الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

FACULTE DE LA TECHNOLOGIE

Département du Génie Civil

Mémoire de Fin d'Études

Présenté pour l'obtention du diplôme
de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

THEME

Étude analytique et numérique de la stabilité d'une digue par rideau de palplanche dans le port de Béjaïa

Encadré par :	Mr. KHIATINE	Enseignant
Examiné par :	Mr. Messad	Enseignant
Présidé par :	Mr. Menaa	Enseignant

Préparé et présenté par les étudiants :

DEHIMI Seddik

MOULOUDI Ahmed

Année Universitaire 2017-2018

Remerciement

Nous remercions le bon dieu qui nous a donné le courage et la patience jusqu'au bout de nos études.

Nos plus grands remerciements à notre promoteur **Mr. KHIATINE Mohamed** pour avoir accepter de nous encadrés, de plus, ses précieux conseils qui nous ont été bénéfiques durant la préparation de ce modeste travail.

A tous ceux qui se sont mis à notre disposition durant toute la période du stage, tel que :

Mr. N. MECHTI (Chef du département technique au L.E.M.)

Ainsi que **Mr. A. TERKHOUCHE** (Responsable de l'infographie au L.E.M)

Nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants et les personnels administratifs de L'Université Yahia FARES de MEDEA qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.

Nous remercions vivement les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail. Et de l'enrichir par leurs propositions.

Sans oublier de remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Tout d’abord je remercie le bon Dieu qui m’a donné la protection et la vie après un dangereux accident, et le courage pour pouvoir terminer mes études.

Je dédie ce modeste travail avant tout à mon défunt père **Saleh** que j’ai toujours souhaité qu’il sera parmi nous dans les moments heureux.

A ma très chère maman **Hafsa** qui m'a soutenu durant toute ma vie en me faisant des vœux de longue vie et de réussite, que dieu la protège et la garde.

A mon amour mon épouse **Fatma** qui a été à mes cotés durant les moments difficiles, et m’a tellement encouragé pour terminer mes études, que Dieu tout puissant la protège.

A mes chères frères et sœurs, à toute ma famille sans exception.

A tous mes amis surtout **Mr. Mekki**.

A tous mes collègues de section géotechnique.

Enfin je remercie mon ami mon binôme **Ahmed**, qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A tous ceux qui m’ont aidé de prés ou de loin.

DEHIMI Seddik

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à:

Ma mère et mon père, sources d'exhortations natives,

Mes frères Adel et Abdelghani avec leurs petites familles
Ma sœur Souad,

Ma femme Nawel
Mes filles Anfal et Sirine
Mon fils Abdoullah
Pour leurs soutiens et patience,

Toute ma famille de près ou de loin,

Mr AUMAUNA (Doyen de la faculté des sciences à l'université Yahia FARES de Médéa), pour son encouragement et ces précieuses aides morales,

Mon binôme Seddik qui a contribué en bravoure pour la réalisation de ce modeste travail,

Et enfin tous mes amis que j'ai connus depuis mon jeune âge.

Ahmed Mouloudi

ملخص

يندرج هذا العمل المتواضع في إطار استكمال البرنامج الدراسي للسنة الثانية من الطور الثاني (ل م د) هندسة مدنية تخصص : جيوتقني، وهو عبارة عن تحضير مذكرة التخرج من أجل الحصول على دبلوم "ملستر". تناولنا فيها دراسة منشأة مينائية (منصة بحرية) لتنصيب محطة غازية في عرض البحر على مستوى ميناء بجاية.

تنقسم هذه الدراسة إلى جزئين أساسيين جزء نظري وآخر تطبيقي، يحتوي الجزء الأول على تعريفات ومفاهيم عامة حول المنشآت المينائية بصفة عامة والبحرية منها بصفة أدق، وتمييز مختلف أصنافها، وكذا طريقة بناءها والمواد الأساسية المستعملة في ذلك ومن أبرزها الألواح المعدنية (البالبلوشن)، فقد خصصنا فصلا كاملا للتعريف بمختلف أنواع هذه الأخيرة ومجال استعمالها وطرق صيانتها... وأنهينا هذا الجزء النظري بالتطرق إلى مختلف الطرق الكلاسيكية وغير الكلاسيكية المتبعة في تحجيم الستارة المشكلة من الألواح المعدنية.

يرتكز الجزء الثاني من هذه الدراسة على ثلاثة محاور أساسية، إبتداءا من جمع المعلومات الجغرافية، التقنية والجيوتقنية لموقع المشروع ومحيطه وحيازة نتائج التجارب المنجزة في الموقع وفي المخبر المتعلقة بطبيعة وخصائص كل من التربة ومياه البحر، مرورا بإجراء دراسة تحليلية كلاسيكية (طريقة بلوم) لتحديد أبعاد الستارة من حيث العمق وتحديد طبيعة وخصائص الألواح المعدنية بالاستعانة بـ كتالوج ارسلور ميتال، وأنهينا هذا العمل بدراسة رقمية بطريقة العناصر المحدودة بلستعمل برنامج "بلاكسيس". ختمنا بحثنا بإجراء مقارنة بين الطريقتين من خلال النتائج المحصل عليها لكل منهما.

الكلمات المفتاحية: الميناء ، هياكل الميناء ، الرصيف ، رصف الألواح ، المتشابكة ، التحجيم.

Résumé

Ce modeste travail est inclut dans le cadre de l'achèvement du programme d'études de la deuxième année au cours du deuxième cycle (L.M.D) en Génie Civil, spécialité : Géotechnique. C'est un mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme «Master». Dans lequel nous avons traité l'étude d'un ouvrage portuaire (plate-forme maritime) pour installer un poste gazier en plein mer au niveau du port de Bejaia.

Cette étude est divisée en deux parties principales: théorique et pratique.

La première partie contient des définitions et des concepts généraux sur les ouvrages portuaires en général et plus précisément les ouvrages maritimes, et distinguer leur différents types, les modes de réalisation et les matériaux de construction largement utilisés notamment les palplanches. Nous avons consacré un chapitre entier à la définition de ses différents types, les domaines d'emploi, les méthodes d'entretien...etc. Nous avons terminé la partie théorique en exposant les différentes méthodes classiques et d'autres méthodes utilisés dans le dimensionnement des rideaux de palplanches.

La deuxième partie de cette étude repose sur trois axes principales, débutant par la collection des reconnaissances géographiques, technique et géotechnique du site du projet et son environnement et l'acquisition des résultats d'essais effectués sur le site et au laboratoire liés à la nature et les caractéristiques du sol et de l'eau de mer. Passant par une étude analytique classique (méthode de Blum) pour dimensionner le rideau en termes de profondeur et de déterminer la nature et les caractéristiques des palplanches en utilisant le document d'Arcelor-Métal (Catalogue 2013). Finalisant ce travail par une étude numérique en utilisant un programme «Plaxis» basant sur une méthode d'élément fini. Enfin nous avons terminé notre étude par une comparaison des résultats obtenus des deux méthodes Classique et numérique.

Mots clés : port, ouvrages portuaire, quai, palplanche, enclenchement, dimensionnement.

Abstract

This humble work is achieved as a part of the completion of the second year degree program in the second cycle (L.M.D) in Civil Engineering, specialty: Geotechnical. It is a dissertation submitted for the fulfillment of the requirements for the degree of "Master", where we dealt with the study of a port work (maritime platform) to install a gas station at sea into the port of Bejaia.

This study is divided into two main parts: Theoretical and practical.

The first part contains definitions and general concepts on port works in general and maritime works in particular. As well as distinguishing their different types, the methods of building it, and the basic construction materials widely used; the most prominent of which are the panels. Therefore, we have devoted a whole chapter to define the different types of them, the scope of their use, and the methods of their maintenance ... We concluded this theoretical part by addressing the various classical and non-classical techniques used in designing the panel's curtain.

The second part of this study is based on three main axes; starting from the collection of the geographical, technical, and geotechnical information about the project site and its surroundings; in addition to the acquisition of the results of experiments carried out on the site and in laboratory concerning the nature and characteristics of both soil and seawater. Applying a classical analytic study (Blum’s method) to size the curtain in terms of depth and determine the nature and characteristics of panels adopting Arcelor Métal (2013 catalog). Then we finished this work by a numerical study using "Plaxis" program based on a finite element method. We ended our research with a comparison between the two methods through the results obtained for each.

Key words: port, port work, dock, plate, interlocking, designing.

Sommaire

A- PARTIE THEORIQUE

INTRODUCTION GENERALE. 01

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES OUVRAGES PORTUAIRES 02

1. Introduction 02
2. Historique 02
3. Définition 02
4. Types des ports 03
5. Schéma de principe d'un port maritime 04
6. Principaux type d'ouvrages maritime 05
7. Conclusion 14

CHAPITRE II : LES PALPLANCHES EN GENIE CIVIL ET EN TRAVAUX PUBLICS 15

1. Introduction 15
2. Définition 15
3. Différents types de palplanche 16
4. Mise en œuvre des palplanches 23
5. Enclenchement 27
6. Etanchement d'un rideau de palplanches 28
7. Conclusion 30

CHAPITRE III : METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES RIDEAUX DE PALPLANCHE 31

1. Introduction. 31
2. Reconnaissance avant dimensionnement 31
3. Notions sur la poussée et la butée 31
4. Evaluation des coefficients de poussée et de butée 32
5. Calcul des forces de poussée et de butée par la méthode de rankine 34
6. Approche pratique du calcul 35
7. Stabilité externe du mur : calcul de la fiche 36
8. Stabilité interne du mur 44
9. Cas particuliers 45
10. Conclusion 48

B- PARTIE PRATIQUE

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE ET RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE 49
1. Introduction. 49
2. Historique du port de Bejaïa 49
3. Description du lieu 49
4. Reconnaissances des sols 51
5. Interprétations 59
6. Conclusion 60
CHAPITRE II : ETUDE ANALYTIQUE DU RIDEAU 61
1. Introduction 61
2. Hypothèses de calcul 61
3. Données du sol 61
4. Efforts agissants sur le rideau 62
5. Dimensionnement du rideau 64
6. Choix de type de la palplanche 71
7. Conclusion 72
CHAPITRE III : ETUDE NUMERIQUE DU RIDEAU 73
1. Introduction. 73
2. Présentation du logiciel plaxis 73
3. Géométrie du modèle numérique 73
4. Paramètres du sol 74
5. Paramètres de palplanche 76
6. Paramètres du tirant 77
7. Introduction des charges et surcharges 78
8. Maillage numérique 79
9. Calculs et résultats 80
10. Conclusion 82
CONCLUSION GENERALE. 83
Bibliographie / Webographie. 84
Annexe 86

INTRODUCTION GENERALE

Les ports constituent une activité économique importante dans les zones côtières. Plus le taux d'échange commercial est élevé, plus le besoin d'infrastructures et de services associés est élevé. Ceux-ci apporteront plusieurs avantages à l'économie locale et régionale et à l'environnement. Les ports sont également importants pour le soutien des activités économiques dans l'arrière-pays, car ils constituent un lien entre les transports maritimes et terrestres. De plus l'Algérie a connu l'importance économique des ports. En conséquence, l'état est conscient du besoin d'entretenir, actualiser et de développer les ouvrages portuaires existants en lançant une série d'actions et de projets dans toutes ces structures, y compris le port de Bejaia, pour sa grande importance économique pour l'état en raison de sa situation géographique au sein de la côte méditerranéenne, ce qui lui attribut la troisième place en tant que port pétrolier et le deuxième plus grand port commercial après le port d'Alger.

Afin de développer le port et augmenter sa capacité, il est décidé de déplacer le poste gazier situé au niveau du quai vers un nouveau site en plein mer, à cet effet nous allons donc discuter dans cette étude comment préparer une infrastructure appropriée pour accueillir ce poste gazier dans un environnement aquatique, pour ce, et dans le contexte de la géotechnique, qui s'abstient à promouvoir des solutions technique pour ce genre d'épreuve, qui se qualifie dans la stabilité de l'ensemble et la résistance interne du système apprêté, il est indispensable de voir tous les paramètres adéquats pour résoudre ce genre de problématique, régnant sur l'espace et la technicité de réaliser un abris loin des trafic portuaire et en même temps respectant les modalités techniques que peut avoir de tel projets.

L'objectif essentiel de ce travail, est de traiter les différents aspects techniques de réalisation d'une plateforme soutenue par un rideau de palplanche limitant une superficie d'une longueur de 35m, et une largeur de 85m, avec une profondeur de 12m. Le déplacement du poste gazier va permettre de libérer beaucoup de places d'amarrage et fiabiliser le mouvement des navires.

Afin d'atteindre notre objectif, nous allons suivre la méthodologie suivante :

- ✓ Collection des données de base concernant le projet.
- ✓ Débuter notre mémoire par une partie théorique qui définie les principaux éléments agissant dans le sujet, ainsi que les méthodes qui pourraient intervenir dans la partie pratique.
- ✓ Entamer la partie pratique, par une méthode de calcul classique pour le dimensionnement du rideau de palplanche (étude analytique (méthode de Bloum)).
- ✓ Finir notre travail par une méthode numérique (calcul numérique (par le logiciel Plaxis)).

A- PARTIE THEORIQUE

CHAPITRE I :

GENERALITES SUR LES OUVRAGES PORTUAIRES

1. INTRODUCTION

Le développement des pays est principalement mesuré par la vigueur de leur économie, les éléments les plus importants de l'économie étant le commerce, le tourisme et la pêche, ce qui nécessite la construction et le développement d'infrastructures à un niveau qui lui permet de soutenir la concurrence internationale. Les ports maritimes en sont une partie importante.

Nous avons donc consacré le premier chapitre à fournir une idée globale et concise sur les différents types de ports en général et les ports maritimes en particulier. Ainsi que divers types d'ouvrages portuaires

2. HISTORIQUE

Historiquement les ports maritimes étaient choisis dans des sites naturellement abrités, et servaient au commerce et à la pêche. Du fait de leurs positions stratégiques. Les ports étaient marqués par le souci militaire, que ce soit à leur construction ou à leur aménagement : fortifications, munitions, et soldats leur donnaient des airs de châteaux forts.

Puis après les grandes découvertes, le commerce maritime a prit une extension considérable, ainsi que les guerres navales qui sévirent pendant plusieurs siècles. Cela généra un extraordinaire développement des ports se renforçant encore par les progrès techniques :

- ✓ l'arrivée au XIXème siècle de la machine à vapeur : 1ère traversée transatlantique par un navire à vapeur, le Great Western, en 1838 ;
- ✓ Ouvertures du canal de Suez (1869) et du Panama (1914) [1].

Les traversées s'accélérant, le trafic maritime se densifia, resserrant les liens intercontinentaux. Le rôle et la spécificité des ports de commerce se confirmant achevèrent de les séparer des ports militaires.

3. DEFINITION

Un port est une infrastructure construite par l'homme, située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau, et destiné à accueillir des bateaux et navires [2]. D'autre part il existe des ports à sec installés en sus ou non d'un port maritime ou fluvial comme stationnement portuaire reliés à une infrastructure à terre permettant un stockage de petites unités, comme des voiliers, ainsi que des transferts vers des réseaux ferroviaires et routiers.

Un port peut remplir plusieurs fonctions, mais doit avant tout permettre d'abriter les navires, en particulier pendant les opérations de chargement et de déchargement. Il facilite aussi les opérations de ravitaillement et de réparations. Il est un lieu de séjour.

4. TYPES DE PORTS

On peut classer les ports selon deux principaux critères cités ci après

4.1. Localisation :

Généralement les ports sont implantés aux bords des mers, des fleuves et des lacs. À partir de ces différents sites, les ports peuvent être classés (ports maritimes, ports fluviaux et ports lacustres).

