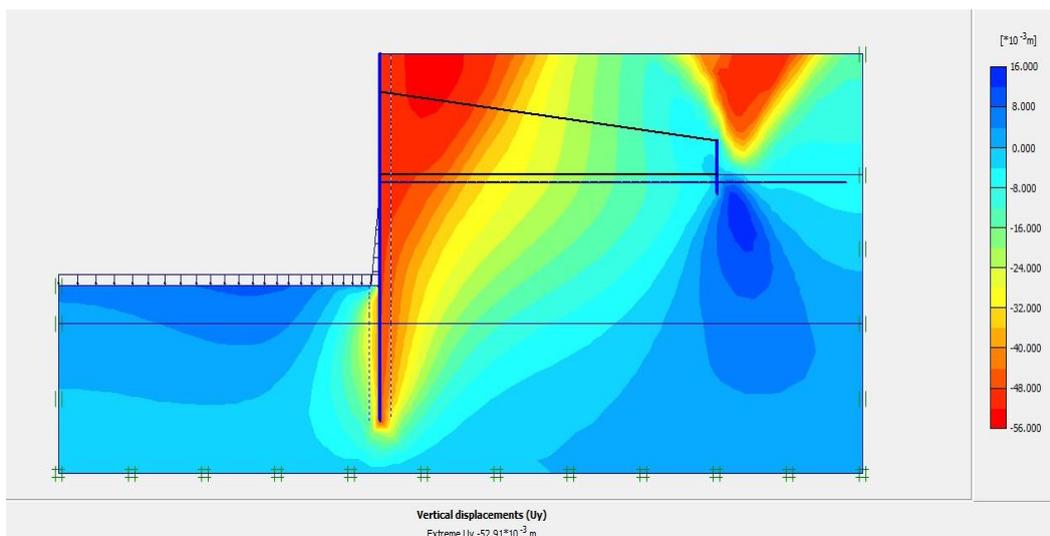


Figure IV.19 Déplacement vertical (U_y) du mur de quai ancré cas (Remblai avec nappe à 30,60 m)

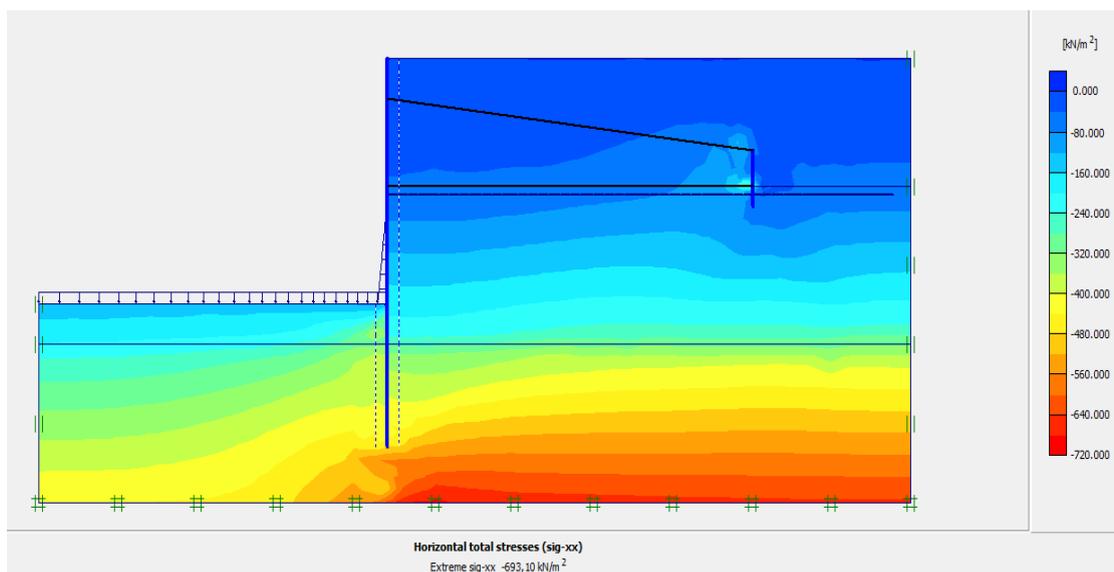


Figure IV.20 Contraintes horizontales (σ_{xx}) du mur de quai ancré cas (Remblai avec nappe à 30,60 m).

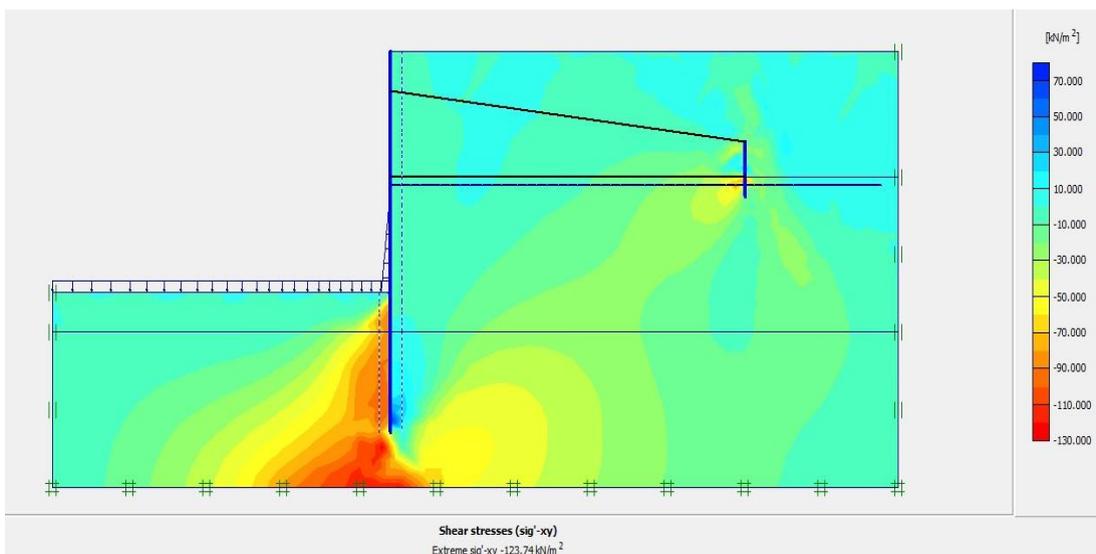


Figure IV.21 Contraintes de cisaillement (σ_{xy}) du mur de quai ancré cas (Remblai avec nappe à 30,600m)

Tableau IV.5 Bilan des résultats de calcul pour le cas du mur de quai ancré cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)

Remblai	$U_x \times 10^{-3}(\text{m})$	$U_y \times 10^{-3}(\text{m})$	$\sigma_{xx} \times 10^3 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{yy} \times 10^3 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{xy} \times 10^3 \text{ kN/m}^2$	F_s
q=0	123,94	52,91	0,693	0,944	0,123	1,000
q=40	143,37	102,88	0,715	0,987	0,128	1,000

- Diagrammes des déplacements dans la paroi :

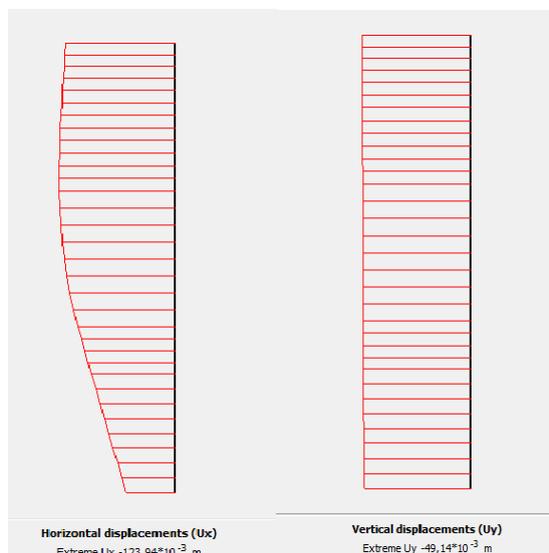


Figure IV.22 Déplacement horizontal (U_x) et vertical (U_y) de la paroi cas (nappe à 30,6 m)

Tableau IV.6 Résultats de calcul des déplacements dans la paroi pour le cas (Remblai avec nappe à 30,600m)

remblai	$U_x \times 10^{-3}(m)$	$U_y \times 10^{-3}(m)$	$U_{tot} \times 10^{-3}(m)$
q=0	123,94	49,14	133
q=40	143,37	68,88	159,01

- **Diagrammes des efforts et des moments dans la paroi :**

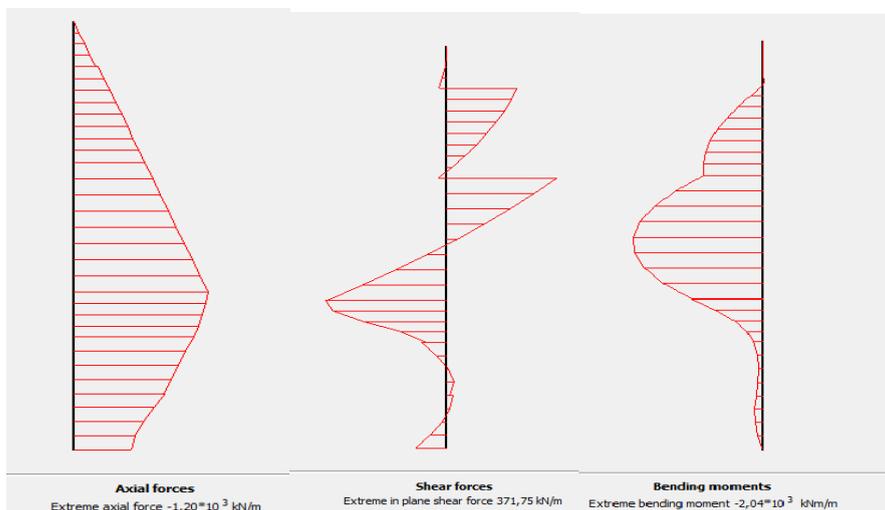


Figure IV.23 Diagrammes des efforts normaux, efforts tranchant et moments fléchissant dans la paroi (Remblai avec nappe à 30,6 m).

Tableau IV.7 Bilan des résultats des efforts et des moments fléchissant dans la paroi ancré cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)

Remblais	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN.m
q=0	$1,20 \times 10^3$	$0,391 \times 10^3$	$2,04 \times 10^3$
q=40	$1,50 \times 10^3$	$0,413 \times 10^3$	$2,40 \times 10^3$

- **Les déplacements dans l'ancrage (palplanche) :**

Tableau IV.8 Bilan des résultats de calcul des déplacements dans l'ancrage (palplanche) pour le cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)

Remblai	$U_x \times 10^{-3}(m)$	$U_y \times 10^{-3}(m)$	$U_{tot} \times 10^{-3}(m)$
q=0	99,66	5,80	99,70
q=40	114,35	43,08	122,13

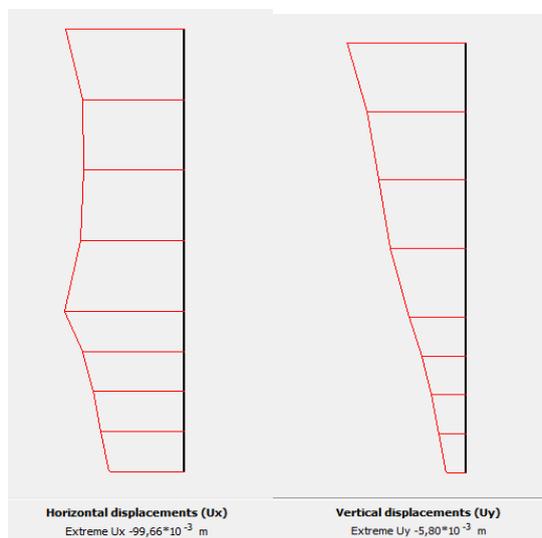


Figure IV.24 Diagrammes des déplacements horizontaux (U_x) et verticaux (U_y) dans l'ancrage (palplanche) cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)

- **Les efforts et les moments dans l'ancrage (palplanche) :**

Tableau IV.9 Bilan des résultats des efforts et des moments fléchissant dans l'ancrage (palplanche) dans le cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)

Remblais	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN.m
q=0	$0,129 \times 10^3$	$0,010 \times 10^3$	$1,29 \times 10^3$
q=40	$0,186 \times 10^3$	$0,012 \times 10^3$	$1,59 \times 10^3$

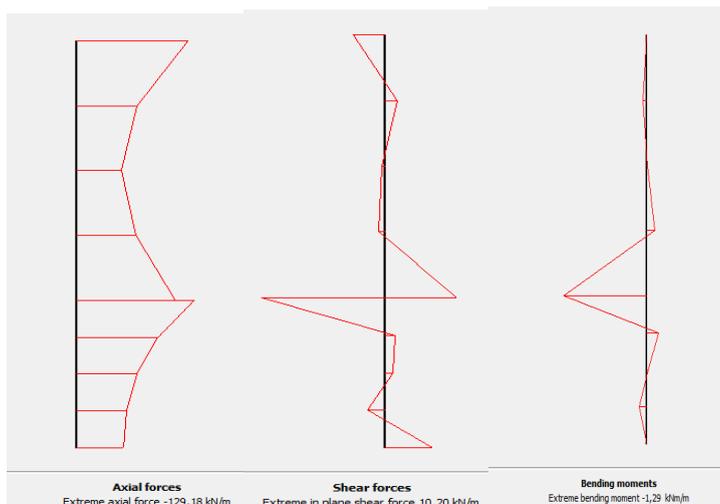


Figure IV.25 Diagrammes des efforts et des moments dans l'ancrage (palplanche) cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)

Tableau IV.10 Bilan des résultats des forces dans les tirants d'ancrages pour le cas (Remblai avec nappe à 30,600m) pour différents surcharges

Tirant/ surcharge	Tirant inférieur kN/m	Tirant supérieure kN/m
q=0	365,9	240,4
q=40	438,6	321,0

IV.3.3.5 Résultats du calcul pour le cas nappe au niveau 40m

Tableau IV.11 Bilan des résultats de calcul pour le cas remblai avec nappe à 40 m

Remblai	$U_x \times 10^{-3}(\text{m})$	$U_y \times 10^{-3}(\text{m})$	$\sigma_{xx} \times 10^3 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{yy} \times 10^3 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{xy} \times 10^3 \text{ kN/m}^2$	F_s
q=0	115,09	100	0,681	0,946	0,125	1,000
q=40	138,06	152,92	0,702	0,989	0,129	1,000

Tableau IV.12 Les déplacements de la paroi pour le cas remblai avec nappe à 40 m ($q=0$ et $q=40$)

Remblai	$U_x \times 10^{-3}(\text{m})$	$U_y \times 10^{-3}(\text{m})$	$U_{\text{tot}} \times 10^{-3}(\text{m})$
q=0	115,09	65,55	132,39
q=40	138,06	87,10	163,17

Tableau IV.13 Les efforts et les moment fléchissant dans la paroi pour le cas nappe à 40 m

Remblais	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN.m
q=0	$1,43 \times 10^3$	$0,358 \times 10^3$	$2,08 \times 10^3$
q=40	$1,69 \times 10^3$	$0,400 \times 10^3$	$2,47 \times 10^3$

Tableau IV.14 Les déplacements de la palplanche pour le cas remblai avec nappe à 40 m

Remblai	$U_x \times 10^{-3}(\text{m})$	$U_y \times 10^{-3}(\text{m})$	$U_{\text{tot}} \times 10^{-3}(\text{m})$
q=0	91,86	53,37	106,11
q=40	110,51	90,71	142,97

Tableau IV.15 Les efforts dans la palplanche dans le cas avec nappe à 40 m

Remblais	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN.m
q=0	$0,164 \times 10^3$	$0,09 \times 10^3$	1,22
q=40	$0,213 \times 10^3$	$0,012 \times 10^3$	1,55

Tableau IV.16 Les forces dans les tirants dans le cas avec nappe à 40m

Tirant/ surcharge	Tirant inférieur kN/m	Tirant supérieure kN/m
q=0	347,900	219,700
q=40	423,000	321,000

IV.3.3.6 Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus,

- Les déplacements horizontaux dans le massif de sol diminues lorsque le niveau de la nappe augmente de 30,6m à 40m par contre les déplacements verticaux augmentes.
- Les moments fléchissant dans la paroi du mur ancré et l'ancrage (palplanche) enregistre une légère augmentation lorsque le niveau des eaux change de 30,6m à 40m.
- On remarque également une augmentation dans les déplacements horizontaux de la paroi ancré et l'ancrage (palplanche) par contre les déplacements verticaux ont enregistré une diminution

IV.4. Modélisation d'un mur de quai avec un remblai (sable + copeau de pneus TC/fibre de glass +polymère)

Dans cette partie, on a remplacé la couche de remblai derrière le mur de quai ancré par deux types de mélanges (sable + copeau de pneus) et (sable + fibre de glass+polymère). Les caractéristiques des mélanges sont présentées dans les tableaux IV. 17 et IV.18

Tableau IV.17 Les propriétés du mélange sable copeaux de pneus [2]

% TC	γ (kN / m³)	ϕ(°)	C (kPa)	E(kPa)	ν
0%	18.15	41	0	47888	0.300
10%	16.30	37.2	1	32700	0.300
30%	16.11	38	13.98	45145	0.306
50%	14.89	35	31.21	42155	0.309

Tableau IV.18 Les propriétés du mélange sable + fibre de glass + polymère [3]

% Fibre de jute + 2% polymère	γ (kN / m ³)	ϕ (°)	C (kPa)	E(kPa)	ν
0,2%	15	27,72	11,26	20900	0.300
0,4%	15	27.35	15,19	21300	0.300
0,6%	15	26,85	20.48	21900	0.300

IV4.1.Présentation des résultats de calcul pour le cas remblai : (sable + copeau de pneus TC)

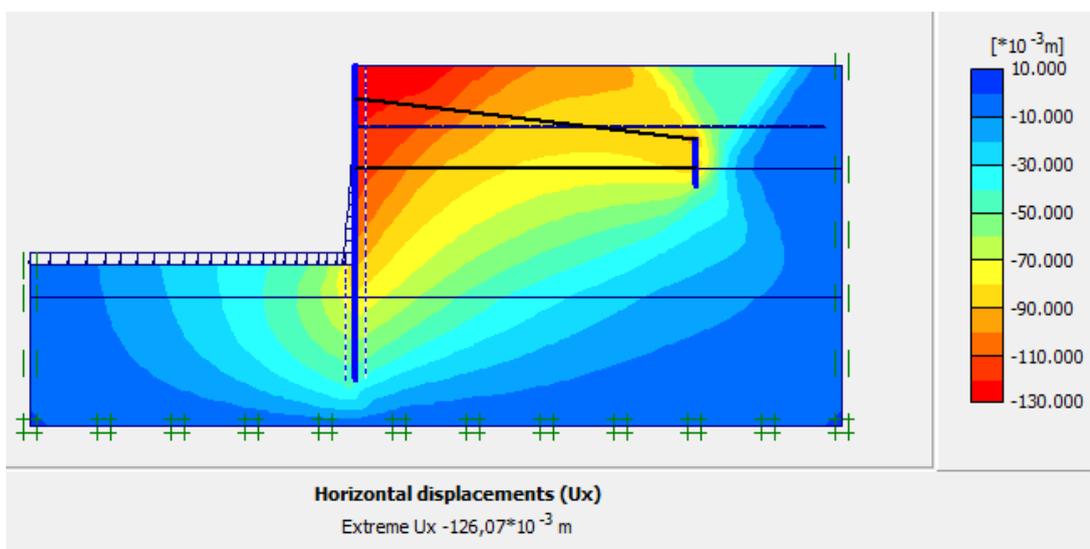


Figure IV.26 Déplacement horizontal (Ux) (30% copeaux de pneus avec niveau d'eau à 30,60 m)