4.2. Activités :

4.2.1. Ports de commerce : servent à accueillir les navires de commerce : ceci inclut le trafic de passagers sur les ferries et les paquebots et le transport de marchandises pour les navires cargo. Les marchandises peuvent être liquides (pétroliers, chimiquiers) et nécessitant des réservoirs et tuyauteries dédiées ; ou solides, en vrac (vraquiers, nécessitant des silos ou des espaces de stockage) ou emballées



Fig. A.I.1. Un port commercial. (Cherchell)

4.2.2. Ports de pêche : sont les plus nombreux dans le monde, et sont souvent ceux dont les dimensions sont les plus réduites. Leurs dimensions varient selon les bateaux accueillis : les chalutiers de haute mer, partant pour plusieurs semaines, auront besoin de plus d'espace de quai en revenant décharger leur cargaison, tandis que les petits bateaux de pêche, partant à la journée auront besoin de pouvoir décharger rapidement pour la criée.



Fig. A.I.2. Un port de pêche. (Skikda)

4.2.3. <u>Ports de plaisance :</u> accueillent les bateaux de plaisance, de loisir et de compétition. La plupart des bateaux sont de petite taille (inférieur à 20 m), et les places de port sont standardisées grâce à des pontons. On y trouve une capitainerie, différents services d'avitaillement, de mise au sec et de réparation, une pompe à carburant, et divers services pour les équipages. Ils sont souvent situés près du centre des villes pour des raisons touristiques et pratiques (facilité d'accès et d'avitaillement).



Fig. A.I.3. Port de plaisance. (Sidi Fredj)

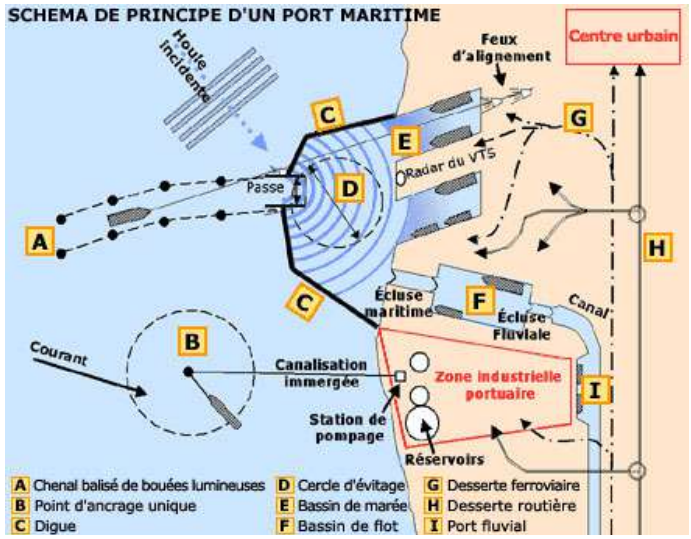
4.2.4. <u>Ports militaires</u> (ou **<u>bases navales</u>**) **<u>:</u>** accueillent les navires de guerre. Un port militaire peut inclure un arsenal, une école navale, un chantier de réparations, des moyens de ravitaillement, de logement et d'entraînement pour les équipages. Certains navires militaires, comme les patrouilleurs, peuvent être basés dans d'autres types de ports.



Fig. A.I.4. Port Militaire. (France)

5. SCHEMA DE PRINCIPE D'UN PORT MARITIME

- Pour entrer dans le port, ou en sortir, le navire emprunte un **chenal balisé (A)**, aidé dans sa circulation par le radar du VTS (Visual Traffic System) et par les feux d'alignement.
- **L'avant-port (D)** est protégé de la houle par des **digues (C)**. Le navire peut y effectuer des manœuvres "d'évitage" (c'est à-dire tourner sur lui-même de 180°), de façon à



pouvoir être amarré à son poste d'opérations cap vers la sortie (ce qui facilite grandement l'abandon du poste en cas de nécessité).

- **Les postes d'accostage** (conçus sous forme de quais, d'appontements ou de ducs d'Albe) sont établis en bordure :
  - **de bassins de marée (E)** en liaison directe avec l'avant-port
  - **ou de bassins à flot (F)** reliés à l'avant-port par une écluse maritime Les postes sont desservis par des voies de transport intérieures (routes, rails, voies navigables (G, H, I) et équipés de terre-pleins permettant le stockage des cargaisons.

Lorsque l'agitation due à la houle n'est pas trop forte, les navires transportant des cargaisons liquides ou en vrac peuvent être reçus à des **postes non protégés (B).** Ils chargent ou déchargent leur cargaison par des tuyaux flexibles reliés à un **point d'ancrage (B)** constitué d'une bouée ancrée sur le fond par des chaînes. La liaison entre ce point et les installations de stockage établis à terre, s'effectue par des canalisations fixes posées sur le fond marin.

6. PRINCIPAUX TYPE D'OUVRAGES MARITIME

Un port est constitué principalement par des ouvrages d'accostage et d'amarrage (quai, appontement et duc d'albe) établis sur un littoral de mer sert pour le stationnement des navires et bateaux d'une part, et une digue construite au sein des eaux autour de la zone d'accostage de façon à protéger l'intérieur du port vis-à-vis de la houle venant du large d'autre part.

6.1. Les digues :



Fig. A.I.5. Port de Tanker Bospor arrested (Ukraine)

6.1.1. Les fonctions des digues :

- ✓ Abriter les bassins portuaires de la houle
- ✓ Protéger le chenal d'accès à un port de la houle et des courants
- ✓ Diminuer l'ensablement du chenal d'accès

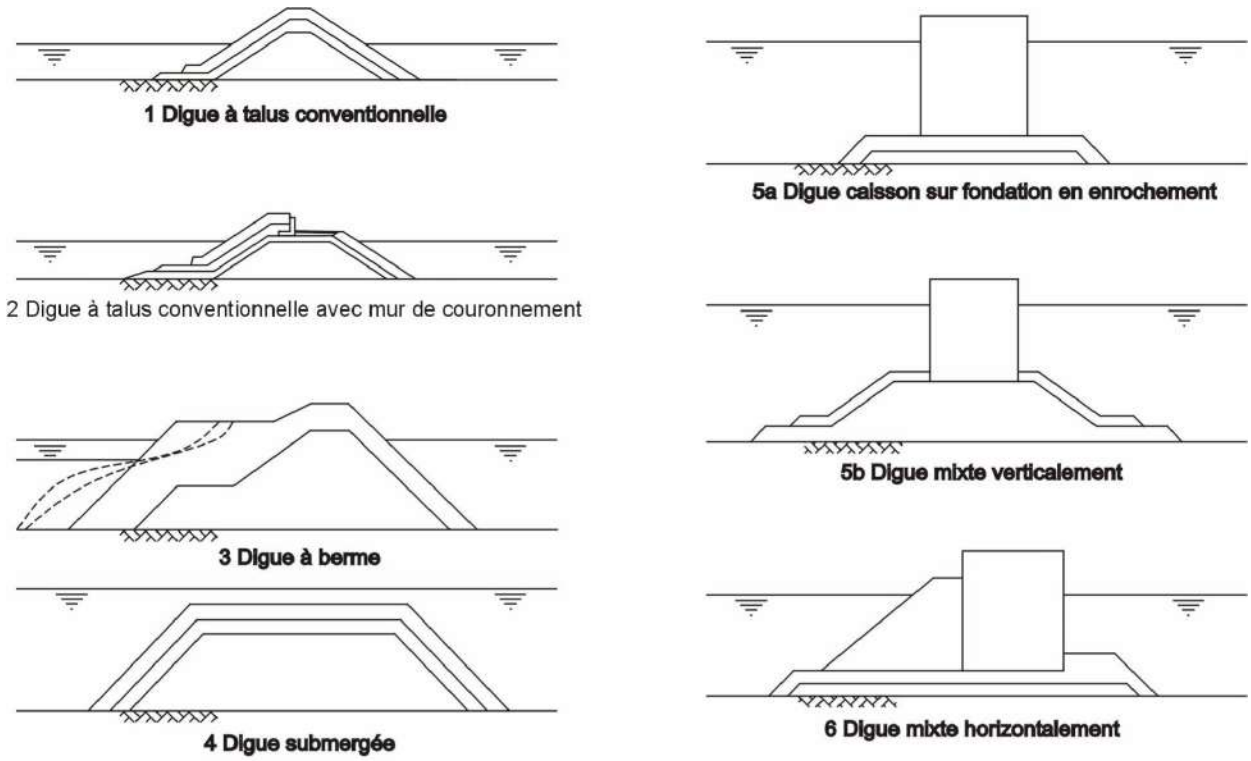
6.1.2. Types de digues :

Il existe quatre grandes catégories de digues portuaires (digues à talus, digues verticales en caisson, digues verticales avec écran et fondations en pieux, et les digues flottantes).

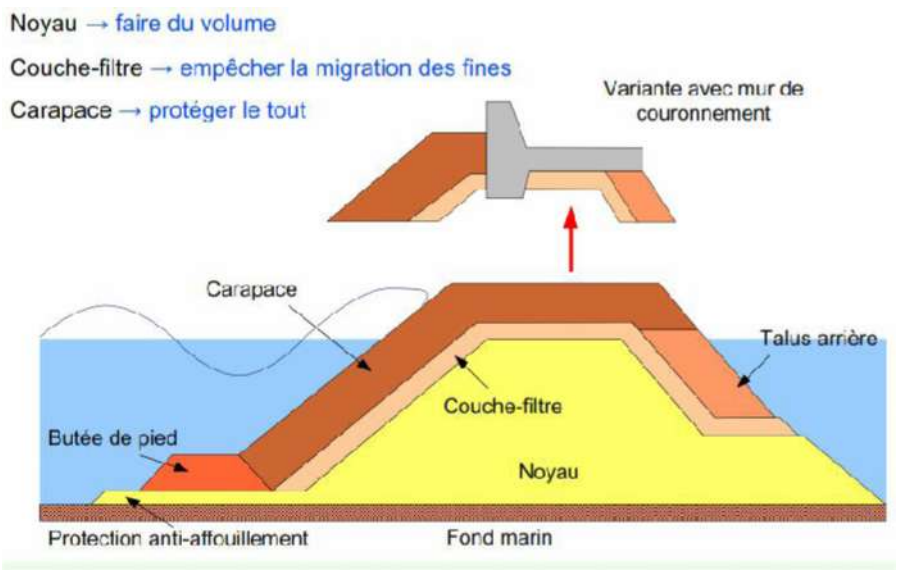
6.1.2.1. Les digues à talus :

Les digues à talus sont constituées d'un noyau en matériau naturel du type Tout-venant, recouvert par d'autres Couches filtres et par une carapace d'enrochement naturel ou artificiel. Plusieurs variantes existent :

- les digues avec ou sans mur de couronnement
- les digues à berme
- les digues à crête abaissée



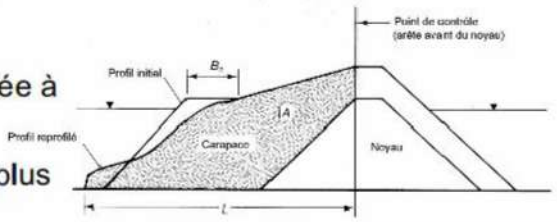
❖ **Variantes des digues à talus**



Variantes des digues à talus :

Digues à berme

- Taille d'enrochement adaptée à un reprofilage par la houle
- Permet d'utiliser des blocs plus petits
- Construites en Islande et en Norvège



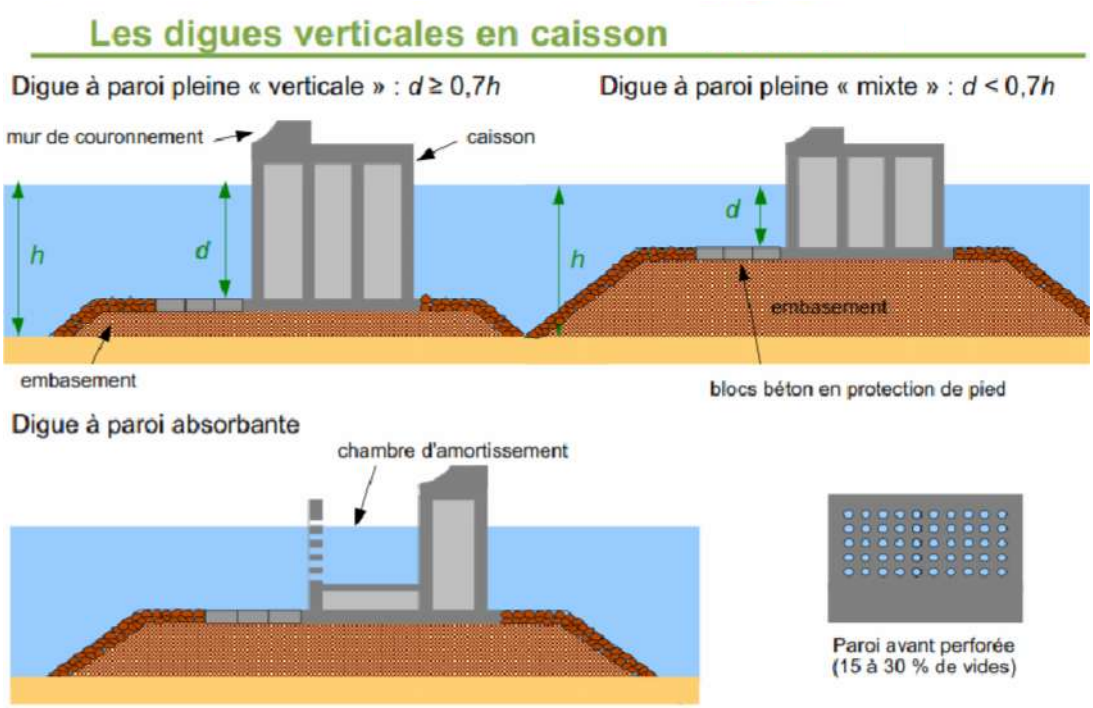


6.1.2.2. Digues verticales :

Les digues verticales en caisson sont constituées d'un soubassement en enrochement et d'une partie verticale en caisson de béton.

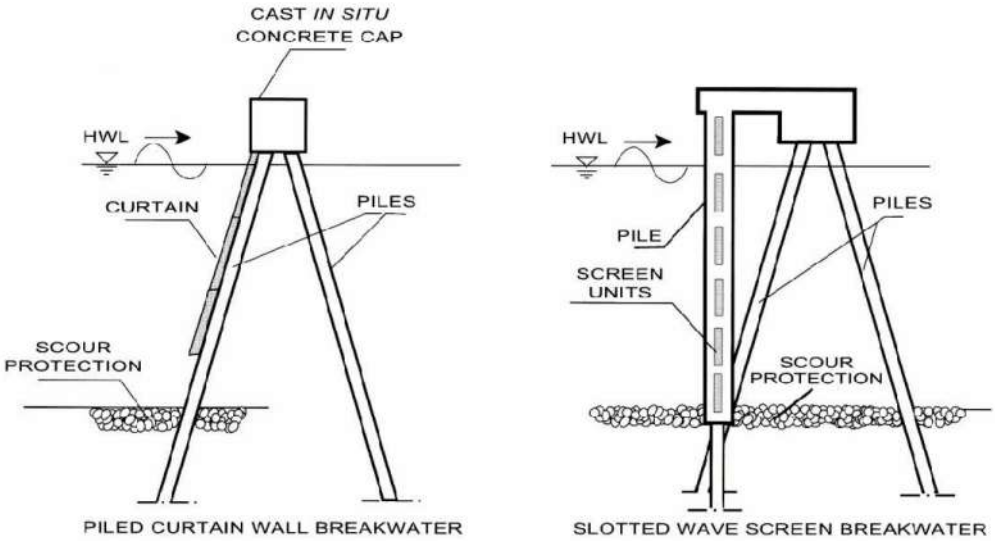
Plusieurs variantes existent :

- digue mixte verticalement : lorsque le soubassement est supérieure à 30% de la profondeur
- digue mixte horizontalement : lorsque le caisson est protégé par un talus en enrochement
- caisson absorbant : la face avant du caisson est alvéolée



6.1.2.3. Digues avec écran et pieux :

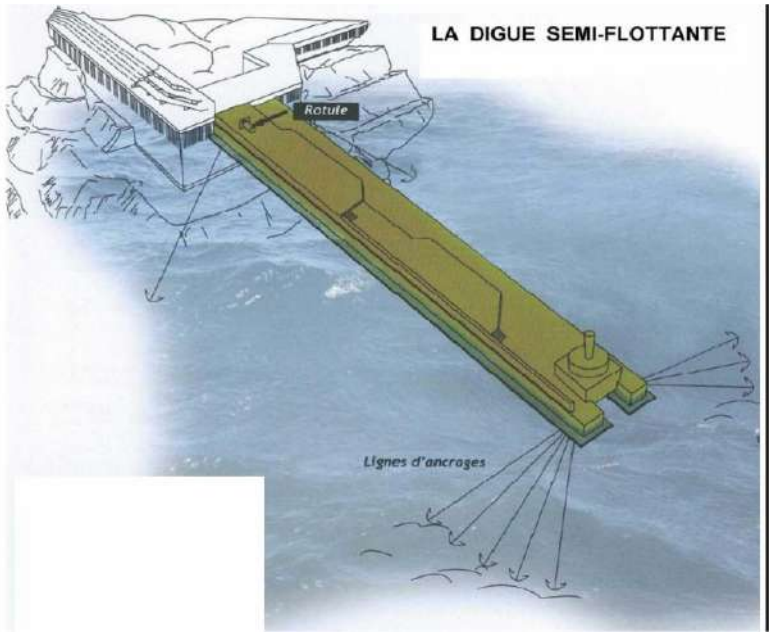
- Les digues verticales avec écran et fondations en pieux sont utilisées en eaux peu profondes et peu exposées.
- Elles sont coûteuses et technologiquement complexes.
- Elles présentent un intérêt dans des conditions géotechniques très difficiles.