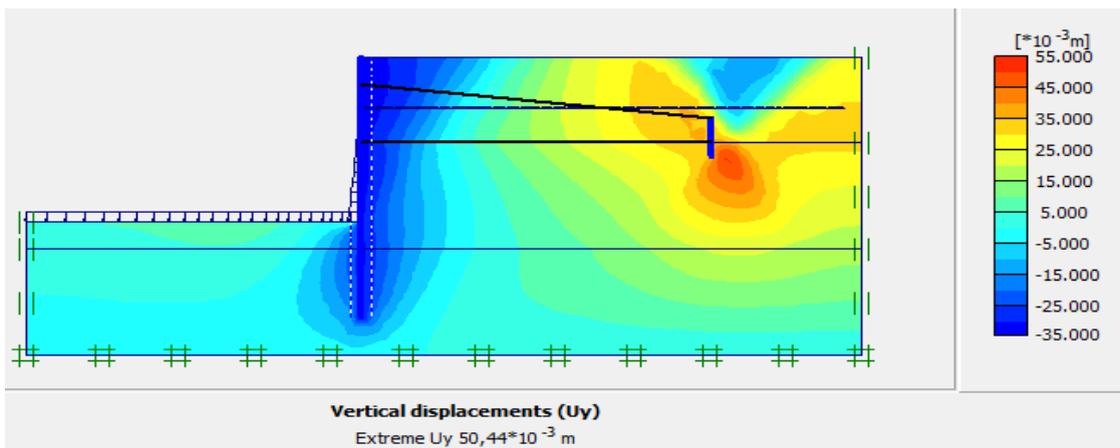


Figure IV.27 Déplacement vertical (Uy) (30% copeaux de pneus avec niveau d'eau à 30,60m)

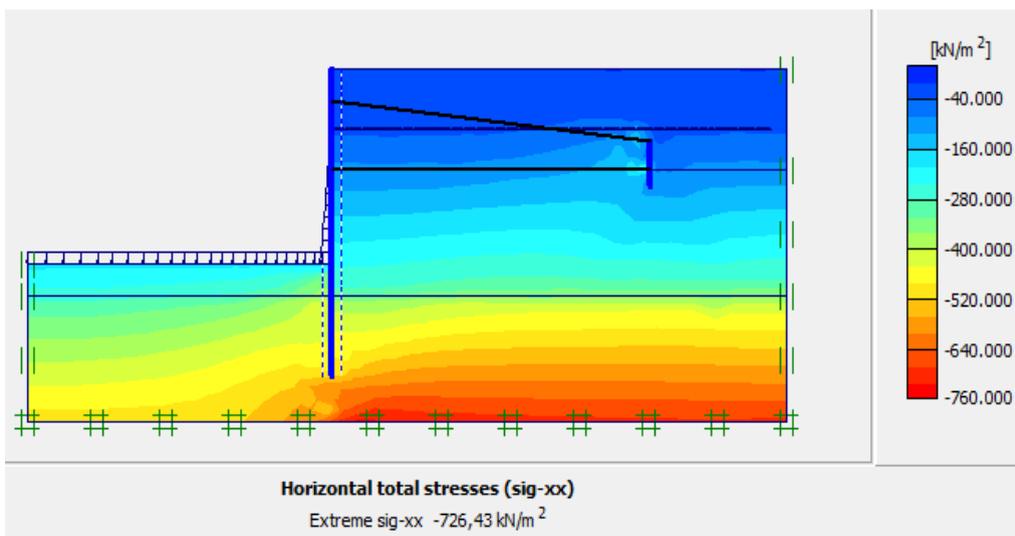


Figure IV.28 Contraintes horizontales (σ_{xx}) (30% coupeaux de pneus avec nappe à 30,600m)

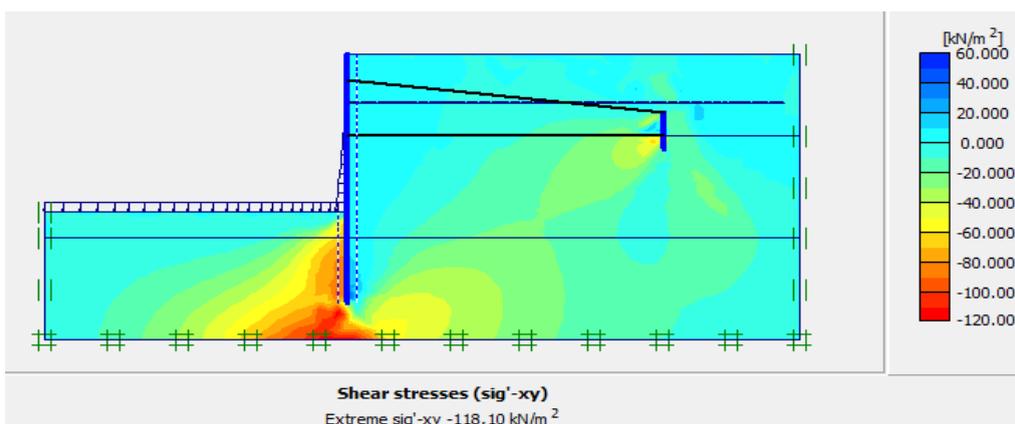


Figure IV.29 Contraintes de cisaillement (σ_{xy}) (30% coupeaux de pneus avec nappe à 30,60m)

IV4.2. Les résultats pour le cas remblai de sable + différents pourcentages (Tc) et surcharges avec nappe à 30,600m

Tableau IV.19 Bilan des déplacements pour le cas remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ niveau d'eau à 30,600m

TC %	q (kN/m ²)	U _x (m) × 10 ⁻³	U _y (m) × 10 ⁻³	U _t (m) × 10 ⁻³
10%	40	138,12	63,80	149,97
	0	129,40	49,99	132,42
30%	40	132,71	58,97	143,04
	0	126,07	50,44	128,76
50%	40	123,42	48,64	126,49
	0	122,93	48,68	125,95

Tableau IV.20 Bilan des contraintes cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ niveau d'eau à 30,60m

TC % q = 40	σ_{xx} kN/m² × 10³	σ_{yy} kN/m² × 10³	σ_{xy} kN/m²
10%	0,964	1,24 × 10 ³	261,55
30%	0,749	1,00 × 10 ³	123,81
50%	0,739	0,990	122,80
TC % q = 0	σ_{xx} kN/m² × 10³	σ_{yy} kN/m² × 10³	σ_{xy} kN/m²
10%	0,752	1,01	124,09
30%	0,726	0,955	118,10
50%	0,716	0,942	116,94

Tableau IV.21 Bilan des forces et des moments fléchissant dans la paroi cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ niveau d'eau à 30,6m

TC % q = 40	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN.m
10%	1,38 × 10 ³	0,969 × 10 ³	6,30 × 10 ³
30%	1,30 × 10 ³	0,384 × 10 ³	1,97 × 10 ³
50%	1,31 × 10 ³	0,378 × 10 ³	1,87 × 10 ³
TC % q = 0	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN/m
10%	1,01 × 10 ³	0,339 × 10 ³	1,53 × 10 ³
30%	0,984 × 10 ³	0,329 × 10 ³	1,50 × 10 ³
50%	0,998 × 10 ³	0,323 × 10 ³	1,41 × 10 ³

Tableau IV.22 Bilan des déplacements dans la paroi pour le cas remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 30.6m

TC % q = 40	U_x × 10⁻³(m)	U_y × 10⁻³(m)	U_{tot} × 10⁻³(m)
10%	138,12	50,78	147,15
30%	132,71	49,97	141,79
50%	131,32	49,49	140,33
TC % q = 0	U_x × 10⁻³(m)	U_y × 10⁻³(m)	U_{tot} × 10⁻³(m)
10%	127,62	33,90	132,04
30%	123,71	33,34	128,13
50%	121,26	32,80	125,62

Tableau IV .23 Bilan des forces et les moments dans l'ancrage (palplanche) cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 30,60m

TC % q = 40	Effort normal kN/m × 10³	Effort tranchant kN/m × 10³	Moment fléchissant kN.m × 10³
10%	0,180	0,012	0,0015
30%	0,176	0,010	1,28
50%	0,182	0,0102	0,0103
TC % q = 0	Effort normal kN/m × 10³	Effort tranchant kN/m × 10³	Moment fléchissant kN.m × 10³
10%	0,135	0,010	0,0012
30%	0,138	0,008	0,0010
50%	0,182	0,0102	0,0103

Tableau IV.24 Les déplacements de la palplanche cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 30,60m

TC % q = 40	$U_x \times 10^{-3}(m)$	$U_y \times 10^{-3}(m)$	$U_{tot} \times 10^{-3}(m)$
10%	110,66	5,07	110,78
30%	104,83	5,00	104,93
50%	104,01	4,62	104,11
TC % q = 0	$U_x \times 10^{-3}(m)$	$U_y \times 10^{-3}(m)$	$U_{tot} \times 10^{-3}(m)$
10%	99,67	35,93	104,85
30%	95,56	35,61	100,92
50%	121,26	32,80	125,62

Tableau IV.25 Les forces dans les tirants cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 30,6 m

TC % q = 40	10%	30%	50%
Tirant inf (kN/m)	398,500	398,600	385,70
Tirant sup (kN/m)	326,900	327,10	327,10
TC % q = 0	10%	30%	50%
Tirant inf (kN/m)	336,000	334,50	322,000
Tirant sup (kN/m)	268,400	273,90	268,000

Tableau IV.26 Les coefficients de sécurité cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 30,60m

TC % q = 40	10%	30%	50%
F _s	1,455	1,459	1,471
TC % q = 0	10%	30%	50%
F _s	1,534	1,541	1,557

IV4.3. Les résultats pour le cas remblai de sable + différents pourcentages (Tc) et surcharges avec nappe à 40m

Tableau IV.27 Les déplacements de la paroi ancré cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m