Référence : PLANNING AND DESING OF PORTS AND MARINE TERMINALS - 2nd edition

6.1.2.4. Digues flottantes :

- Les petites digues flottantes peuvent être envisagées pour la protection de ports de plaisance peu exposés ou lorsque les exigences d'exploitation le permettent.
- Des digues flottantes de grandes dimensions sont envisageables, par ex. celle de Monaco, mais sont très coûteuses. Elles permettent de préserver les fonds marins et de palier à des conditions géotechniques difficiles.



6.1.3. Critères de choix entre les digues à talus et les digues verticales :

Paramètres à comparer	digue à talus	digue verticale
adaptation à grande profondeur	défavorable	favorable
emprise au sol	défavorable	favorable
matériaux	défavorable	favorable
sensibilité géotechnique	favorable	défavorable
adaptation à forte houle	favorable	favorable
sensibilité à vague exceptionnelle	favorable	défavorable
coefficient de réflexion	favorable	moyenne
ouverture de la passe	défavorable	favorable
accostabilité	défavorable	favorable
moyens de construction	moyenne	défavorable

6.2. Les ouvrages d'accostage et d'amarrage :

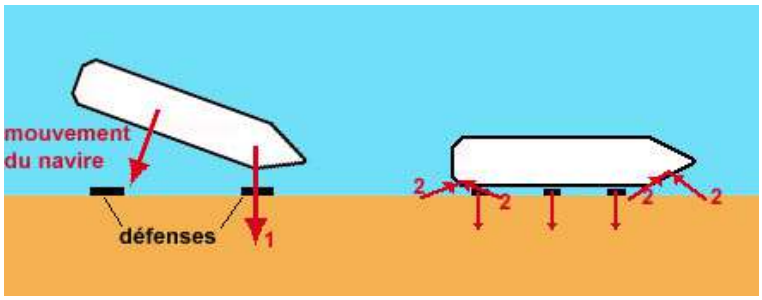
6.2.1. Types d'ouvrages d'accostage et d'amarrage et leurs fonctions :

- Les **quais** qui, outre l'amarrage et l'accostage des navires, assurent une liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port.
- Les **appontements** qui sont des ouvrages permettant l'accueil et le stationnement des navires mais n'assurant pas une liaison directe avec les parties terrestres (où se trouvent les installations de stockage des cargaisons), ils peuvent cependant servir à l'approche ou au dépôt de la marchandise.
- Les **ducs d'Albe** qui sont des ouvrages ponctuels permettant l'accostage et/ou l'amarrage des navires. Ils ne disposent pas de plate-forme sur laquelle peuvent être déposées les marchandises ou être installés des engins de manutention [4]

6.2.2. Principes de conception des ouvrages d'accostage et d'amarrage :

A l'accostage, le navire dérive avec une vitesse de 10 à 15 cm/sec. Compte tenu de sa masse importante, il impose à l'ouvrage un effort horizontal (1) qui peut dépasser la centaine de tonnes.

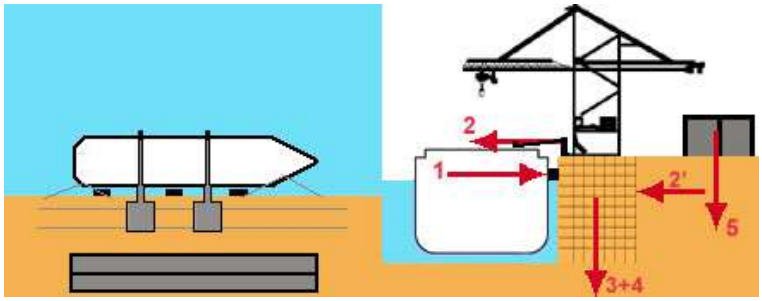
Une défense déformable permet d'absorber une partie de l'énergie d'accostage. Sous l'effet du vent et des courants éventuels, l'effort d'amarrage (2) peut atteindre la centaine de tonnes.



6.2.2.1 Quai :

L'ouvrage assure une liaison directe entre le navire et la terre. Il doit résister :

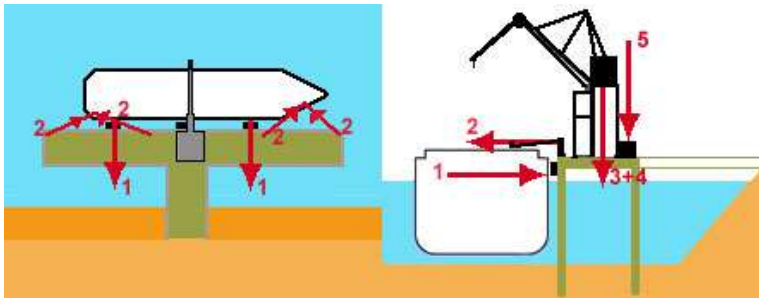
- aux efforts horizontaux d'accostage (1) et d'amarrage (2) et à la poussée des remblais (2')
- aux efforts verticaux
  - ✓ de son poids propre (3)
  - ✓ des engins de manutention (4)
  - ✓ des charges sur le terre-plein (5)



6.2.2.2 Appontement :

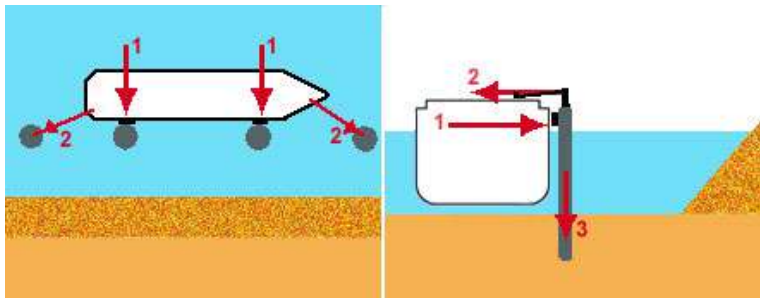
L'ouvrage n'assure pas une liaison directe entre le navire et la terre. Il doit résister :

- aux efforts horizontaux d'accostage (1) d'amarrage (2) mais n'a pas à retenir des remblais
- aux efforts verticaux
  - ✓ de son poids propre et de celui des engins de manutention (3+4)
  - ✓ des éventuelles cargaisons déposées (5)

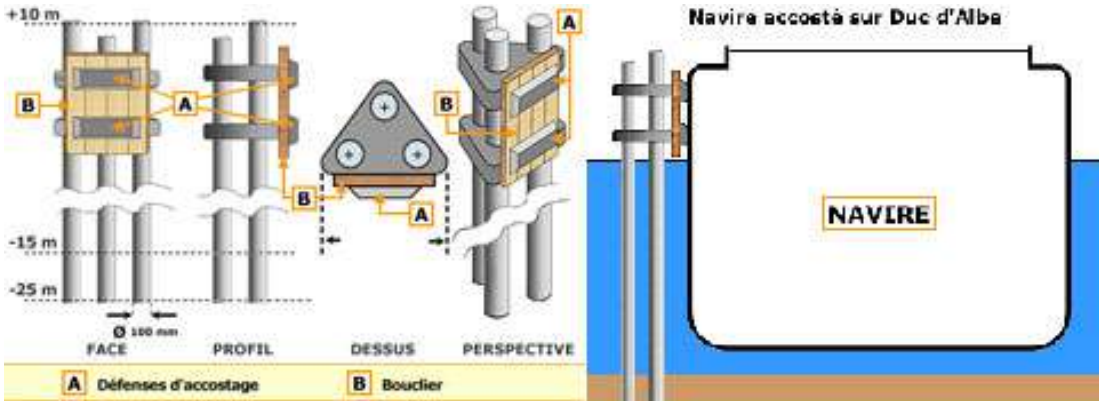


Cet ouvrage ne sert qu'à l'accostage et/ou l'amarrage du navire. Il doit résister

- aux efforts horizontaux d'accostage (1) et d'amarrage (2)
- aux efforts verticaux dus à son seul poids propre (3).



6.2.2.3 Ducs d'Albe : (Les "ducs d'Albe" utilisés comme ouvrages d'accostage)



Schémas d'un "duc d'Albe" en tubes métalliques

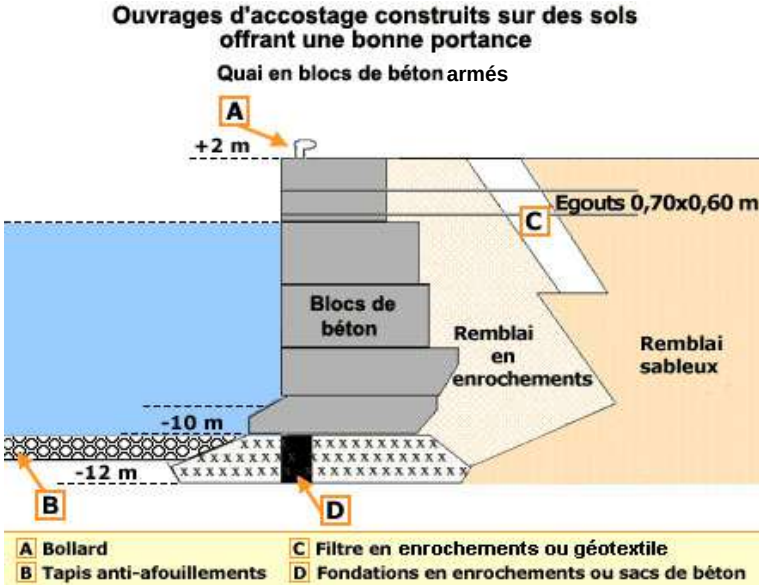
Autrefois constitué par des faisceaux de pieux en bois, les ducs d'Albe sont aujourd'hui réalisés au moyen de tubes métalliques ou de caissons en palplanches soudées entre elles, battus verticalement dans le sol.

Ils résistent aux efforts d'accostage par leur flexion offrant une résistance croissant de façon pratiquement proportionnelle à leur déplacement horizontal en tête des tubes. Des défenses placées sur un bouclier sur lequel s'appuie la coque du navire contribuent également à l'absorption de l'énergie d'accostage.

La butée du sol sur la partie enterrée des tubes métalliques équilibre l'effort horizontal imposé à leur tête.

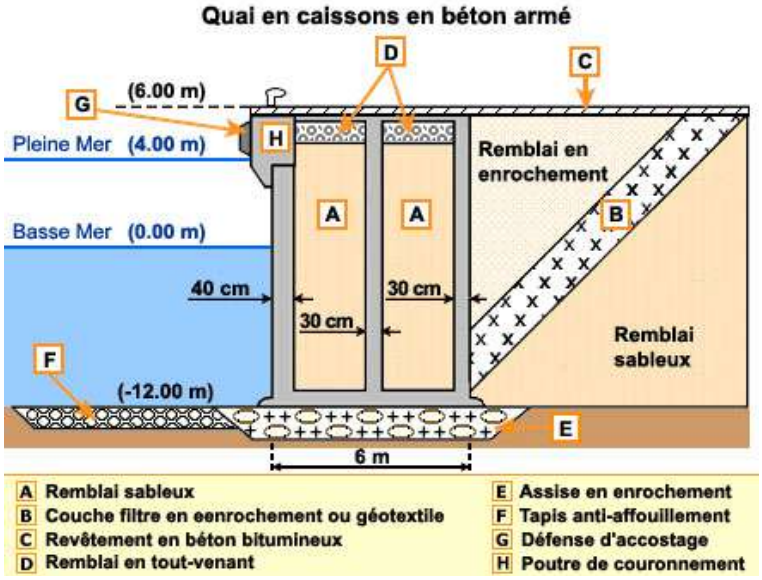
6.2.3. Ouvrages d'accostage sur sol de bonne portance :

Lorsque le sol de fondation offre une bonne résistance (sols rocheux, galets, sable compact), les quais sont réalisés sous forme d'ouvrages massifs capables de résister aux efforts horizontaux (vers la terre, causés par l'accostage des navires et vers le bassin, provoqués par la poussée des remblais et l'amarrage des navires) et aux efforts verticaux dus à leur poids propre.



Pour réduire les efforts horizontaux causés par l'accostage du navire, les quais sont équipés de défenses.

Un filtre en enrochements ou en géotextile est placé sur le remblai sableux pour empêcher l'entraînement des éléments fins vers le bassin sous l'effet des variations du niveau d'eau à l'intérieur du remblai.

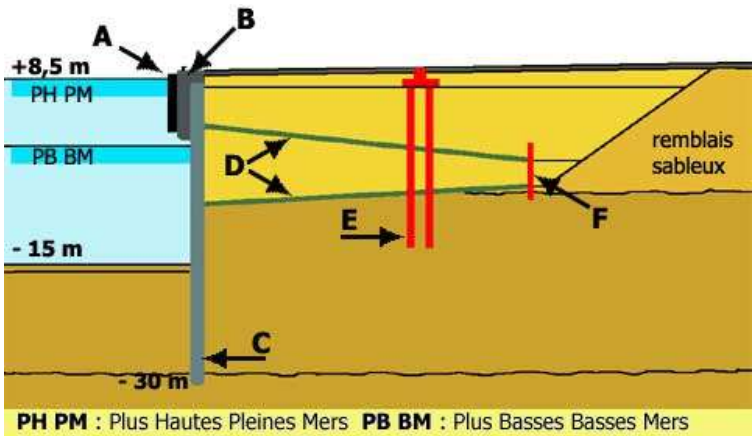


Un tapis en enrochement doit être réalisé au pied du quai, côté bassin, quand le sol de fondation (par exemple fond sableux) risque d'être affouillé par les mouvements de l'eau provoqués par les hélices du navire lors des manœuvres.

6.2.4. Ouvrages d'accostage sur sol de faible portance :

6.2.4.1. Quai en rideau de palplanches :

Les quais constitués par une paroi moulée en béton ou par un rideau de palplanches métalliques ancré sur un rideau arrière, sont utilisés lorsque le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif, mais possède des caractéristique 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.

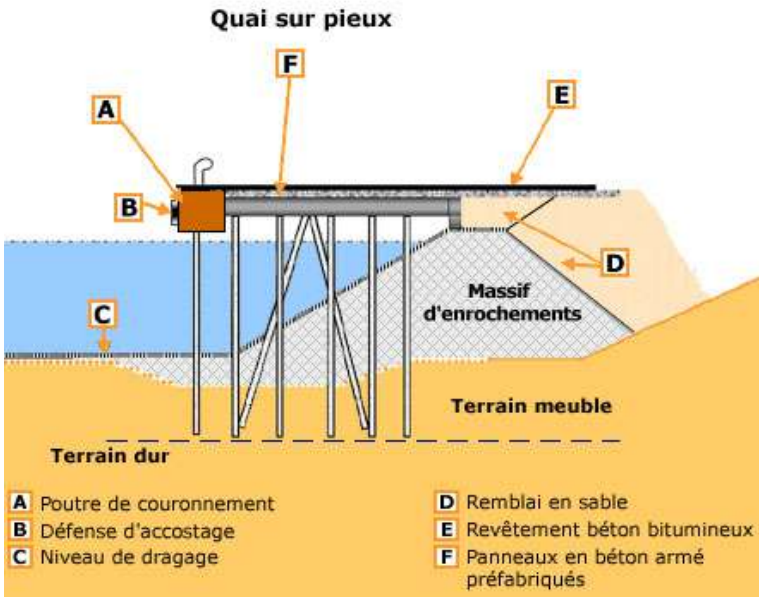


PH PM : Plus Hautes Pleines Mers **PB BM** : Plus Basses Basses Mers
A : défenses d'accostage **B** : poutre de couronnement en béton
C : paroi moulée en béton **D** : tirants métalliques
E : palée de support du chemin de roulement des portiques de manutention
F : rideau d'ancrage en palplanches métalliques

6.2.4.2. Ouvrages sur piles ou sur pieux :

Les quais constitués par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux (ou piles) en béton ou en acier, sont utilisés quand le terrain naturel est constitué d'une couche de mauvaise qualité sous laquelle existe une couche de terrain de portance suffisante à une profondeur pas trop importante.

Les pieux inclinés et la butée offerte par la partie supérieure du remblai permettent de mobiliser une force horizontale suffisante pour équilibrer l'effort engendré par l'accostage et l'amarrage des navires.



6.2.4.3. Quai mixte :

Le quai "danois" est constitué d'un rideau de palplanches et d'une plate-forme en béton armé fondée sur des pieux en béton ou en acier.

La résistance aux efforts d'accostage est assurée par la poussée du remblai contre le rideau et, éventuellement, par la réaction horizontale de pieux inclinés.

Les efforts verticaux sont équilibrés par les réactions verticales des pieux qui supportent la plate-forme et, éventuellement, des tubes métalliques insérés dans le rideau de palplanches.

Ces quais sont indiqués quand le sol de fondation est de qualité moyenne et qu'il existe une couche de terrain de bonne résistance à une profondeur raisonnable.

7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté un aperçu global sur les ports, en particulier des ports maritimes. Nous avons également discuté des différents types d'ouvrages portuaires et le rôle de chacun d’entre eux, et la méthode de les construire en fonction de la qualité du sol support.

CHAPITRE II :

LES PALPLANCHES EN GENIE CIVIL ET EN TRAVAUX PUBLICS

1. INTRODUCTION

Le développement urbain des villes dans le monde entier et la diminution progressive des espaces des travaux, due en particulier aux aménagements urbains, ont mené les ingénieurs des derniers siècles à développer des méthodes de soutènement. Ces méthodes de soutènement remplacent aisément les fouilles talutées en offrant un avantage majeur, une emprise de travaux réduite au minimum.

Aujourd'hui, il existe une multitude d'ouvrages de soutènement, utilisés selon les contraintes et les besoins du chantier tels que les parois moulées, les murs poids ou cantilever, les parois parisiennes et berlinoises ou les palplanches. Nous avons choisi d'axer ce chapitre sur les rideaux de palplanches qui se distinguent des autres méthodes par leurs propriétés d'étanchéité. De plus, les palplanches, retenant la poussée des terres, peuvent aussi servir de coffrage perdu ou constituer un ouvrage définitif comme un quai. La diversité des palplanches, aussi bien dans leurs matériaux, leurs formes, ou leurs modes de pose, offre des solutions aux entreprises en termes de rentabilité et de délai de construction. Néanmoins, ce sont les contraintes des sites concernés qui déterminent les modalités de mise en œuvre de ces rideaux de palplanches.

2. DEFINITION

La palplanche c'est une pièce en bois, acier, béton, etc., de section spéciale, permettant de l'emboîter à une autre et généralement utilisée à la constitution de parois étanches en terrains meubles, aquifères ou immergés [1].

Le mot palplanche désigne généralement aujourd'hui un pieu profilé conçu pour être battu en terre ou dans le sédiment et s'enclenchant aux pieux voisins par l'intermédiaire de nervures latérales appelées serrures. Les palplanches permettent de constituer un mur de soutènement, un batardeau, une palée ou un écran imperméable. On distingue deux groupes de palplanches :

- Les palplanches à module ou à inertie.
- Les palplanches plates.

Les premières se comportent comme des poutres verticales, mobilisant la butée au niveau de leur encastrement dans le sol et supportant les poussées dues aux dénivellations de terrain et d'eau. Les secondes permettent de réaliser des enveloppes cylindriques fermées, contenant des matériaux dont les poussées engendrent des tractions importantes dans les joints, ces derniers sont, de ce fait, conçus pour résister aux efforts de tractions.

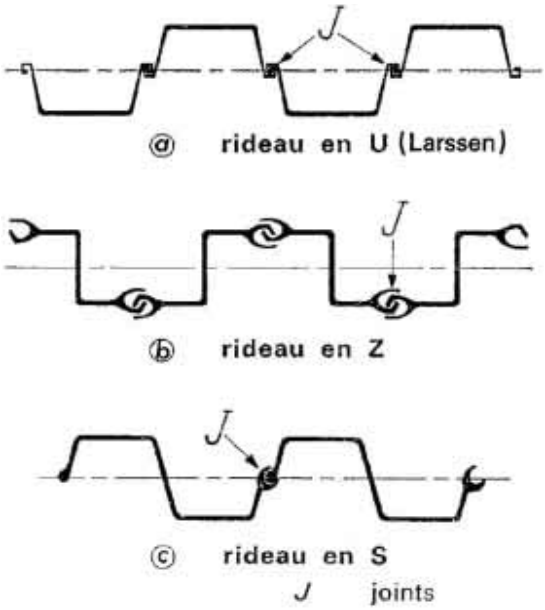


Fig. A.II.1. Les palplanches à module [2]

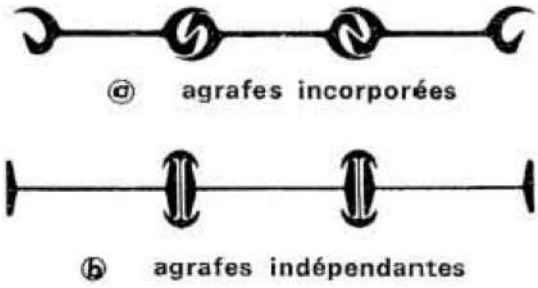


Fig. A.II. 2. Les palplanches plates [2]

3. DIFFERENTS TYPES DE PALPLANCHE

Selon leurs matériaux, il existe plusieurs types de palplanches. Nous discuterons brièvement les différents types. Et en détail au type le plus commun et le plus largement utilisé en ce moment qui est la palplanche métallique. Les cinq principaux types sont les suivants [3].

3.1. Palplanche en bois :

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

Elle est utilisée principalement comme protection de berge ou batardeau.



Fig. A.II. 3. Exemples de réalisation en palplanche bois/ protection de berge à gauche et batardeau à droite.

Le bois reste un matériau fragile notamment lors de sa mise en œuvre par battage. Il faut favoriser son utilisation dans des terrains homogènes et non rocheux.

3.2. Palplanche en béton armé :

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

Ce type de palplanche a été utilisé souvent comme des soutènements.

3.3. Palplanche en acier (métallique) :

Pendant les années 1960, le cours du fer diminua de manière importante ce qui fait croître de manière exponentielle l'utilisation de l'acier dans les méthodes de soutènement. Ainsi, la palplanche acier qui existait depuis 1910 devint intéressante uniquement à partir de 1960 et remplaça aussitôt la palplanche béton dans tous ses domaines d'application.

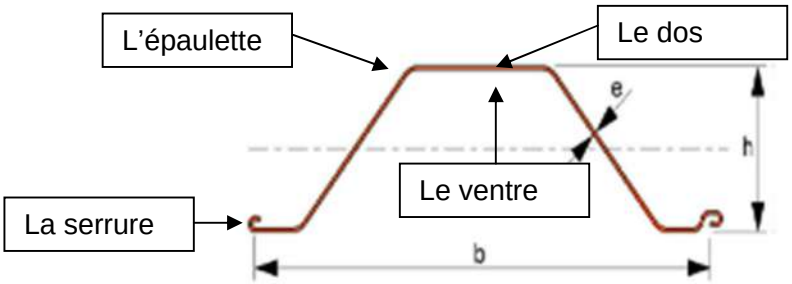
3.3.1. Domaines d'utilisations :

La palplanche en acier est apte à remplacer celles en bois et en béton. Et peut être aussi utilisée comme (Quai d'accostage, Parois cylindriques appelées «gabions», Blindage de fouille, Barrage, Ouvrage portuaire, Ecluse, Culée de pont…). Comme elle est apte à utiliser dans Tous types de terrain à l'exception des terrains rocheux.

3.3.2. Profilés :

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

On distingue dans la palplanche acier :



Il existe différents profils de palplanches en acier [4]:

3.3.2.1. Profils en Z :

Profil économique et rapide à mettre en place avec un bon rapport résistance/faible poids ainsi qu'un moment d'inertie élevé ce qui limite les déformations. Ces profilés sont le plus souvent utilisés pour le renforcement des berges. Ils s'utilisent principalement pour reprendre les efforts de flexion du fait de la continuité de l'âme dans le rideau et de la position spécifique des serrures qui sont symétriques par rapport à l'axe neutre.

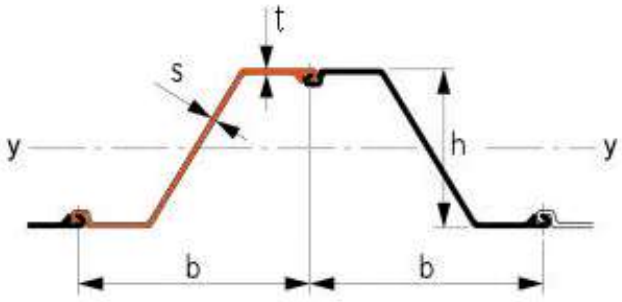


Fig. A.II. 4. Exemple de profil en Z

La notion de profils PAZ désigne un profil de type Z obtenue par laminage à froid.

3.3.2.2. Profils en U :

Ce sont les profils les plus utilisés du fait de leur diversité et de leurs systèmes d'attaches hautement étanches. Ils offrent une bonne résistance à la corrosion favorisée par l'épaisseur d'acier au point critique. Ces profilés sont souvent utilisés pour un battage dans un espace réduit et peuvent être réutilisés facilement grâce à leur forme symétrique. Ils s'utilisent principalement pour reprendre les efforts de flexion.

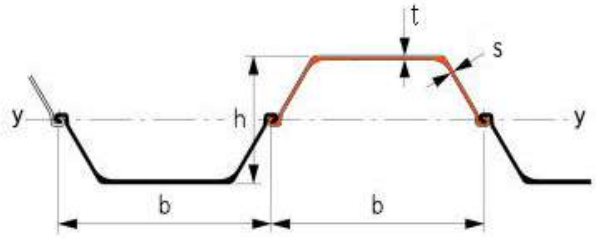


Fig. A.II. 5. Exemple de profil en U.

Sur la gamme des profils U, certains profilés dérivés ont fait leur apparition pour répondre aux différentes contraintes des clients. On y trouve les profils (PU, AU, Oméga…)

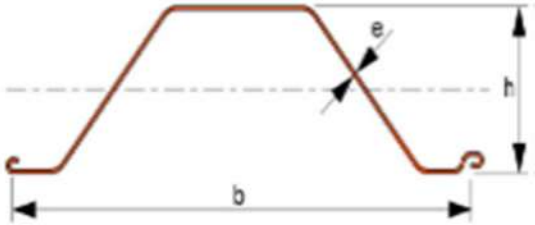


Fig. A.II. 6. Exemple de profil oméga.

3.3.2.3. Palplanches plates :

Les palplanches plates sont principalement utilisées dans les cas où l'horizon rocheux est très proche de la surface ainsi que dans les constructions où l'ancrage est difficile, voire impossible. En fonction des caractéristiques du projet et des particularités du site, les palplanches plates sont alors assemblées en gabions circulaires ou en gabionnades cloisonnées.

Les efforts qui se développent dans les palplanches sont essentiellement des efforts de traction horizontaux, ce qui nécessite des serrures présentant une résistance suffisante pour reprendre l'effort horizontal de l'âme.

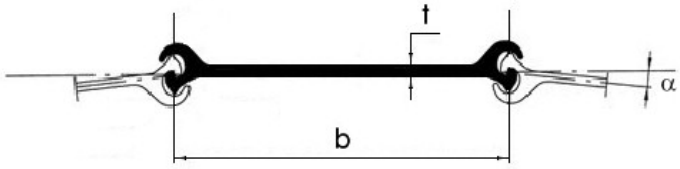


Fig. A.II. 7. Exemple de palplanche plate.

3.3.2.4. Rideaux mixtes tubes ou caisson :

L'assemblage de deux profilés de palplanches ou l'assemblage de palplanches et de tubes, donne un rideau mixte qui résiste à la haute pression donc aux hautes profondeurs. Les tubes ou caissons constituent les éléments principaux qui reprennent les efforts horizontaux mais aussi les charges verticales de structure. Les palplanches intercalaires permettent de transmettre les efforts horizontaux de la poussée des terres et hydrostatique aux tubes ou caissons.



Fig. A.II. 8. Exemple de rideaux mixtes tubes et de caisson.

3.3.2.5. Rideaux mixtes HZ/AZ:

L'assemblage de profilés en Z et d'HEB forme un rideau mixte. Les profilés en H sont utilisés comme éléments porteurs et les palplanches intermédiaires AZ utilisées comme éléments intercalaires. Ce type d'assemblage permet non seulement de reprendre les efforts de poussée des terres et hydrostatiques, mais aussi de reprendre une charge verticale importante.



Fig. A.II. 9. Exemple de rideaux mixtes HZ.

Parmi tous ces profilés présentés, le laminage se fait soit à chaud soit à froid. Bien que dans la majorité des chantiers de palplanches, celles-ci sont laminées à chaud, dans certaines conditions (contraintes du chantier, délais, géométrie de l'ouvrage,…) des palplanches laminées à froid peuvent être intéressantes.

3.3.3. Système de raccord :

Un système de raccord au niveau des angles est nécessaire bien que les palplanches admettent un degré de rotation lors de leur mise en place. Il existe principalement quatre clefs de fermeture qui s'utilisent en fonction du degré de l'angle ou de la position des palplanches pour la fermeture à savoir, Dos/Dos, Ventre/Dos ou Ventre/ventre. Il peut arriver que dans certains cas aucune clef de fermeture ne soit utilisée, l'utilisation d'une palplanche coupée sur toute une longueur qui sera soudée directement sur le rideau permettra sa fermeture, c'est une technique moins onéreuse mais généralement plus longue. Il est également possible de mettre en place des palplanches avec un raccord pré-soudé.