TC % q = 40	σ_{xx} kN/m ² × 10 ³	σ_{yy} kN/m ² × 10 ³	σ_{xy} kN/m ²
10%	0,737	1,01	125,80
30%	0,735	1,01	125,58
50%	0,725	0,994	124,57
TC % q = 0	σ_{xx} KN/m ² × 10 ³	σ_{yy} KN/m ² × 10 ³	σ_{xy} kN/m ²
10%	0,714	0,964	121,32
30%	0,712	0,960	121,08
50%	0,957	1,20	164,09

Tableau IV.28 Les contraintes de la paroi ancré cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m

TC %	q (kN/m ²)	U _x (m) × 10 ⁻³	U _y (m) × 10 ⁻³	U _t (m) × 10 ⁻³
10%	40	125,06	124,01	161,83
	0	103,87	71,53	118,61
30%	40	119,81	118,33	150,24
	0	100,37	69,41	113,57
50%	40	118,11	120,86	156,65
	0	97,26	71,10	113,20

Tableau IV.29 Les efforts et les moments dans la paroi ancrée cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m

TC % q = 40	Effort normal kN/m × 10³	Effort tranchant kN/m × 10³	Moment fléchissant kN.m × 10³
10%	1,56	0,371	2,04
30%	1,55	0,365	2,05
50%	1,54	0,357	1,91
TC % q = 0	Effort normal kN/m × 10³	Effort tranchant kN/m × 10³	Moment fléchissant kN.m × 10³
10%	1,29	0,324	1,69
30%	1,28	0,319	1,69
50%	1,27	0,308	1,57

Tableau IV.30 Les efforts et les moments fléchissant dans l'ancrage (palplanche) cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m

TC % q = 40	Effort normal kN/m × 10³	Effort tranchant kN/m × 10³	Moment fléchissant kN.m × 10³
10%	0,181	0,011	0,014
30%	0,175	0,092	0,016
50%	0,115	0,095	0,012
TC % q = 0	Effort normal kN/m × 10³	Effort tranchant kN/m × 10³	Moment fléchissant kN.m × 10³
10%	0,123	0,087	0,01
30%	0,123	0,072	0,921
50%	0,134	0,073	0,931

Tableau IV.31 Les forces dans les tirants cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m

TC % q = 40	10%	30%	50%
Tirant inf kN/m	374,200	372,100	359,100
Tirant sup kN/m	303,600	296,800	301,200
TC % q = 0	10%	30%	50%
Tirant inf kN/m	302,50	301,500	286,300
Tirant sup kN/m	214,80	209,000	207,500

Tableau IV. 32 Les coefficients de sécurité cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m

q = 40	10%	30%	50%
F_s	1,453	1,458	1,472
q = 0	10%	30%	50%
F_s	1,532	1,539	1,556

IV.5 Discussion des résultats

D'après la figure IV.31 et le tableau IV 10, on remarque une diminution dans les déplacements horizontaux et verticaux au niveau du l'ensemble (sol-Mur - ancrage). Le pourcentage 50 % a enregistré la valeur minimum pour les deux niveaux d'eau.

D'après la figure IV.30, les efforts maximum sont enregistrés au niveau du tirant inférieur

D'après le tableau IV.32, les coefficients de sécurités sont maximum pour le pourcentage TC (50%), ils sont de l'ordre l'ordre 1,55

L'augmentation du niveau d'eau a de 30,6m à 40 m a légèrement diminuer les coefficients de sécurité

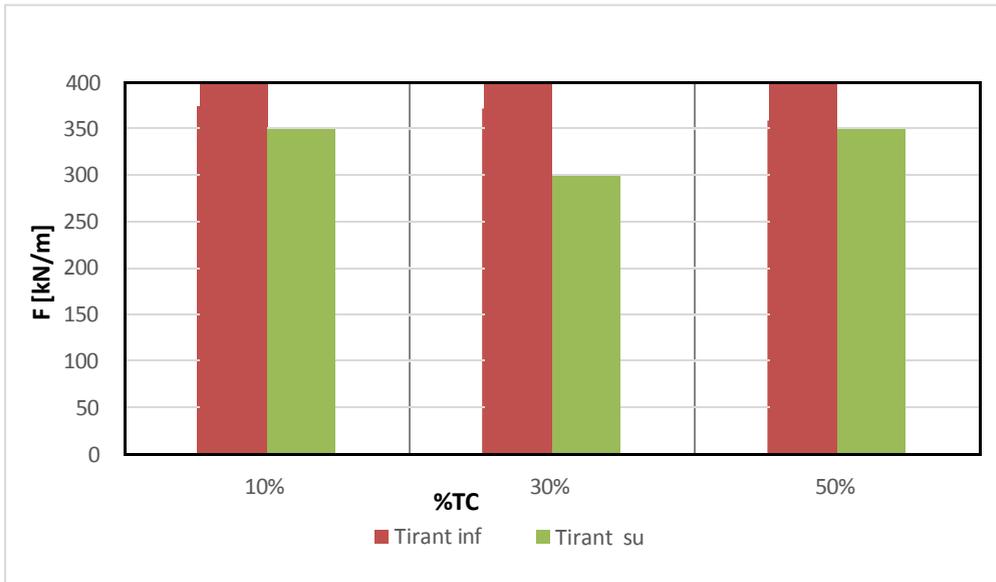


Figure IV. 30 Les coefficients de sécurité cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m

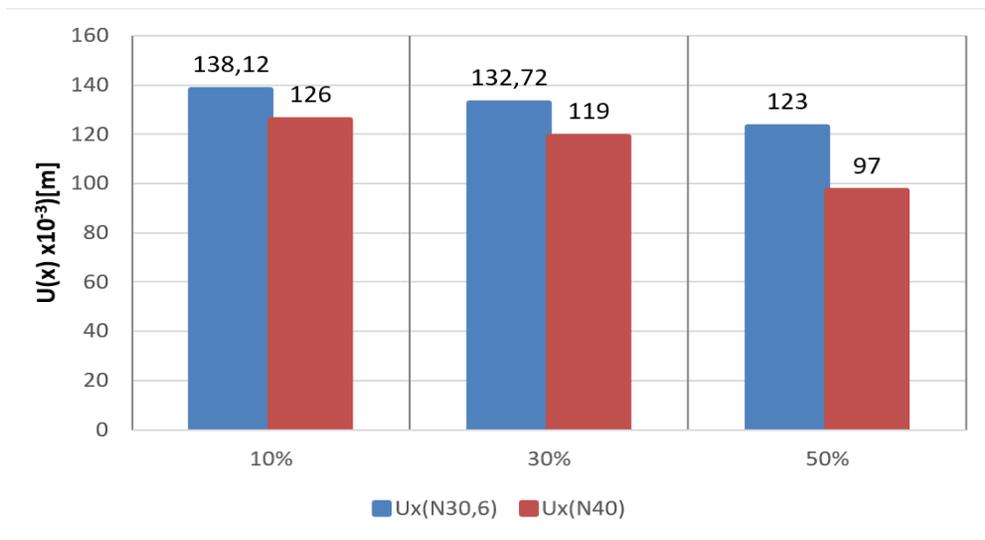


Figure IV.31 Les déplacements de la palplanche ancrée cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ niveau d'eau 30,6m à 40 m

IV.5.1 Les résultats pour le cas remblai d sable + fibres de glass et polymère + surcharge avec nappe à 30,60m

Les résultats présentent les déplacements verticaux et horizontaux, les contraintes et les déformations selon X et Y dans le cas d'un remblai renforcé de 0,4% fibre de glass + 2% polymère avec nappe 30,60 m.

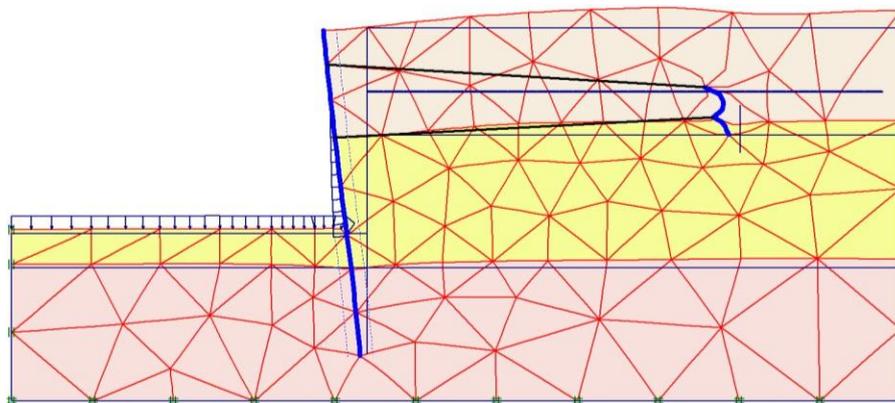


Figure IV.32 Maillage déformé cas : sable + 0,4 % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

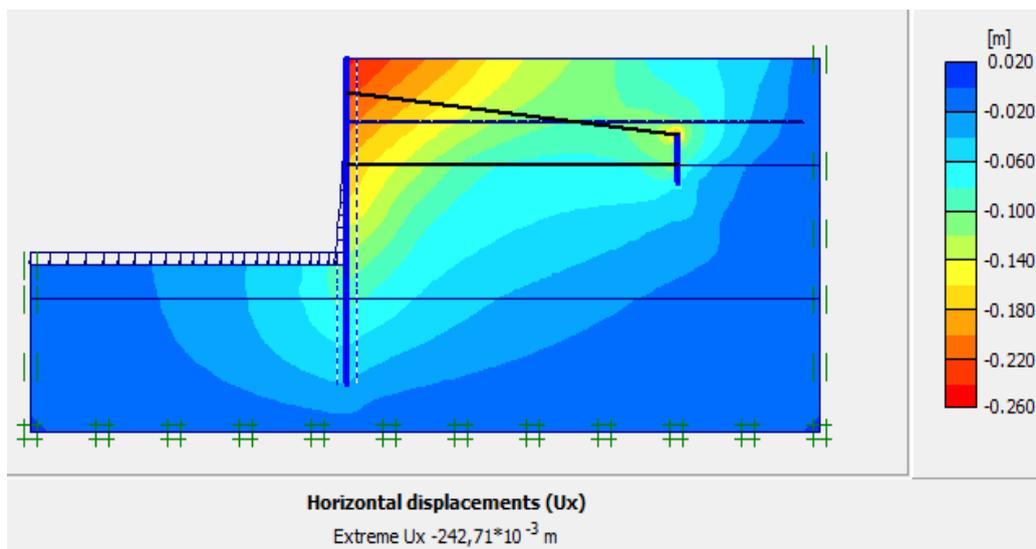


Figure IV.33 Déplacement horizontal (Ux) cas : sable + 0,4 % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