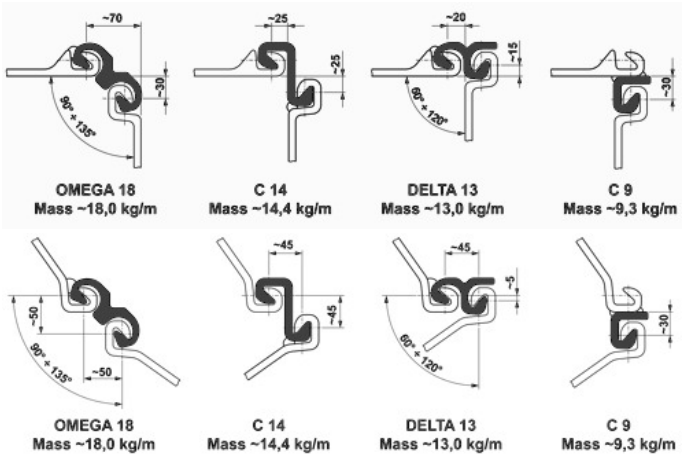


Fig. A.II. 10. Exemple de raccords existants pour profils U et Z

3.3.4. Avantages :

L'utilisation des palplanches en acier présente les avantages suivants :

- Forte aptitude au réemploi,
- Très bonne étanchéité,
- Très grande résistance,
- Large gamme de profilé,
- Très grande élasticité,
- 100% recyclable,
- Facilité et rapidité de mise en œuvre,
- Durée de vie (de 50 à 100 ans en fonction du traitement).

3.3.5. Inconvénients :

- Matériau onéreux suivant la variation du cours de l'acier,
- Dégradation avec le temps (corrosion),
- Fortes nuisances (sonore, vibration, espace de travail) dues aux méthodes de mise en œuvre.

3.3.6. Traitement de palplanches :

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

Le choix d'une méthode de traitement anticorrosion a été traité par le Catalogue général d'ArcelorMittal [5] en fonction des différentes normes. Trois principaux types de traitements sont utilisés :

3.3.6.1. Protections par revêtement :

C'est un traitement le plus protecteur (durabilité moyenne à haute). Elle nécessite une préparation de surface avant l'utilisation de revêtements bitumineux ou de résines époxydes (époxyde brai, époxyde zinc).

3.3.6.2. Protections cathodiques :

Elle est obtenue par application d'un courant négatif du métal par rapport à une électrode de référence impolarisable (électrode de cuivre ou sulfate de cuivre), c'est une protection de très bon rendement, la durabilité dépend de la fréquence et de la durée de la protection cathodique. Son inconvénient c'est le coût élevé.

3.3.6.3. Adaptation des profilés :

C'est une action préventive. Qu'on doit tenir en compte ce qui suit :

- L'utilisation de profilés à une épaisseur plus importante (voir le tableau ci-dessous). La norme NF A 05-251 exige d'avoir une durée de vie minimale de 30 ans et une épaisseur minimale d'acier de 8 mm pour un sol fortement corrosifs,
- L'utilisation d'un module plus élevé que nécessaire,
- L'utilisation d'une nuance d'acier plus performante,

La durabilité dépend de la surépaisseur d'acier et du temps de corrosion de cette surépaisseur. Comme il est indiqué dans le tableau ci-après :

	25 ans	50 ans	75 ans	100 ans
Sols ou remblais peu corrosifs	0,25	0,60	0,70	0,80
Sols ou remblais moyennement corrosifs	1,00	1,60	2,00	2,50
Sols ou remblais fortement corrosifs	2,50	4,00	5,00	6,00

Tableau 01 : Epaisseur sacrificielle recommandée pour les palplanches en fonction de la durée de vie souhaitée (valeur en millimètres) [6]

3.4. Palplanche en PVC

La palplanche en PVC est apparue au cours des années 2000 en complément de la palplanche métallique dans certains domaines mais aussi comme alternative à la palplanche bois qui contribue à la déforestation et à la pollution des sols (à cause des traitements). De plus, elle apporte une solution à la corrosion des palplanches acier tout en conservant un domaine d'utilisation vaste et une facilité de mise en œuvre dans les zones de faibles profondeurs.

3.5. Palplanche en fibre de verre

Les palplanches en fibres de verre présentent des avantages par leur résistance à la corrosion, leur légèreté, et leur rapidité en transport, à leur facilité d'installation, à leur épreuve aux intempéries, etc. et cela peut durer de nombreuses années, donc très rentable à long terme.

<u>Remarque</u> : Dans ce qui suit on discute uniquement des palplanches en acier qui sont les plus utilisées dans divers domaine

4. MISE EN OEUVRE DES PALPLANCHES

La mise en œuvre des palplanches verticalement dans le sol se fait généralement par Battage, Vibrofoncage ou par Presse hydraulique.

4.1. Battage :

4.1.1. Définition :

Le battage c'est une "Opération qui consiste à battre certains objets (en particulier certaines matières textiles), certains produits pour les débarrasser de leurs impuretés" (Dictionnaire Larousse) [1].

La chute d'une masse pesante sur l'extrémité supérieure d'un élément rigide, pour l'enfoncer, plus la hauteur de chute était grande, plus la force obtenue était importante. La chute d'une masse sur la tête de pieu génère une onde qui se propage le long du fût jusqu'à la pointe. L'énergie ainsi transmise en tête de pieu est utilisée pour surmonter le frottement latéral le long du pieu et provoquer la déformation plastique du sol à la pointe. On arrive donc à enfoncer le pieu dans le sol. Toute l'énergie n'est pas utilisée pour le fonçage : une partie se dissipe dans le pieu et une autre est transmise au sol sous forme d'ondes (Ramshaw et al., 1998) [7].

4.1.2. Matériel :

Le fonçage par battage d'un élément rigide dans le sol nécessite l'utilisation d'un mouton et d'un système de guidage.

4.1.2.1. Systèmes de guidage :

Le mouton venant se poser sur l'élément à foncer, donc il est indispensable d'utiliser un système de guidage. Il se fait principalement suivant deux méthodes : le mât de battage ou le guide de battage.

- **Mât de battage :**

En mode guidé sur mât, le porteur hydraulique (engin de chantier) est équipé d'un mât de guidage (Fig. A.II. 11) sur le quel coulisse le mouton dans un système de rails : le mouton est solidaire du mât. Le positionnement et le contrôle de la verticalité ou de l'inclinaison sont grandement facilités. Ce mode est le plus adapté à la mise en œuvre d'éléments inclinés. Mais il n'est pas adapté à la mise en place de pieux de grand diamètre.

- **Guide de battage**

En mode pendulaire, le mouton est suspendu au câble d'une grue à flèche. Avant de positionner le mouton sur l'élément à battre, il est nécessaire de le maintenir dans un guide ou châssis de fonçage (Fig. A.II. 12) à la différence de la méthode précédente.

4.1.2.2. Moutons ou marteaux :

Le choix d'un système de battage approprié est essentiel pour foncer convenablement les pieux et palplanches et parvenir à la cote souhaitée en toute sécurité. Les différents types de moutons utilisables pour le fonçage par battage sont :

- les moutons à chute libre,
- les moutons diesel,
- les moutons hydrauliques à double effet,
- les trépideurs ou les moutons à double effet à l'air comprimé et à frappes rapides.



Fig. A.II. 11. Mât de battage



Fig. A.II. 12. Guide de battage

4.2. Vibrofoncage :

4.2.1. <u>Définition :</u>

L'utilisation de vibrations longitudinales forcées pour faciliter la pénétration d'éléments verticaux (en règle générale métalliques) dans le sol s'est développée dans les travaux publics depuis les années 1950. Ce procédé est maintenant couramment désigné par le terme "vibrofonçage". On s'est, en effet, rapidement rendu compte de son efficacité et de son rendement dans beaucoup de conditions de terrain. C'est d'abord en URSS et en Allemagne que cette technique s'est largement développée, puis en Europe et dans le monde.

Il est facile de soumettre un élément rigide linéaire suspendu à des vibrations forcées longitudinales, en utilisant un vibrateur (Fig. A.II. 13) comportant un nombre pair de masselottes excentrées disposées symétriquement par rapport à l'axe vertical de l'élément et tournant en sens inverse. Si les masselottes tournent à vitesse constante, l'excitation est sinusoïdale ; et pour un élément suspendu qui n'est soumis qu'à l'action de la gravité et à celle du vibrateur, on obtient rapidement un régime stable d'ondes stationnaires : toutes les sections de l'élément vibrent en phase ; s'il n'y a pas d'amortissement interne dans l'élément, l'énergie consommée est théoriquement nulle. Dans la réalité il y a perte d'énergie dans le système mécanique par échauffement. L'élément lui-même est soumis à des efforts dont la moyenne dans le temps est nulle.

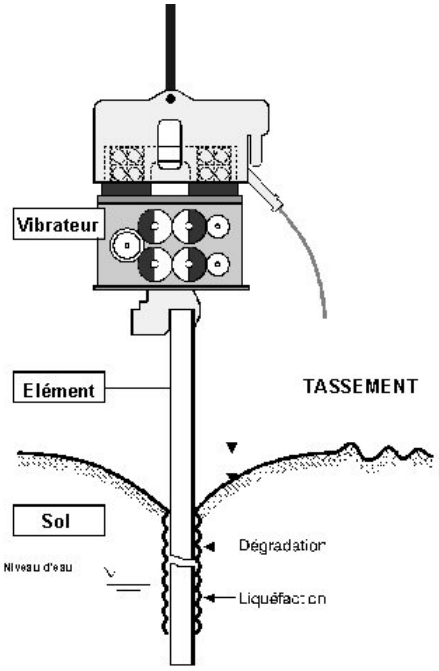


Fig. A.II. 13. Vibrofonçage : Représentation schématique

Le vibrofonçage est un procédé qui soumet, en partie courante, l'acier -ou le matériau constitutif du pieu- à des contraintes qui restent nettement inférieures à sa limite élastique. Il est peut-être moins performant que le battage dans les terrains ayant une forte résistance à la pénétration, dans lesquels il est indispensable de contrôler le battage pour ne pas soumettre le matériau à des contraintes excessives susceptibles de le déformer.



Fig. A.II. 14. Vibrofonçage

En règle générale, le vibrofonçage est bien indiqué dans les terrains sableux, saturés ou non, et dans les terrains alluvionnaires; son utilisation reste possible dans d'autres types de terrains.

4.2.2. Matériel :

Le fonçage par vibrage d'un élément rigide dans le sol nécessite l'utilisation d'un vibrateur et d'un système de guidage.

4.2.2.1. Systèmes de guidage :

Les systèmes de guidage qui sont utilisés pour foncer des pieux par vibrage sont les mêmes que ceux utilisés pour le battage.

4.2.2.2. Vibrateurs hydrauliques :

Les vibrateurs les plus couramment utilisés sont alimentés par un groupe hydraulique. Il en existe deux grandes familles : les vibrateurs à moment fixe (fréquence standard et haute fréquence) et les vibrateurs à moment d'excentricité variable.

Les vibrateurs à fréquence « standard » présentent à la fois une bonne robustesse, une amplitude importante et une force centrifuge élevée. Ils sont adaptés au vibrofonçage de palplanches et de profilés de grandes dimensions, en conditions difficiles.

4.3. Mise en place avec presse hydraulique :

4.3.1. Principe de fonctionnement :

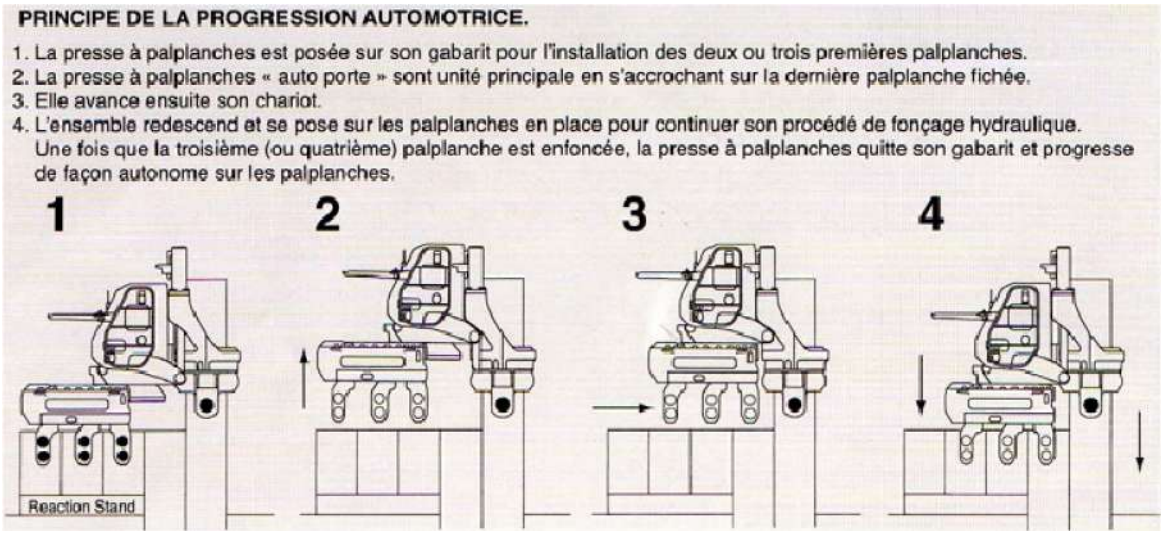


Fig. A.II. 15. Principe de la presse hydraulique [8]

4.3.2. Description :

La mise en place des palplanches par presse hydraulique est idéale lorsque des bâtiments anciens ou fragiles sont proches de la zone de mise en place. Ce système est plus lent que les systèmes de vibrofonçage et battage. Il peut rencontrer quelques difficultés dans les terrains durs.

Les 3 premières palplanches doivent être misent en place grâce à un gabarit conçu spécialement pour la presse. Ensuite cette presse s'auto porte de palplanche en palplanche et assure sa stabilité en s'accrochant sur les trois dernières palplanches misent en place. En s'appuyant sur les trois dernières palplanches, elle se soulève d'environ 80cm, pince la palplanche suivante et l'enfonce dans le sol par un système de pression hydraulique. Par des mouvements répétitifs, la presse enfonce la totalité de la palplanche.

Le procédé pour l'extraction des palplanches est identique que la mise en place, la presse soulève par étapes les palplanches les unes après les autres.

4.3.3. Matériel :

La mise en place des palplanches avec presse hydraulique dans le sol nécessite principalement l'utilisation d'une presse hydraulique et d'un groupe électrogène et éventuellement une pelle à câble ou grue.



Fig. A.II. 16. une presse hydraulique [8]

5. ENCLENCHEMENT

C'est une opération qui consiste à mettre les palplanches en enchainement avec celles déjà mises en place, à l'aide d'un dispositif de serrures mis entre eux. Cette opération a un triple but :

- ✓ Fournir un guidage au cours de l'enfoncement.
- ✓ Solidariser les palplanches, afin de réaliser un rideau contenu offrant une résistance plus grande à la flexion.
- ✓ Réaliser l'étanchéité du rideau.

L'enclenchement des profilés présentant des risques importants, notamment de chutes de hauteur et de heurts, il est conseillé d'utiliser un enclencheur, système simple pouvant s'adapter sur différents profils par changement du drapeau. Il permet l'enclenchement à distance des palplanches.

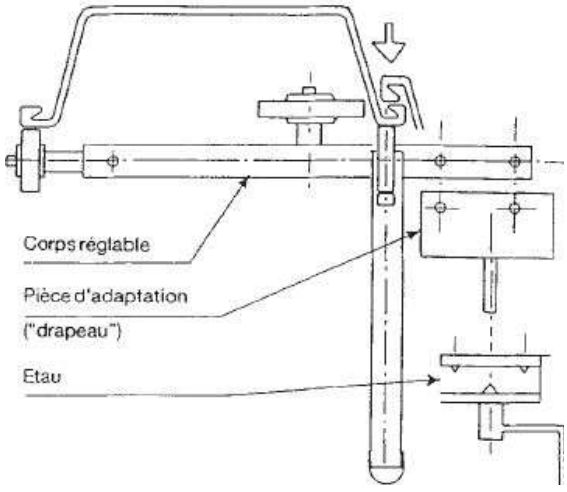


Fig. A.II. 17. Enclencheur automatique [9]

6. ETANCHEMENT D'UN RIDEAU DE PALPLANCHES

Les zones exposées à la perméabilité des fluides au niveau d'un rideau de palplanches sont principalement les lignes de contact entre deux éléments successifs de palplanches d'une part. Et entre ces derniers et tout autre élément structurel horizontal peut être mis en place comme une partie d'ouvrage d'autre côté.