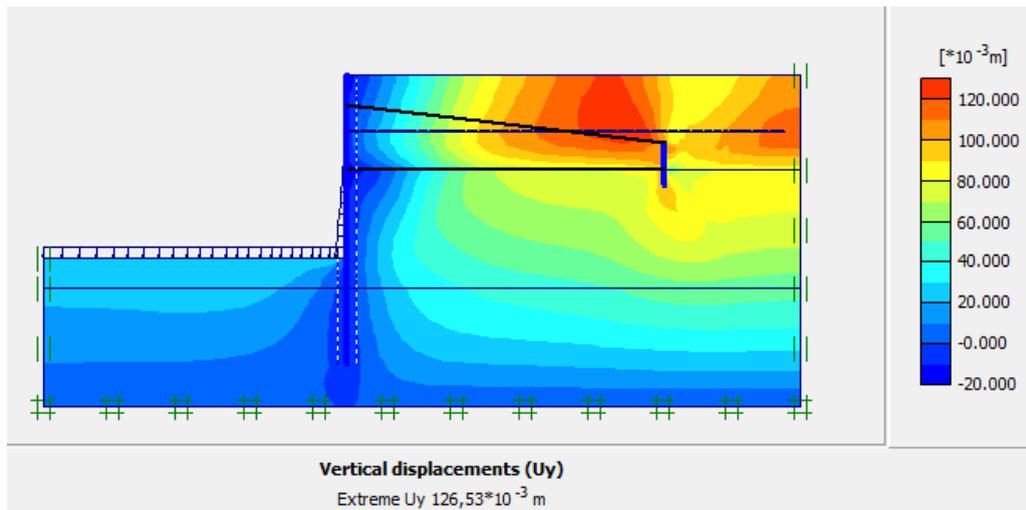


Figure IV.34 Déplacement vertical (U_y) cas : sable + 0,4 % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

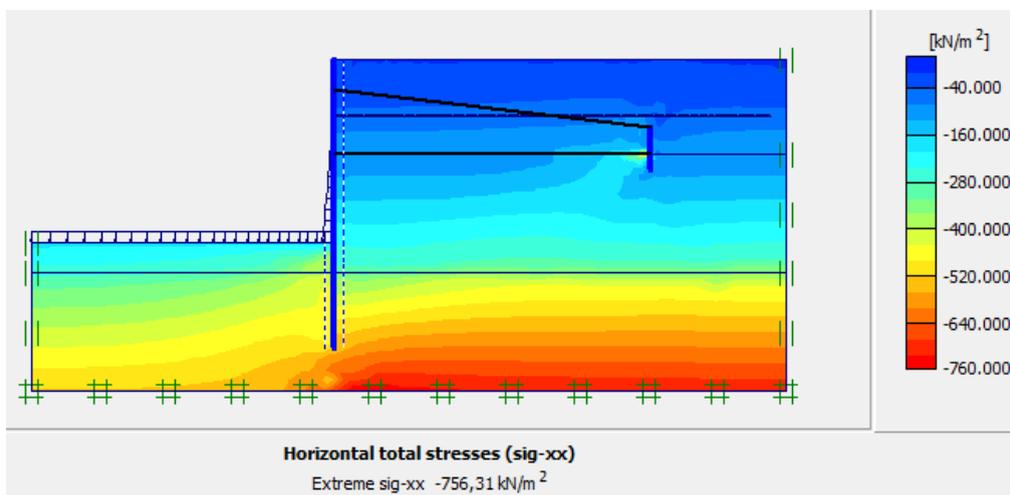


Figure IV.35 Contraintes horizontales (σ_{xx}) cas : sable + 0,4 % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

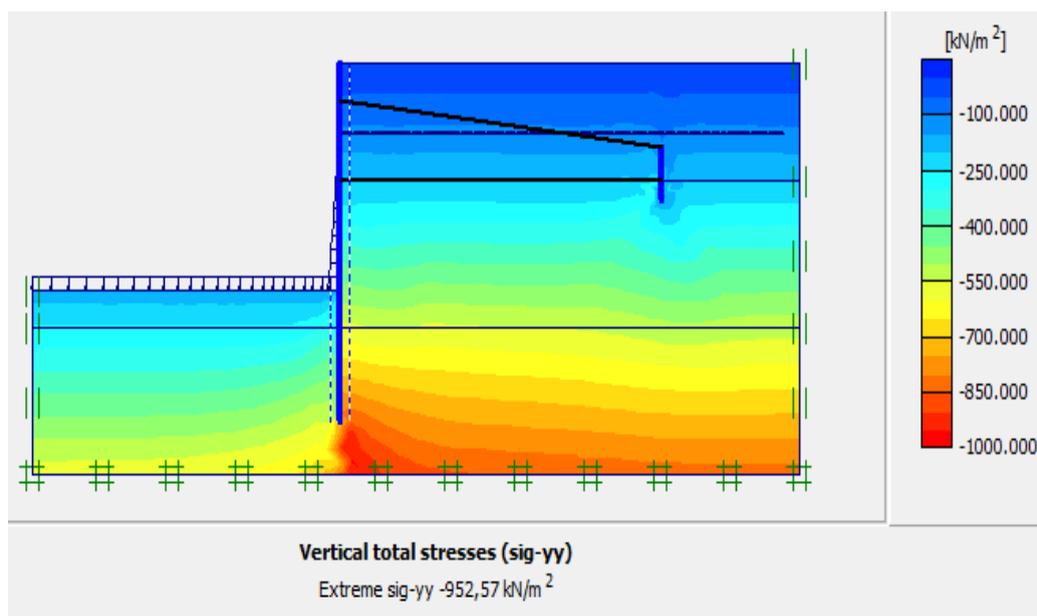


Figure IV.36 Contraintes verticales (σ_{xy}) cas : sable + 0,4 % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

Tableau IV .33 Les déplacements du mur de quai ancré cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

Fibres de glass + 2% polymère%	q (KN/m ²) × 10 ⁻³	U _x (m) × 10 ⁻³	U _y (m) × 10 ⁻³	U _t (m) × 10 ⁻³
0,2%	40	291,90	221,61	309,54
	0	236,90	74,67	239,79
0,4%	40	288,35	218,29	304,78
	0	234,37	74,15	237,63
0,6%	40	248,04	213,08	298,37
	0	231,49	73,38	237,45

Tableau IV.34 Les efforts et les moments fléchissant dans la paroi cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

Fibres de glass + 2% polymère q = 40	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN/m
0,2%	$1,48 \times 10^3$	$0,375 \times 10^3$	$1,15 \times 10^3$
0,4%	$1,48 \times 10^3$	$0,376 \times 10^3$	$1,12 \times 10^3$
0,6%	$1,47 \times 10^3$	$0,382 \times 10^3$	$1,11 \times 10^3$
Fibres de glass + 2% polymère % q = 0	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN/m
0,2%	$1,18 \times 10^3$	$0,335 \times 10^3$	$1,12 \times 10^3$
0,4%	$1,18 \times 10^3$	$0,354 \times 10^3$	$1,11 \times 10^3$
0,6%	$0,721 \times 10^3$	$0,958 \times 10^3$	$0,149 \times 10^3$

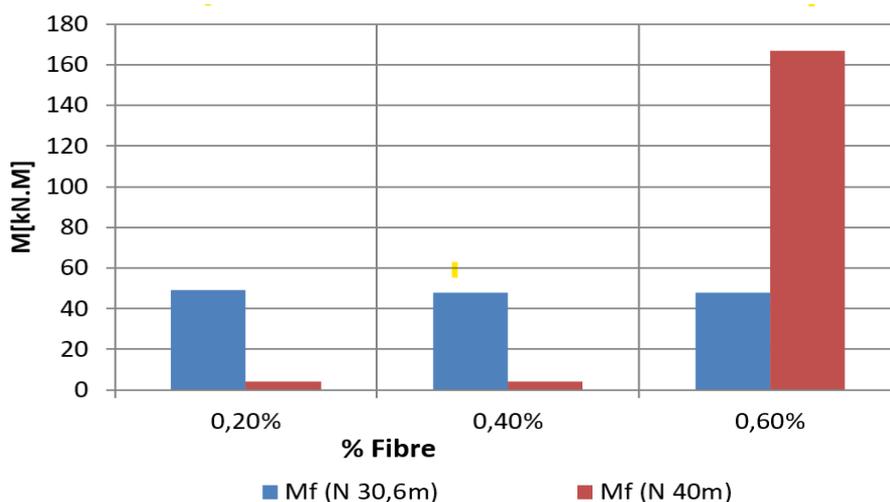


Figure IV.37 les moments fléchissant dans tirants cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

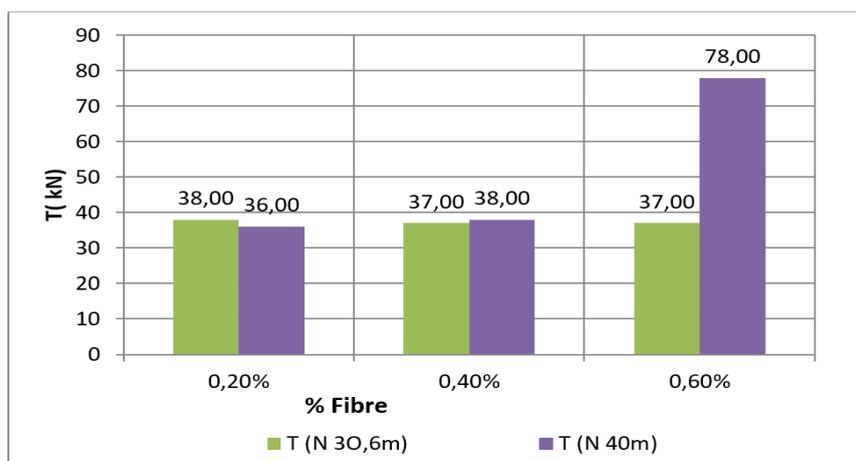


Figure IV.38 les efforts dans les tirants cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

Tableau IV.35 les efforts dans les tirants cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

Fibres de glass + 2% polymère q = 40	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN.m
0,2%	$0,160 \times 10^3$	$0,038 \times 10^3$	$0,049 \times 10^3$
0,4%	$0,157 \times 10^3$	$0,037 \times 10^3$	$0,048 \times 10^3$
0,6%	$0,145 \times 10^3$	$0,037 \times 10^3$	$0,048 \times 10^3$
Fibres de glass+ 2% polymère q = 0	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN.m
0,2%	$0,182 \times 10^3$	$0,030 \times 10^3$	$0,039 \times 10^3$
0,4%	$0,180 \times 10^3$	$0,030 \times 10^3$	$0,039 \times 10^3$
0,6%	$0,176 \times 10^3$	$0,029 \times 10^3$	$0,038 \times 10^3$

Tableau IV.36 Les déplacements de la palplanche cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

Fibres de glass + 2% polymère q = 40	$U_x \times 10^{-3}(m)$	$U_y \times 10^{-3}(m)$	$U_{tot} \times 10^{-3}(m)$
0.2%	246,84	68,60	255,33
0.4%	132,71	49,97	141,79
0.6%	131,32	49,49	140,33
Fibre de glass %+ 2% polymère q = 0	$U_x \times 10^{-3}(m)$	$U_y \times 10^{-3}(m)$	$U_{tot} \times 10^{-3}(m)$
0.2%	201,26	105,07	227,04
0.4%	123,71	33,34	128,13
0.6%	121,26	32,80	125,62

Tableau IV.37 Les déplacements de la paroi cas : sable + % fibre de jute et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

%Fibres de glass + 2% polymère q = 40	$U_x \times 10^{-3}(m)$	$U_y \times 10^{-3}(m)$	$U_{tot} \times 10^{-3}(m)$
0.2%	300,49	27,42	301,47
0.4%	295,52	26,88	296,74
0.6%	292,32	26,56	292,57
Fibres de glass + 2% polymère q = 0	$U_x \times 10^{-3}(m)$	$U_y \times 10^{-3}(m)$	$U_{tot} \times 10^{-3}(m)$
0.2%	249,72	11,53	249,99
0.4%	247,59	11,50	247,86
0.6%	244,77	11,47	245,04

Tableau IV.38 Les forces dans les tirants cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

% Fibres de glass + 2% polymère q = 40	0,2%	0,4%	0,6%
Tirant inf (kN/m)	539,100	537,400	532,400
Tirant sup (kN/m)	242,000	248,800	257,300
% Fibres de glass + 2% polymère q = 0	0,2%	0,4%	0,6%
Tirant inf (kN/m)	428,500	427,400	426,000
Tirant sup (kN/m)	199,400	206,400	214,700

Tableau IV.39 Les coefficients de sécurité cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m

% Fibres de glass + 2% polymère	0,2%	0,4%	0,6%
F_s q = 40	1,469	1,472	1,484
F_s q = 0	1,559	1,568	1,578

IV.5.2 Les résultats pour le cas remblai de sable + fibres de glass et polymère + surcharge avec nappe à 40 m

Les résultats présentent les déplacements verticaux et horizontaux, les contraintes et les déformations selon X et Y dans le cas d'un remblai renforcé de 0,4% fibre de glass + 2% polymère avec nappe 40 m

Tableau IV 40 Les déplacements du mur de quai ancré cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 40 m

% Fibres de glass + 2% polymère	q (kN/m²)	U_x (m) × 10⁻³	U_y (m) × 10⁻³	U_t (m) × 10⁻³
0,2%	40	263,48	370,71	471,51
	0	200,48	148,35	209,04
0,4%	40	257,92	364,66	400,27
	0	197,75	145,94	206,19
0,6%	40	250,43	354,27	387,97
	0	194,50	143,23	202,95

Tableau IV 41 Les efforts et les moments fléchissant dans la paroi cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 40 m

% Fibres de glass + 2% polymère q = 40	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN.m
0,2%	$1,68 \times 10^3$	$0,350 \times 10^3$	$0,839 \times 10^3$
0,4%	$1,68 \times 10^3$	$0,401 \times 10^3$	$1,28 \times 10^3$
0,6%	$1,68 \times 10^3$	$0,365 \times 10^3$	$0,850 \times 10^3$
% Fibres de glass + 2% polymère q = 0	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN.m
0,2%	$1,40 \times 10^3$	$0,322 \times 10^3$	$0,795 \times 10^3$
0,4%	$1,07 \times 10^3$	$0,372 \times 10^3$	$1,20 \times 10^3$
0,6%	$1,40 \times 10^3$	$0,333 \times 10^3$	$0,820 \times 10^3$

Tableau IV.42 Les efforts et les moments fléchissant dans l'ancrage (palplanche) cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 40 m

% Fibres de glass + 2% polymère q = 40	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN.m
0,2%	$0,264 \times 10^3$	$0,036 \times 10^3$	$0,004 \times 10^3$
0,4%	$0,161 \times 10^3$	$0,038 \times 10^3$	$0,004 \times 10^3$
0,6%	$0,609 \times 10^3$	$0,678 \times 10^3$	$0,167 \times 10^3$
% Fibres de glass + 2% polymère q = 0	Effort normal kN/m	Effort tranchant kN/m	Moment fléchissant kN.m
0,2%	$0,154 \times 10^3$	$0,027 \times 10^3$	$0,003 \times 10^3$
0,4%	$0,192 \times 10^3$	$0,031 \times 10^3$	$0,004 \times 10^3$
0,6%	$0,244 \times 10^3$	$0,034 \times 10^3$	$0,004 \times 10^3$

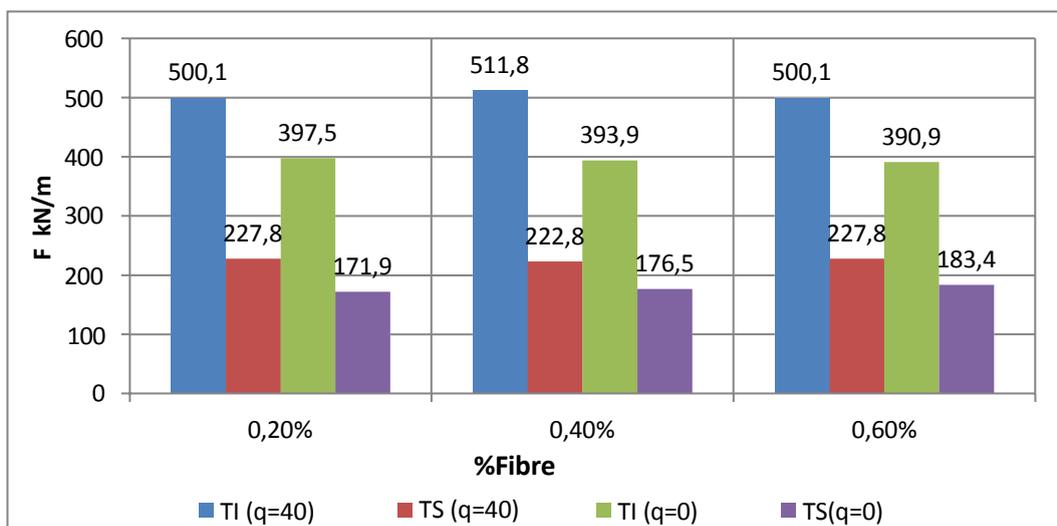


Figure IV.39 Les forces dans les tirants cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 40 m

Tableau IV.43 coefficients de sécurité cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère nappe à 40 m

% Fibres de jute + 2% polymère	0,2%	0,4%	0,6%
$F_s (q = 40)$	1,467	1,472	1,483
$F_s (q = 0)$	1,560	1,566	1,578

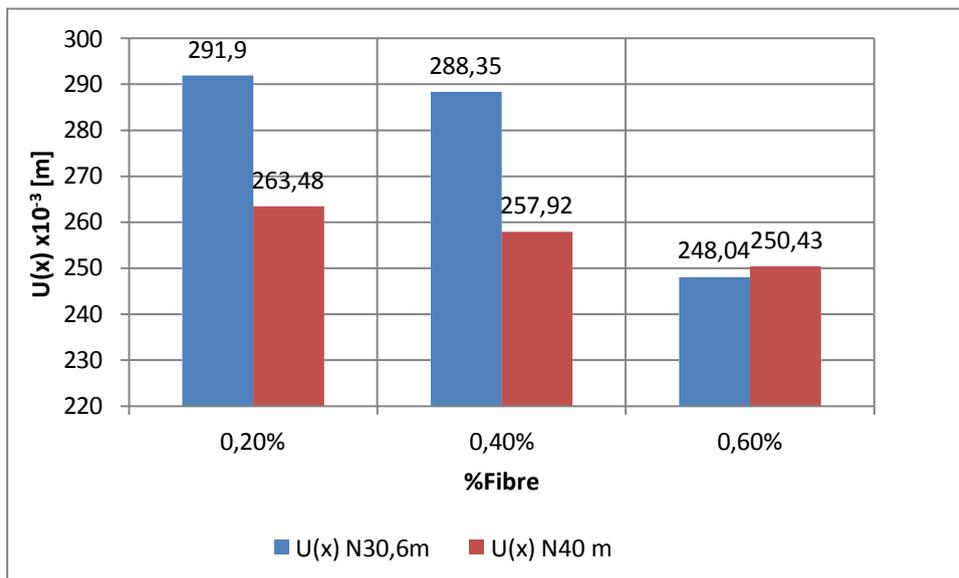


Figure IV. 40 Les déplacements du mur de quai ancré cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec niveau d'eau entre 30,6m à 40 m