Afin d'empêcher cette perméabilité dans les deux cas, nous devons effectuer une étanchéité verticale et une autre horizontale respectivement.

6.1. Etanchement vertical :

Celle-ci qui consiste principalement à rendre étanche les serrures des palplanches, plusieurs systèmes d'étanchement possibles dépendant de degré d'étanchéité souhaité. On cite trois méthodes couramment utilisées :

6.1.1. Pour une performance moyenne :

Il s'agit de mise en place à chaud du produit hydrocarboné dans les serrures avant ou après enclenchement des palplanches.

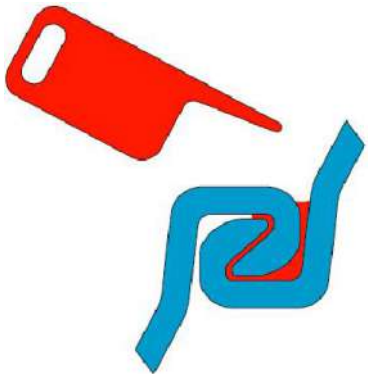


Fig. A.II. 18. Remplissage des serrures enclenchées avec un produit hydrocarboné [10]

6.1.2. Pour une performance élevée :

Il est nécessaire d'appliquer à froid du produit hydro-gonflant dans les serrures avant ou après enclenchement des palplanches.

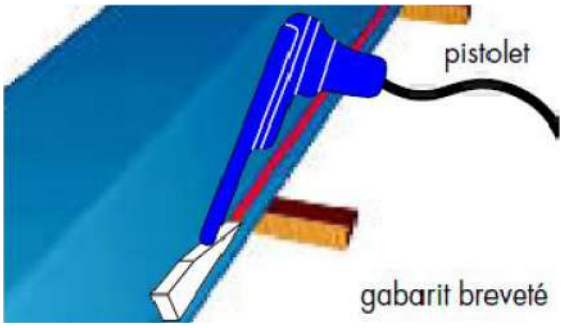


Fig. A.II. 19. Illustration de la mise en œuvre du produit hydro gonflant [10]

6.1.3. Pour une performance très élevée :

Si en raison d'exigences d'étanchéité parfaite, il y a lieu de procéder à un soudage des serrures enclenchées sur chantier, le remplissage préalable des serrures libres avant fonçage à l'aide d'un joint hydrocarboné est recommandé. Cet étanchement préliminaire empêche une humidification trop importante des serrures pouvant gêner les opérations de soudage. Le joint hydrocarboné doit alors être placé de manière à éviter tout contact entre la soudure et le produit d'étanchéité. Ces indications doivent être mentionnées dans la spécification.

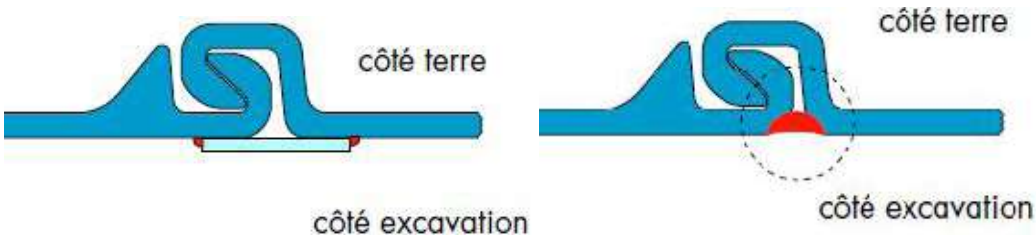


Fig. A.II. 20. Etanchement avec la soudure [10]

Il est tout à fait possible de rendre étanches les rideaux de palplanches par d'autres moyens à savoir : Etanchement avec Arcoseal, Etanchement avec wadit, Etanchement par installation d'un système de drainage...etc.

6.2. <u>Etanchement horizontal :</u>

On distingue généralement deux types d'étanchement :

6.2.1. L'étanchéité avec la dalle de fond, c'est-à-dire la réalisation d'une étanchéité dans des zones souvent sous eau ;

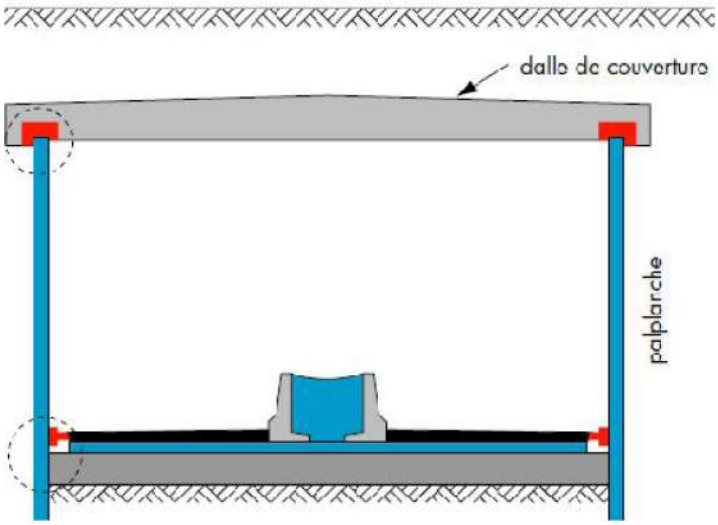


Fig. A.II. 21. Etanchement horizontal dans le cas d'un tunnel ou une structure enterrée [10]

6.2.2. L’étanchéité avec la dalle de couverture.

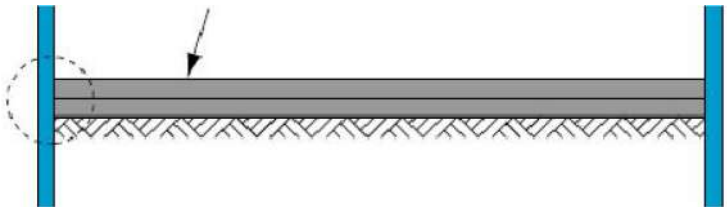


Fig. A.II. 22. Etanchement d’une fouille avec un radier [10]

7. CONCLUSION

Les rideaux de palplanches métalliques sont les plus souvent utilisés dans des ouvrages provisoires (ex : coffrage perdu) et définitifs (ex : batardeau). Pour les ouvrages provisoires, les palplanches sont de manière générale non traitées contre la corrosion puisqu'elles ne sont pas utilisées suffisamment longtemps pour commencer à avoir une corrosion préjudiciable pour les caractéristiques mécaniques du rideau de palplanche. Ces rideaux provisoires peuvent être traités pour une meilleure étanchéité dans le cas d'ouvrage en milieu aquifère.

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

CHAPITRE III :

METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES RIDEAUX DE PALPLANCHE

1. INTRODUCTION

Plusieurs méthodes ont été développées pour dimensionner un rideau de palplanche, on peut les classer en deux catégories principales : les méthodes dites classiques (méthodes de butée simple, méthode de la ligne élastique et méthodes dérivées,…) [1] et les méthodes des éléments finis.

La différence principale entre les deux catégories c'est l'état d'équilibre du sol considéré par ces derniers. Les méthodes "classiques" considèrent les états d'équilibre limites du sol tandis que les "autres" méthodes considèrent des états intermédiaires entre l'état initial et les états d'équilibre limites.

Quelle que soit la méthode appliquée, le but de l'étude c'est le choix d'un profil métallique de palplanche, son longueur totale et celle de fichage dans le sol ainsi que le dimensionnement des tirants d'ancrage.

2. RECONNAISSANCE AVANT DIMENSIONNEMENT

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

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

3. NOTIONS SUR LA POUSSEE ET LA BUTEE DES TERRES

Supposons un rideau vertical encastré à la surface d'un massif de sable. Si l'on procède à un remblayage par dépôt successif de couches horizontales minces d'un côté du rideau, tout en appliquant une résultante F du côté opposé de façon à empêcher tout déplacement, on exerce à la fin du remplissage une force F_0 horizontale (du fait de l'absence de frottements entre la paroi et le sol) appelée poussée au repos telle que représentée sur la Fig. A.III.1.a.

Si à présent on réalise une translation horizontale du mur, deux cas sont possibles :

- Si d'une part, le déplacement est imposé vers l'intérieur du remblai (à droite), la force F croît jusqu'à une valeur maximale F_p qui correspond à la mobilisation totale de la **butée**;
- Si d'autre part, partant d'une situation initiale identique, le déplacement se fait en éloignant la paroi du remblai, alors F décroît jusqu'à une valeur F_a inférieure à F_0 et qui traduit l'établissement de l'état de **poussée.**

La Fig. A.III.1 récapitule ces observations.

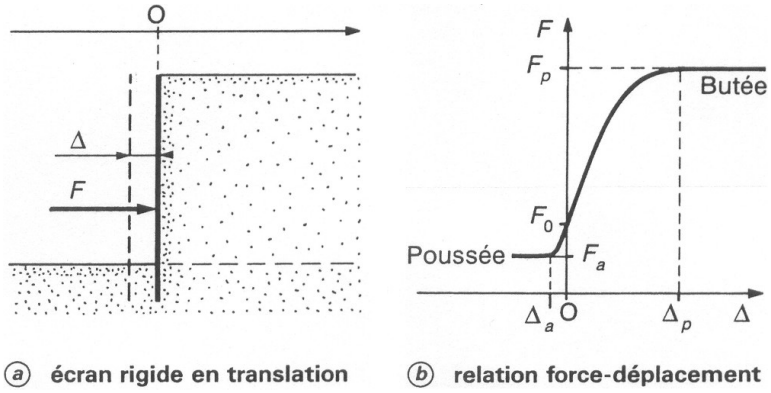


Fig. A.III.1. Expérience de poussée-butée (d'ap. Schlosser) [2]

On notera en particulier que le déplacement Δ_p nécessaire à la mobilisation totale de l'état de butée est beaucoup plus important que celui Δ_a causant la situation de poussée. Si H est la hauteur hors fiche du mur, on admettra les ordres de grandeur suivants :

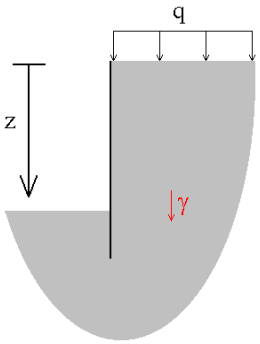
$$\Delta p \approx \frac{H}{100} \; et \; \Delta a \approx \frac{H}{1000}$$

Dans ces deux cas extrêmes, on parle de **poussée et butée limites** correspondant à la rupture du massif de sol. On oublie cependant dans l'usage courant de mentionner l'adjectif « limite », les termes poussée et butée renvoient implicitement à l'état de rupture.

4. ÉVALUATION DES COEFFICIENTS DE POUSSEE ET DE BUTEE

4.1. Cas des sols pulvérulents (ex : sables)

Considérons un massif de sol soumis à la gravité et éventuellement à une surcharge surfacique q :



Si l'on suppose que la contrainte verticale est une contrainte principale dans le massif de sol, nous avons la seconde contrainte principale qui est horizontale et définie par :

$$\sigma'_h = K_0 \, \sigma'_v \;\; et \;\; \sigma'_v = q + \gamma \, z - u$$

Avec K_0 le coefficient des pressions latérales au repos, γ le poids volumique du sol et u la pression interstitielle.

Pour les sols pulvérulents, le critère de rupture du sol est du type Mohr-Coulomb, donné par $\tau = \sigma' \, tg \, (\Phi') + c'$. Les cas de rupture en poussée et butée peuvent être représentés respectivement à gauche et à droite du point A dans le diagramme de Mohr Fig. A.III.2

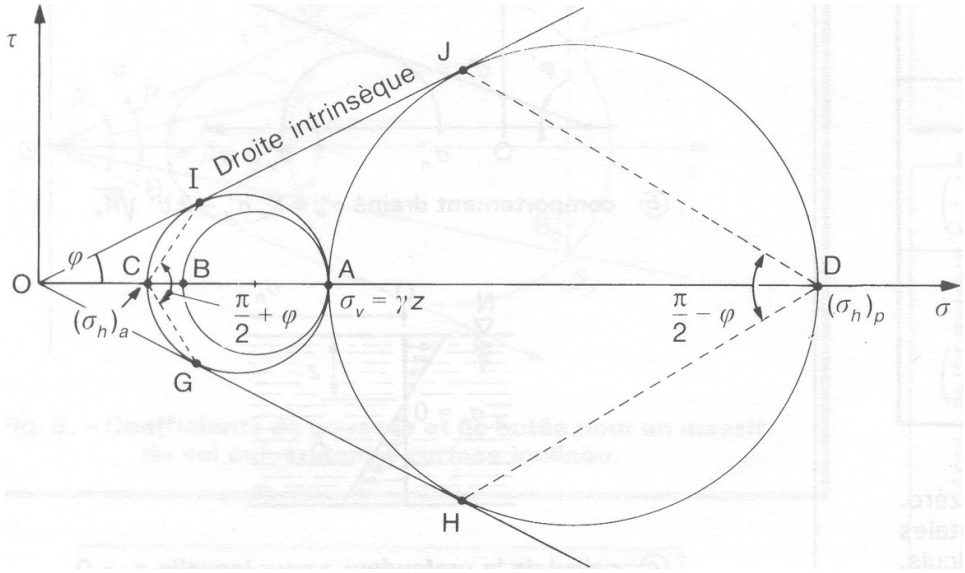


Fig. A.III.2. Calcul des coefficients de poussée et de butée par le cercle de Mohr (d'ap. Schlosser) [2]

Le calcul de la contrainte horizontale pour laquelle le cercle de Mohr est tangent au critère de rupture donne les relations :

- en poussée : $\sigma'_{ha} = \frac{1-sin(\Phi')}{1+sin(\Phi')}\sigma'_v - \frac{2c'}{1+sin(\Phi')} = K_a\,\sigma'_v - 2\sqrt{K_a}\,c'$

- en butée : $\sigma'_{hp} = \frac{1+sin(\Phi')}{1-sin(\Phi')}\sigma'_v + \frac{2c'}{1-sin(\Phi')} = K_p\,\sigma'_v + 2\sqrt{K_p}\,c'$

Avec : $K_a = \frac{1-sin(\Phi')}{1+sin(\Phi')} = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi'}{2}\right)$ et $K_p = \frac{1}{Ka}$

4.2. Cas des sols fins (ex : argiles)

Dans cette hypothèse, il faut distinguer les comportements à court et à long terme, en fonction du drainage du massif. Le critère à la rupture change au cours du temps :

- à court terme à la rupture : $\tau = C_u$ (critère de Tresca)
- à long terme, comme pour les sols pulvérulents : $\tau = \sigma' tg(\Phi') + c'$

Fig. A.III.3 représente ces deux critères dans le cas de la poussée :

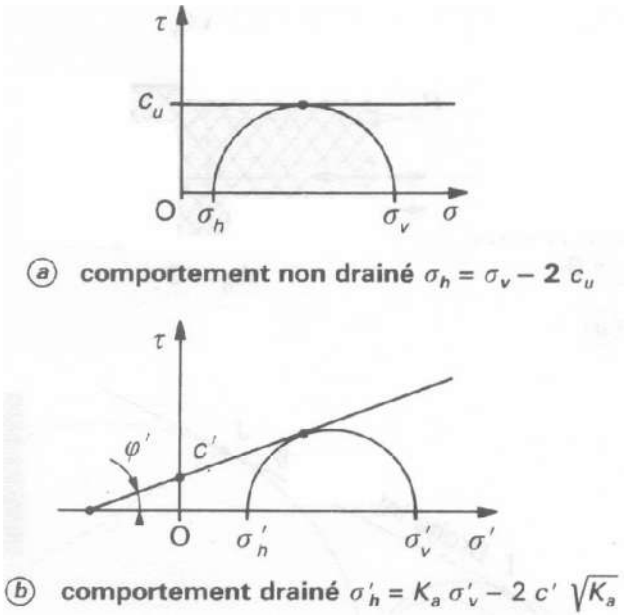


Fig.III.3. Ruptures à court et long terme d'un sol fin [2]

Pour le court terme, le raisonnement se fait en contraintes totales et pas effectives. Les contraintes horizontales à la rupture sont alors données par :

$$\sigma_{ha} = \sigma_v - 2\,C_u \quad et \quad \sigma_{hp} = \sigma_v + 2\,C_u$$

Pour le long terme, le raisonnement se fait comme pour les sols pulvérulents

5. CALCUL DES FORCES DE POUSSEE ET DE BUTEE PAR LA METHODE DE RANKINE

La méthode consiste à intégrer la valeur de la poussée des terres calculée précédemment le long de la surface du mur. Cette approche suppose :

- D'une part que la présence d'un mur ne perturbe pas la répartition des contraintes verticales (et par conséquent horizontales) dans le sol à son voisinage;
- D'autre part que le sol entourant la paroi est partout en état de rupture en poussée ou butée.