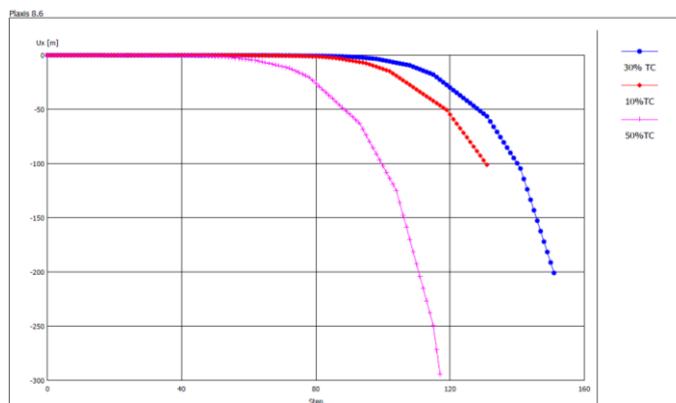


Figure IV. 41 variations des déplacements horizontaux en fonction des pourcentages en TC

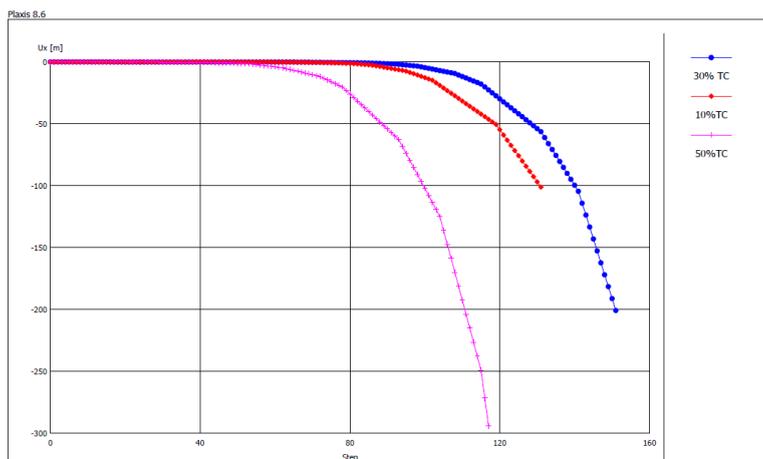


Figure IV. 42 variations des déplacements verticaux en fonction des pourcentages en TC

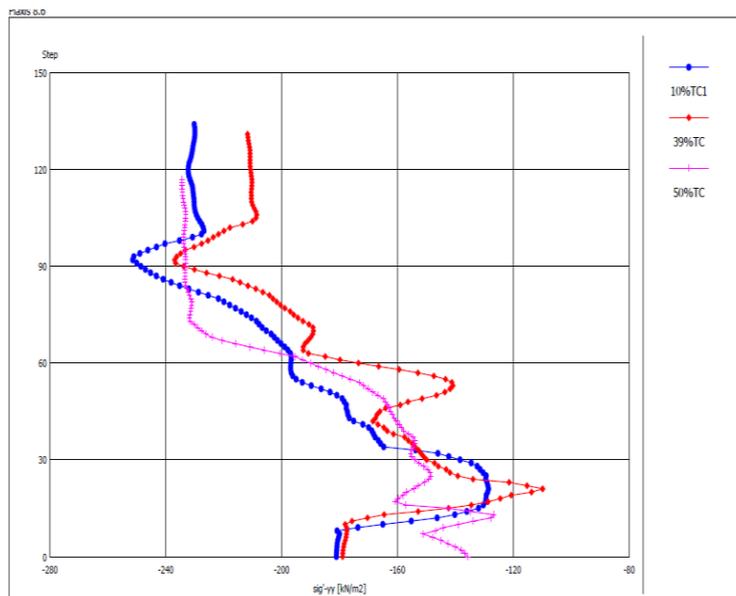


Figure IV. 43 Variations des contraintes verticales dans le mur ancré en fonction des pourcentages en TC

IV.6 Discussion des résultats

Le pourcentage 0,6% de fibre a enregistré les déplacements horizontaux minimums pour les deux niveaux d'eau (30,6 m et 40 m).

Le niveau d'eau 30,6m a enregistré des déplacements horizontaux maximums par rapport au niveau d'eau 40m.

Le pourcentage 0,4% de fibre a enregistré les efforts maximums dans le tirant inférieur et supérieur

D'après les figures IV.40 et IV 41 les déplacements horizontaux et verticaux sont minimum au niveau de pourcentage 10%TC

D'après la figure IV. 43 les contraintes verticales minimales ont été enregistrées au niveau du pourcentage 30%TC

D'après les figures IV.36 et IV.37 le tirant inférieure a enregistré les forces maximums

Référence bibliographique du quatrième chapitre

[1] *Brinkgreve, R. B. J., Manuel de Référence de PLAXIS Version 8.6 : Delft University of Technology, Delft, Netherlands, and PLAXIS BV, Pays-Bas, Netherlands, (2003).*

[2] *Hachemi Djadouni, Habib Trouzine, António Gomes Correia & Tiago Filipe da Silva Miranda, 2D numerical analysis of a cantilever retaining wall backfilled with sand–tire chips mixtures. European Journal of Environmental and Civil Engineering (2019). DOI:10.1080/19648189.2019.1570870.*

[3] *Jin Liu 1, Zezhuo Song 1, Yi Lu 2, Qiongya Wang 1, Fanxuan Kong 1, Fan Bu 1, Debi Prasanna Kanungo 3 and Shaorui Sun 1, Improvement Effect of Water-Based Organic Polymer on the Strength Properties of Fiber Glass Reinforced Sand, Polymers 2018, 10, 836; doi:10.3390/polym10080836*

[4] *<http://thesis.univ-biskra.dz/2415/8/Chap%20VI.Mod%C3%A9lisation%20de%20trois%20ouvrages%20portuaires-2013.pdf>*

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

L'un des éléments les plus importants de la stabilité des structures de soutènement est l'écran de soutènement ancré. Il offre une résistance et une rigidité supplémentaires pour contrer les forces horizontales exercées par le sol. La conception et l'ancrage adéquats de l'écran sont cruciaux pour garantir sa stabilité et sa durabilité à long terme.

L'étude des techniques de soutènement et de stabilisation des sols constitue une étape essentielle dans la construction de structures solides et durables.

L'une des clés pour garantir un soutènement efficace est la compréhension approfondie des caractéristiques des différents remblais. Chaque type de remblai présente des propriétés spécifiques en termes de composition, de densité, de perméabilité et de résistance. Le choix du remblai approprié dépendra des conditions du sol, de l'environnement et des contraintes de construction.

Les fibres synthétiques telles que les fibres de caoutchouc, polypropylène ou de polyester peuvent être utilisées pour stabiliser les sols. Ces fibres sont mélangées au sol pour former une matrice renforcée, ce qui améliore la cohésion et la résistance du sol. Les fibres naturelles comme la fibre de coco, la paille ou le lin peuvent également être utilisées pour la stabilisation des sols. Ces fibres offrent des avantages similaires en termes de renforcement du sol, tout en étant biodégradables et respectueuses de l'environnement.

Il est important de noter que le choix des matériaux recyclés ou des fibres dépendra des conditions spécifiques du site, des objectifs du projet et des exigences réglementaires. Il est recommandé de consulter des experts en génie civil ou des ingénieurs géotechniques pour évaluer les besoins spécifiques et déterminer les meilleures solutions pour la stabilisation des sols.

Dans ce mémoire, une étude numérique par élément finis est effectuée sur un mur de quai ancré par des tirants d'ancrages passive. Dans le but de généraliser l'utilisation des matériaux recyclés dans le domaine géotechnique, deux remblais à base de sable / copeaux de pneus/ fibre de glass et polymère ont été choisis pour remplacer le remblai initial d'un mur de quai ancré par plaque d'ancrage. L'analyse a été effectuée au moyen du logiciel PLAXIS.

Les principaux résultats aperçus sont les suivant :

Les copeaux de pneus (TC) et fibres de glass et polymère contribuent efficacement à la stabilisation du mur de quai par une augmentation du coefficient de sécurité de l'ouvrage

Une légère diminution dans les déplacements horizontaux est observée derrière le mur de quai remblayé par deux mélangés de matériaux utilisés derrière le mur de soutènement et les plaques d'ancrage doivent être de haute qualité et conformes aux normes de construction. Une installation correcte des ancrages est également essentielle pour garantir la stabilité à long terme du mur.

On peut résumer les principaux résultats comme suit :

- Les coefficients de sécurité ont des valeurs de l'ordre 1,55 pour le remblai initial et les matériaux recyclés
- Les déplacements horizontaux et verticaux sont minimales au niveau d pourcentage 10%TC et 0.6% pour la a fibre de glass et polymère
- Les contraintes horizontales et verticaux minimales sont enregistrés au niveau du pourcentage 30%TC et 0,6 % pour la fibre de glass et polymère.
- Le tirant inférieur a enregistré les forces maximales par rapport au tirant supérieur

Liste des figures

		Page
Figure I.1	Mur poids en pierre sèche	14
Figure I.2	Mur en béton armé	14
Figure I.3	Mur en terre armé	15
Figure I.4	Réalisation d'une paroi moulée	16
Figure I.5	Paroi ancrée	16
Figure I.6	Paroi en palplanche	17
Figure I.7	Paroi clouée	17
Figure I.8	Paroi Berlinoise	18
Figure I.9	Les voiles et poutres ancrés	19
Figure I.10	Quai en rideau de palplanches	20
Figure I.11	Quai en caissons en béton armé	20
Figure I.12	Paroi pneus sols	21
Figure I.13	Technique de réalisation des colonnes ballastées	22
Figure I.14	Renforcement de sol par jet-grouting	22
Figure I.15	Les micro-pieux	23
Figure I.16	Renforcement avec géosynthétique	24
Figure I.17	Compactage dynamique	24
Figure I.18	Stabilisation à la chaux	25
Figure I.19	Traitement par ciment	26