Au regard de ces hypothèses, on peut alors calculer en tout point la contrainte verticale σ_v , puis la pression interstitielle u, d'où l'on déduit la pression effective $\sigma'_v = \sigma_v - u$. On évalue alors $\sigma'_h = K_p\,\sigma'_v$ **ou** $K_a\,\sigma'_v$. On en conclut la valeur en tout point de $\sigma_h = \sigma'_h + u$ que l'on intègre le long du mur pour obtenir la résultante de poussée ou de butée.

6. APPROCHE PRATIQUE DU CALCUL

La conception du rideau de palplanches se fait en considérant quatre modes majeurs de rupture (Fig. A.III.4) à savoir :

a) Le renversement du rideau : celui-ci pivote sous la pression des terres
b) Le glissement d'ensemble : une partie du massif incluant la paroi connaît un large mouvement
c) La destruction de l'ancrage : il peut être arraché ou avoir la tête brisée
d) La rupture de la structure : les palplanches se plient et une rotule plastique apparaît

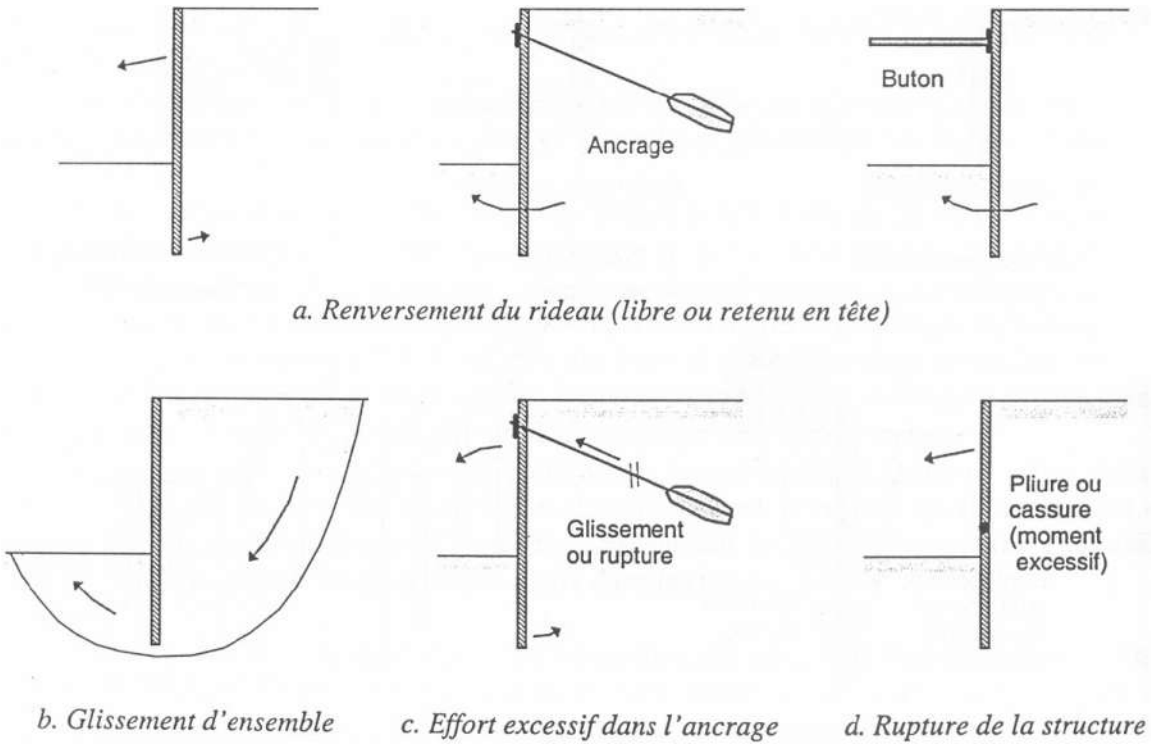


Fig. A.III.4. Modes de rupture d'un mur de palplanches (d'après Magnan) [2]

- Les phénomènes (a) et (b) peuvent être évités en calculant la longueur minimale de fiche du rideau
- L'arrachage (c) peut être écarté par un dimensionnement adapté du tirant
- La rupture interne (d) est exclue en vérifiant que le moment de flexion et l'effort tranchant dans la paroi restent inférieurs aux valeurs admissibles par les palplanches.

Dimensionner un rideau de palplanches, c'est donc:

- ✓ **calculer une longueur de fichage dans le sol**
- ✓ **dimensionner un tirant et la force à appliquer**
- ✓ **choisir un profil métallique de palplanche**

7. STABILITE EXTERNE DU MUR : CALCUL DE LA FICHE

Cette partie expose quelques développements successifs des méthodes de dimensionnement élaborées, dans la fin du XIX° siècle et la première moitié du XX° siècle. Par ordre chronologique, seront successivement abordées :

1. **La méthode de la butée simple**
2. **La méthode d'encastrement en fiche (Blum, 1931)**
3. **La méthode du coefficient de réaction**

Cette démarche se basera sur l'étude d'un rideau de palplanches ancré au niveau de sa partie supérieure. Pour plus de simplicité, nous supposerons le contact entre la paroi et le sol lisse.

7.1. Théorie 1 : mur simplement buté en pied (méthode de la butée simple)

7.1.1. Contexte

La première approche proposée pour le dimensionnement des écrans de soutènement, tels les rideaux de palplanches, s'est inspirée de la théorie des murs de soutènement rigides.

7.1.2. Hypothèses

Dans cette approche,

- ✓ Le rideau ou l'écran de soutènement est supposé rigide ;
- ✓ Il est soumis aux forces de poussée et butée de Rankine ;
- ✓ Le pied est libre de se déplacer, la tête tourne autour de l'ancrage.

Dans cette situation, le mécanisme de rupture est celui d'une rotation autour du point d'ancrage.

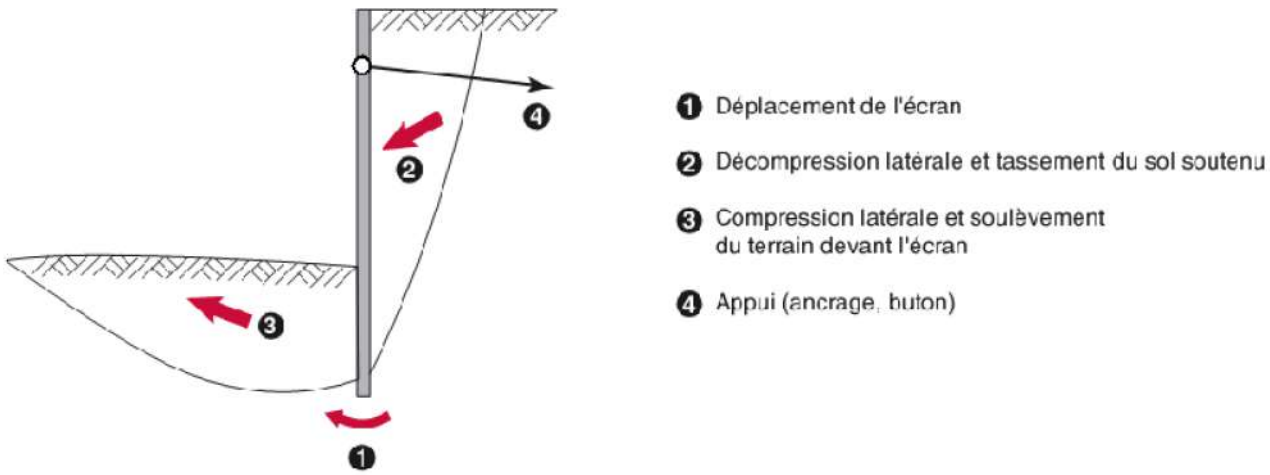


Fig. A.III.5. Mécanisme de rupture d'un écran simplement buté, d'après Delattre (2001) [3]

7.1.3. Calcul

A la rupture, le mur est en rotation autour de l'ancrage (ou tirant), placé à proximité du haut du rideau. On peut donc considérer qu'il y a mobilisation complète des pressions des terres passive d'un côté du mur et active de l'autre : on parle alors de **rideau ancré et simplement buté en pied**. La Fig.III.6 montre la répartition de la pression des terres.

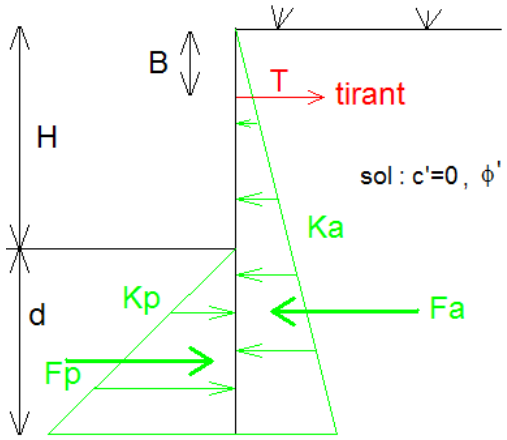


Fig. A.III.6. Pressions des terres idéalisées [2]

On notera qu'en pratique le tirant n'est pas tout en haut de la paroi, par conséquent, la partie du sol au dessus du tirant n'est pas en poussée. Cependant, Fourrier et Potts (1988) ont étudié numériquement l'influence de la position de l'ancrage et en ont conclu que l'hypothèse de mobilisation totale des pressions actives (ou poussée) des terres reste acceptable si le tirant est situé dans le tiers supérieur de l'excavation.

Le problème se résout en écrivant :

- l'équilibre horizontal en force : $\boldsymbol{T + F_p = F_a}$
- la nullité du moment autour de l'ancrage : $\boldsymbol{F_a\,[\frac{2}{3}(H+d) - B] = Fp\,[\frac{2}{3}\,d + H - B]}$

Avec les résultantes de poussée des terres $\boldsymbol{F_a = K_a \gamma' \frac{(d+H)^2}{2}}$ **et** $\boldsymbol{F_p = K_p \gamma' \frac{d^2}{2}}$

Le problème est statiquement déterminé : l'équation en moment est un polynôme de 3° 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.

Ici et dans toute la suite du chapitre, afin d'assurer la sécurité de l'ouvrage, les forces de butée sont systématiquement minorées en remplaçant la valeur de K_p par $K_p / 2$.

7.1.4. Cas de la présence d'eau

Nous avons jusqu'ici supposé implicitement que le matériau était sec. Dans le cas ou de 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 calculer les efforts séparément, comme indiqué sur la Fig. A.III.7 S'il y a écoulement d'eau dans le massif, il faudra commencer par résoudre le problème hydraulique.

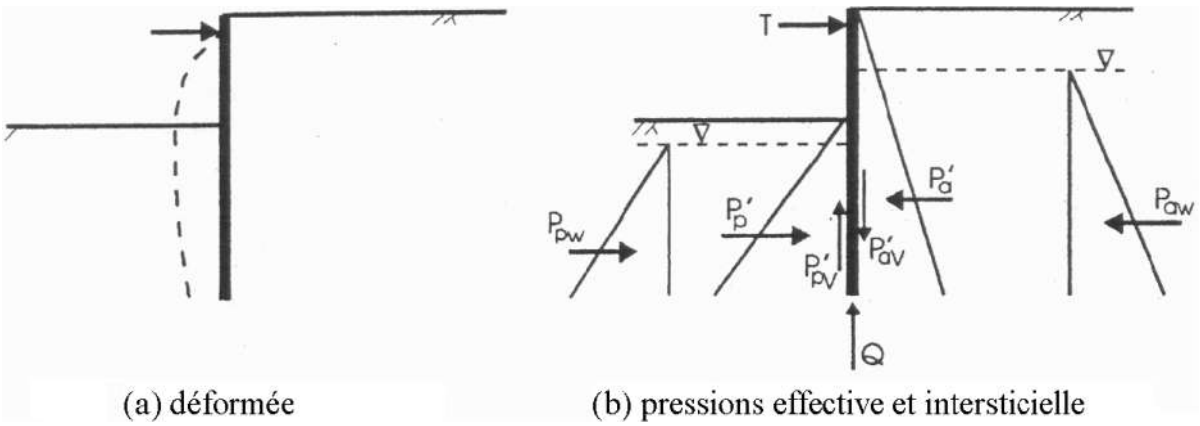


Fig. A.III.7. Cas de l'écran en présence d'eau (adapté de Potts) [2]

7.2. Théorie 2 : mur encastré en pied (méthode de l'encastrement en fiche "Blum, 1931")

7.2.1. Contexte

La théorie de la butée simple suppose un mur rigide et un mécanisme de rupture en rotation autour du tirant.

Après avoir étudié les distributions des moments et les déformées d'écrans expérimentales, Blum a remarqué que pour des fiches longues ce mécanisme n'était pas acceptable et qu'il y avait plutôt encastrement de la partie inférieure de la fiche, et une force de contre-butée induite dans la partie basse de la fiche.

Il formule une nouvelle théorie prenant en compte ces effets en 1931.

7.2.2. Hypothèses

Blum analyse l'effet de l'allongement de la fiche sur la répartition de la pression des terres, du moment et du déplacement de l'écran. Il observe que :

- Les ouvrages courts sont simplement butés dans le sol ;
- L'allongement de la fiche entraîne l'apparition d'un moment dit d'encastrement, et la fiche est alors encastrée dans le sol.