Figure II.1	Remblai de grande hauteur	32
Figure II.2	Remblais courant (tranchée drainante)	33
Figure II.3	Mise en œuvre d'un remblais contigus d' un ouvrage	34
Figure II.4	Construction d'un remblai digue	34
Figure II.5	Remblai qui permet de réduire la nuisance sonore provoquée par le passage des véhicules	35
Figure II.6	Amélioration d'un remblai de chemin de fer	35
Figure II.7	Stockage d'un matériau excédentaire a un dépôt	36
Figure II.8	Le renforcement d'un remblai	36
Figure II.9	Remblai en matériaux légers	38
Figure II.10	Remblai léger en polystyrène	39
Figure II.11	Remblai en NIDAPLAST RA	40
Figure II.12	Remblais légers en fibre de bois (Coupe du remblai de Rimousk)	41
Figure II.13	Soutènement de route renflai allégé - 800pneus – Chambrey	41
Figure II.14	Vue générale du chantier – la mise en œuvre des copeaux de pneus	42
Figure II.15	Matériaux de béton recyclé en production	43
Figure II.16	Remblais contiguë, zone poids et zone de poussée	44
Figure II.17	Remblai de grave sous fondation	44
Figure III.1	Mur de quais ancré	48
Figure III.2	Les tirants d'ancrage passifs	50
Figure III.3	Les tirants d'ancrage actifs	50
Figure III.4	Rupture profonde	51
Figure III.5	Rupture des éléments structuraux du mur ancré	53
Figure III.6	Les forces agissantes sur le quai	55
Figure III.7	Mécanisme de rupture d'un écran simplement butée	56
Figure III.8	Rideau ancré en tête simplement buté en pied	56
Figure III.9	Efforts pris en compte dans le calcul d'un rideau encastré, ancré en tête	57

Figure III.10	Calcul d'un rideau encastré, ancré en tête dans l'hypothèse où les points de flexion nulle et contrainte résultante nulle sont confondus	58
Figure III.11	L'ensemble rideau et tirant d'ancrage	59
Figure III.12	Résistance ultime de l'ancrage	59
Figure III.13	Emplacement des ancrages	60
Figure III.14	Détermination de la résistance d'un bloc d'ancrage	61
Figure III.15	La disposition des blocs d'ancrages dans le massif du sol	62
Figure IV.1	Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique	68
Figure IV.2	Représentation du comportement élastique parfaitement plastique	68
Figure IV.3	Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage	68
Figure IV.4	Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire	70
Figure IV.5	Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire	70
Figure IV.6	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	71
Figure IV.7	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	71
Figure IV.8	Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	72
Figure IV.9	Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb	74
Figure IV.10	Coupe type du quai	76
Figure IV.11	Modèle mur de quai ancré	78
Figure IV.12	Modèle mur de quai ancré avec nappe à 30,600 m	78
Figure IV.13	La génération du maillage	79
Figure IV.14	Contraintes effectives initiales	79
Figure IV.15	Contraintes interstitielles initiales	80
Figure IV.16	Les phases de calculs	80
Figure IV.17	Maillage déformé du mur de quai ancré cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)	81
Figure IV.18	Déplacement horizontal (U_x) du mur de quai ancré cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)	81
Figure IV.19	Déplacement vertical (U_y) du mur de quai ancré cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)	82

Figure IV.20	Contraintes horizontales (σ_{xx}) du mur de quai ancré cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)	82
Figure IV.21	Contraintes de cisaillement (σ_{xy}) du mur de quai ancré cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)	83
Figure IV.22	Déplacement horizontal (U_x) vertical (U_y) de la paroi cas (nappe 30,600)	83
Figure IV.23	Diagrammes des efforts normaux, efforts tranchant et moments fléchissant dans la paroi (Remblai avec nappe à 30,6 m)	84
Figure IV.24	Diagrammes des déplacements horizontaux (U_x) et verticaux (U_y) dans l'ancrage (palplanche) cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)	85
Figure IV.25	Diagrammes des efforts et des moments dans l'ancrage (palplanche) cas (Remblai avec nappe à 30,6 m)	86
Figure IV.26	Déplacement horizontal (U_x) (30% coupeaux de pneus avec nappe à 30,6 m)	89
Figure IV.27	Déplacement vertical (U_y) (30% coupeaux de pneus avec nappe à 30,6 m)	89
Figure IV.28	Contraintes horizontales (σ_{xx}) (30% coupeaux de pneus avec nappe à 30,6 m)	90
Figure IV.29	Contraintes de cisaillement (σ_{xy}) (30% coupeaux de pneus avec nappe à 30,6 m)	90
Figure IV.30	Les coefficients de sécurité cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m	97
Figure IV.31	Les déplacements de la palplanche ancré cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ niveau d'eau 30,6m à 40 m	97
Figure IV.32	Maillage déformé cas : sable + 0,4 % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	98
Figure IV.33	Déplacement horizontal (U_x) cas : sable + 0,4 % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	98
Figure IV.34	Déplacement vertical (U_y) cas : sable + 0,4 % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	99

Figure IV.35	Contraintes horizontales (σ_{xx}) cas : sable + 0,4 % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	99
Figure IV.36	Contraintes verticales (σ_{xy}) cas : sable + 0,4 % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	100
Figure IV.37	Les moments fléchissant dans tirants cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	101
Figure IV.38	Les efforts dans les tirants cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	102
Figure IV.39	Les forces dans les tirants cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 40 m	106
Figure IV.40	Les déplacements du mur de quai ancré cas : sable % fibre de glass et 2% polymère avec niveau d'eau entre 30,6m à 40 m	107
Figure IV.41	variations des déplacements horizontaux en fonction des pourcentages en TC	107
Figure IV.42	variation des déplacements verticaux en fonction des pourcentages en TC	108
Figure IV.43	variations des contraintes verticales dans le mur ancré en fonction des pourcentages en TC	109

Liste des tableaux

	Page
Tableau II.1 Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur	33
Tableau IV.1 Caractéristiques géotechniques des couches des sols	76
Tableau IV.2 Les caractéristiques de la paroi	77
Tableau IV.3 Les caractéristiques de l'ancrage (palplanche)	77
Tableau IV.4 Tableau Caractéristique de l'ancrage (sup + inf)	77
Tableau IV.5 Bilan des résultats de calcul pour le cas du mur de quai ancré cas (Remblai avec nappe à 30,600m)	83
Tableau IV.6 Résultats de calcul des déplacements dans la paroi pour le cas (Remblai avec nappe à 30,600m)	84
Tableau IV.7 Bilan des résultats des efforts et des moments fléchissant dans la paroi ancré cas (Remblai avec nappe à 30,600m)	84
Tableau IV.8 Bilan des résultats de calcul des déplacements dans l'ancrage (palplanche) pour le cas (Remblai avec nappe à 30,600m)	85
Tableau IV.9 Bilan des résultats des efforts et des moments fléchissant dans l'ancrage (palplanche) dans le cas (Remblai avec nappe à 30,600m)	85
Tableau IV.10 Bilan des résultats des forces dans les tirants d'ancrages pour le cas (Remblai avec nappe à 30,600m) pour différents surcharges	86
Tableau IV.11 Bilan des résultats de calcul pour le cas remblai avec nappe à 40 m	86
Tableau IV.12 Les déplacements de la paroi pour le cas remblai avec nappe à 40 m (q=0 et q=40)	87

Tableau IV.13	Les efforts et les moments fléchissant dans la paroi pour le cas nappe à 40 m	87
Tableau IV.14	Les déplacements de la palplanche pour le cas remblai avec nappe à 40 m	87
Tableau IV.15	Les efforts dans la palplanche dans le cas avec nappe à 40 m	87
Tableau IV.16	Les forces dans les tirants dans le cas avec nappe à 40m	88
Tableau IV.17	Les propriétés du mélange sable copeaux de pneus	88
Tableau IV.18	Les propriétés du mélange sable + fibre de glass + polymère	89
Tableau IV.19	Bilan des déplacements pour le cas remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ niveau d'eau à 30,600m	90
Tableau IV.20	Bilan des contraintes cas :remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ niveau d'eau à 30,60m	91
Tableau IV.21	Bilan des forces et des moments fléchissant dans la paroi cas remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 30,6m	91
Tableau IV.22	Bilan des déplacements dans la paroi pour le cas remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 30.6m	92
Tableau IV.23	Bilan des forces et les moments dans l'ancrage (palplanche) cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 30,60m	92
Tableau IV.24	Les déplacements de la palplanche cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 30,60m	93
Tableau IV.25	Les forces dans les tirants cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 30,60m	93
Tableau IV.26	Les coefficients de sécurité cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 30,60m	93
Tableau IV.27	Les déplacements de la paroi ancré cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m	94
Tableau IV.28	Les contraintes de la paroi ancré cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m	94
Tableau IV.29	Les efforts et les moments dans la paroi ancré cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m	95

Tableau IV.30	Les efforts et les moments fléchissant dans l'ancrage (palplanche) cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m	95
Tableau IV.31	Les forces dans les tirants cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m	96
Tableau IV.32	Les coefficients de sécurité cas : remblai de sable + (%Tc) et surcharges+ nappe à 40 m	96
Tableau IV.33	Les déplacements du mur de quai ancré cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	100
Tableau IV.34	Les efforts et les moments fléchissant dans la paroi cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	101
Tableau IV.35	les efforts dans les tirants cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	102
Tableau IV.36	Les déplacements de la palplanche cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	103
Tableau IV.37	Les déplacements de la paroi cas : sable + % fibre de jute et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	103
Tableau IV.38	Les forces dans les tirants cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	104
Tableau IV.39	Les coefficients de sécurité cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 30,60 m	104
Tableau IV.40	Les déplacements du mur de quai ancré cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 40 m	105
Tableau IV.41	Les efforts et les moments fléchissant dans la paroi cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 40 m	105

Tableau IV.42	Les efforts et les moments fléchissant dans l'ancrage (palplanche) cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère avec nappe à 40 m	106
Tableau IV.43	Coefficients de sécurité cas : sable + % fibre de glass et 2% polymère nappe à 40 m	107