Il remarque qu'un très grand allongement de la fiche ne produit pas d'augmentation significative de l'encastrement et estime que la longueur optimale d'encastrement est celle pour laquelle la tangente à la déformée en pied passe par le point d'ancrage. La Fig. A.III.8 résume ces observations

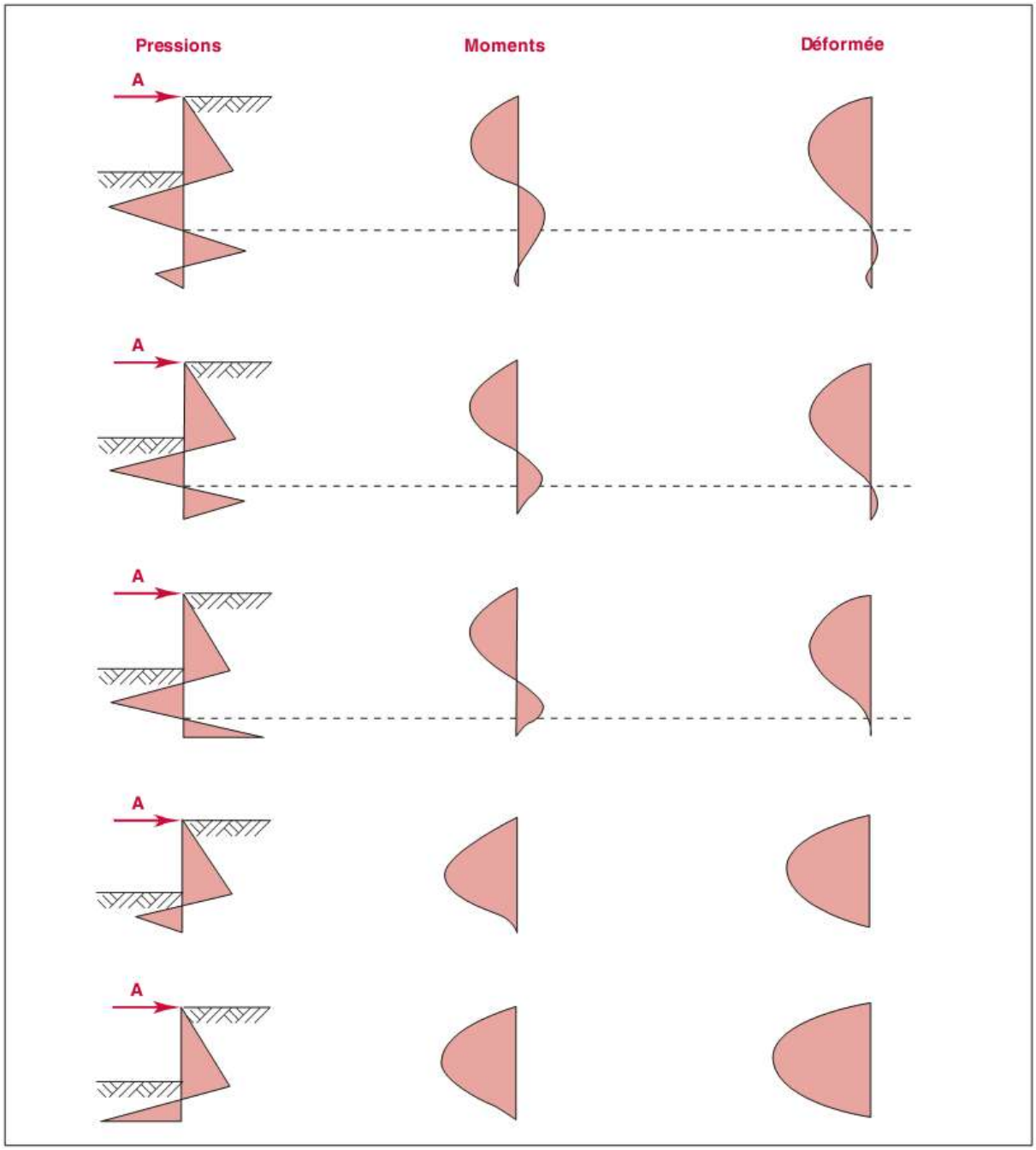


Fig. A.III.8. Influence de la longueur de la fiche sur le moment et les déplacements dans l'écran de soutènement d'après Blum (1931), citée par Delattre (2001) [2]

Blum propose ensuite afin de simplifier les calculs de représenter les efforts de contrebutée par une force localisée passant par le centre de rotation comme représenté dans la Fig. A.III.9

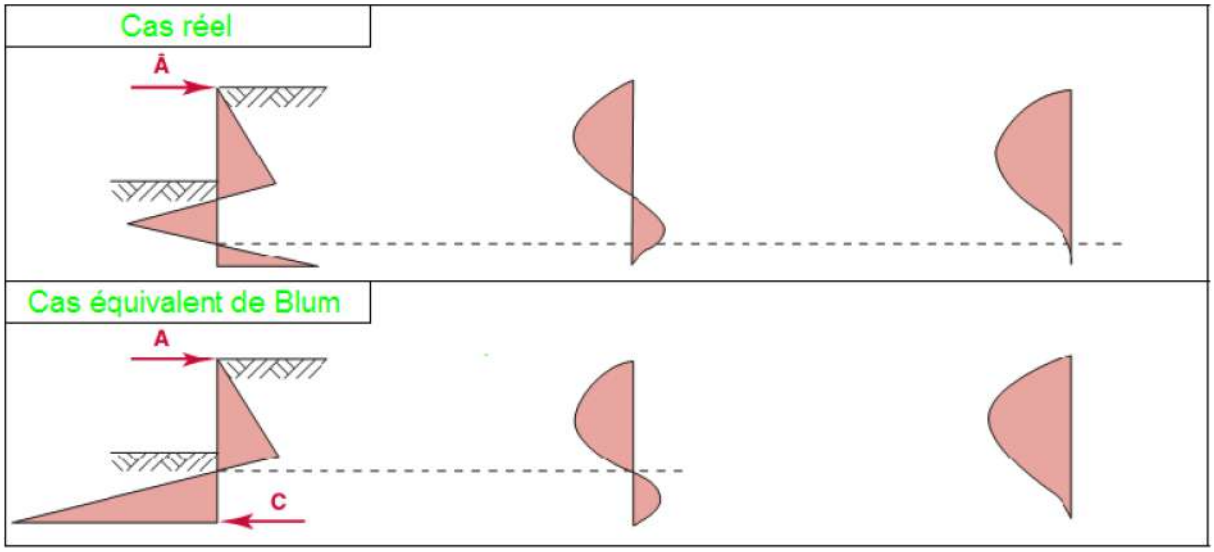


Fig. A.III.9. Distribution idéalisée de la pression des terres, d'après Delattre (2001) [2]

Cette approximation est compensée par une majoration de la fiche f_0 qu'il fixe à 20 % (Fig. A.III.10).

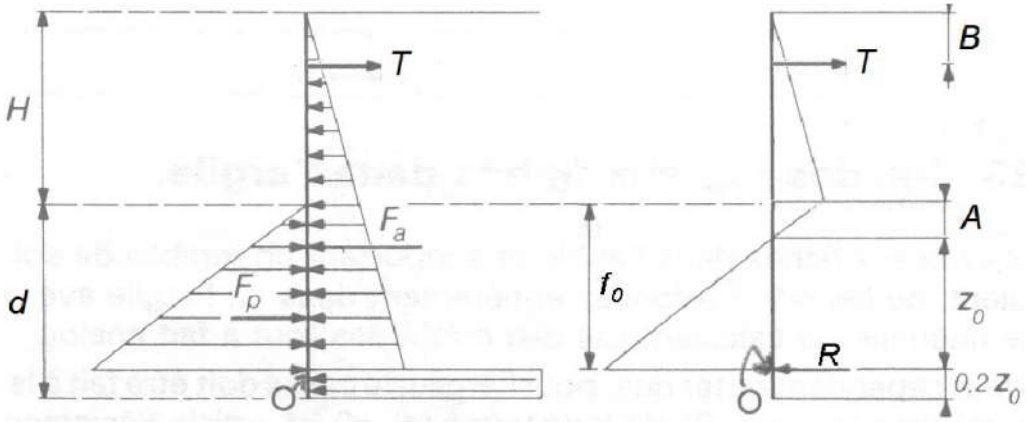


Fig. A.III.10. Modélisation de Blum, adaptée de Schlosser [2]

7.2.3. Calcul

7.2.3.1. Équations d'équilibre

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

Nous pouvons écrire :

- L'équilibre horizontal en force : $T + F_p = F_a + R$
- La nullité du moment en pied d'ouvrage :

$$F_a \frac{(f0+H)}{3} = F_p \frac{f0}{3} \quad Avec : F_a = \frac{(f0+H)^2}{2} K_a \gamma' \text{ et } F_p = \frac{f0^2}{2} K_p \gamma'$$

7.2.3.2. Levée de l'indétermination

La résolution des trois inconnues requiert une troisième équation. Pour lever l'indétermination. Blum fait appel à la flexibilité de l'écran – théorie des poutres – et propose deux solutions :

1. **Première approche :** il estime que la longueur de fiche optimale est celle qui permet d'obtenir une tangente à la déformée en pied passant par l'ancrage. On intègre cette condition en calculant la déformée selon la théorie de la résistance des matériaux. Ce travail est fastidieux.

2. **Une approche** plus simple est fournie par Blum qui remarque que dans le rideau, les points de **moment nul** (inflexion de la déformée) et de **pression des terres nulle** (inflexion du moment) sont voisins : **il propose de les confondre**. On peut alors couper l'écran en deux poutres isostatiques (Fig. A.III.11) sur appuis simples au niveau de ce point, et résoudre le problème :

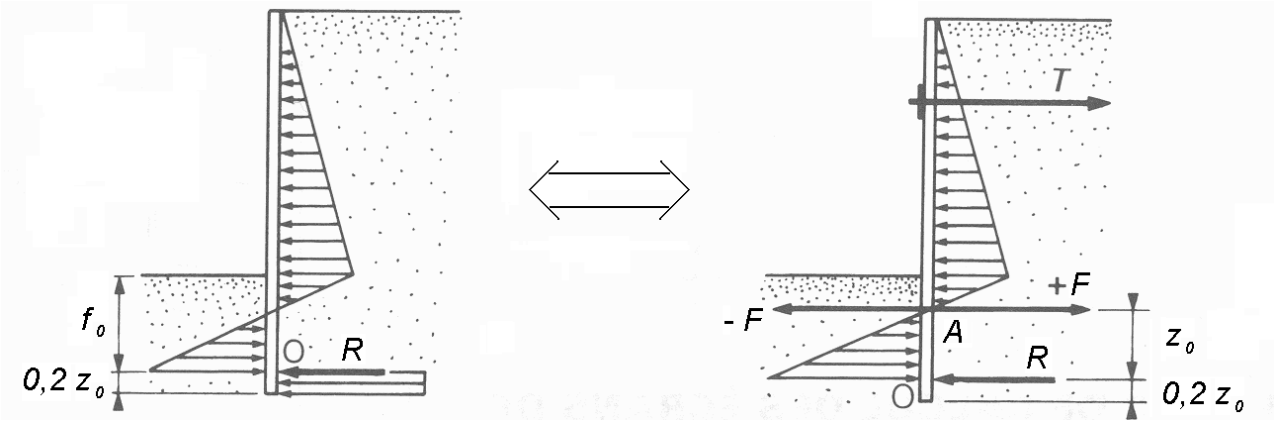


Fig. A.III.11. Résolution par la méthode de la poutre équivalente, adaptée de Balay [2]

- On commence par calculer la profondeur du point de pression des terres nulle
- L'équilibre de la poutre supérieure donne les valeurs de T et F
- Celui de la poutre inférieure les valeurs de R et Z_o

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

7.3. Théorie 3 : coefficient de réaction du sol (méthode du coefficient de réaction)

7.3.1. Contexte

La technique de Blum ne prend pas en compte la raideur du sol et considère l'état limite de poussée ou de butée dans tout le massif. De plus, la chronologie de la construction est ignorée. Or l'interaction sol-structure s'est révélée être un paramètre déterminant pour la compréhension du fonctionnement des murs de soutènement. La méthode du coefficient de réaction du sol a pu, parallèlement au développement de la puissance de calcul, corriger ces écueils.

7.3.2. Hypothèses

Afin de prendre en compte la rigidité du mur, celui-ci est assimilé à une poutre verticale plantée dans le sol, de module E et d'inertie I.

Le massif de sol est considéré comme étant composé de minces couches glissant les unes sur les autres, c'est à dire qu'il ne reprend pas d'efforts de cisaillement. Il s'agit seulement d'une hypothèse de calcul, mais qui n'a pas de justification réelle, ni théorique, ni pratique.

La pression des terres $\boldsymbol{\sigma}_h$ qui s'applique sur le mur est fonction du déplacement latéral de celui-ci. La Fig. A.III.12 donne un exemple d'une telle fonction, intégrant de la plasticité éventuelle. Le paramètre k peut être obtenu selon plusieurs formules différentes dont celle de Ménard-Bourdon.

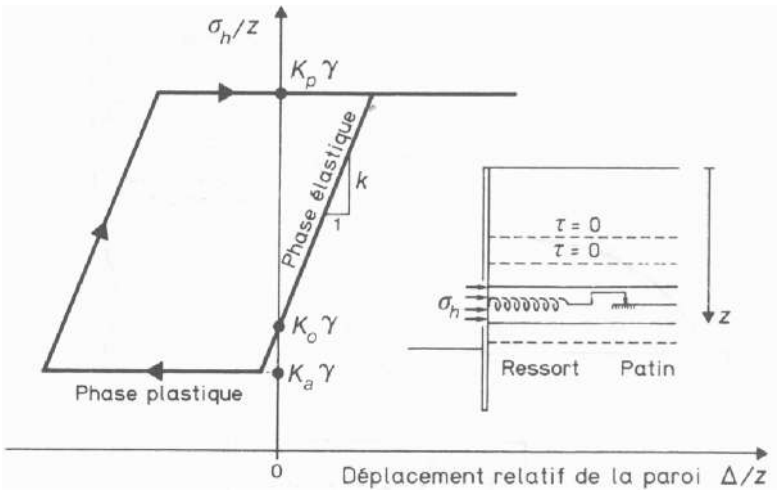


Fig. A.III.12. Loi de comportement élastoplastique de Winkler, citée par Schlosser [2]

7.3.3. Calcul

La résolution du problème se fait en écrivant l'équation classique d'équilibre local dans la poutre :

$$\frac{d^4y}{dz^4} = \frac{\sigma_h(y,z)}{EI}$$

Avec $\sigma_h(y,z) = \sigma_{h,1}(y,z) - \sigma_{h,2}(y,z) + p_h(y,z)$ où $\sigma_{h,1}$et $\sigma_{h,2}$ sont les pressions des terres du côté retenu et du côté de la fouille, et p_h la différence des pressions interstitielles, comme le montre la Fig. A.III.13.

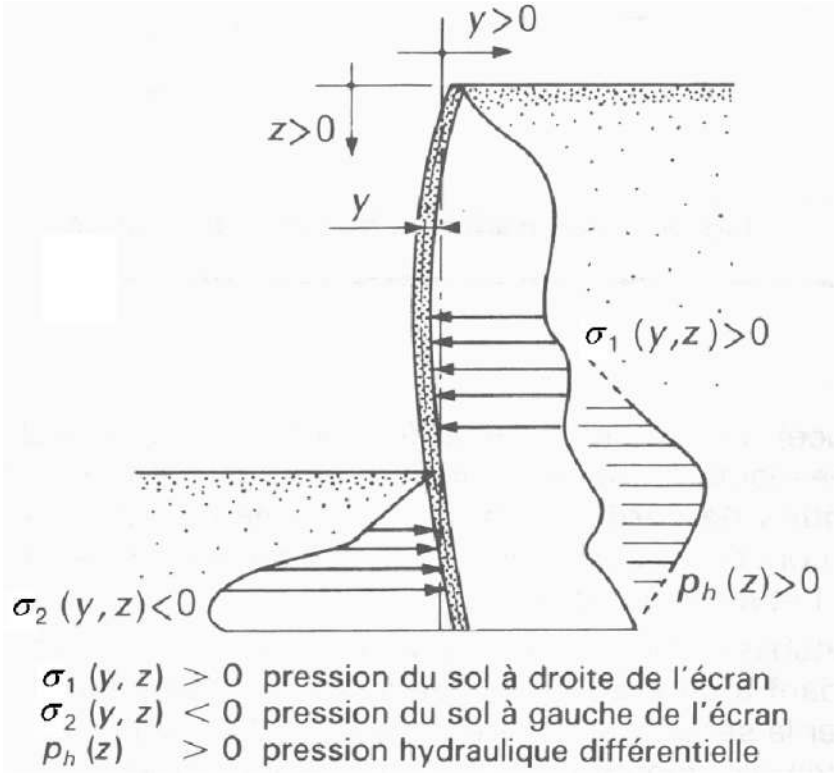


Fig. A.III.13. Notations pour le calcul au module de réaction, d'après Balay [2]

La résolution consiste à employer un schéma numérique de calcul différentiel en employant pour $\sigma_{h,1}$et $\sigma_{h,2}$ la loi présentée à la Fig. A.III.12.

Un tel calcul nécessite l'entrée des valeurs de la fiche, de la force d'ancrage et le choix de la section de palplanche : elles ne sont utilisées qu'en vérification, ce qui souligne l'intérêt du pré-dimensionnement par les méthodes de calcul classiques qui fournissent une valeur de départ. La Fig. A.III.14 montre un exemple de résultat dans lequel on peut voir la contrebutée.

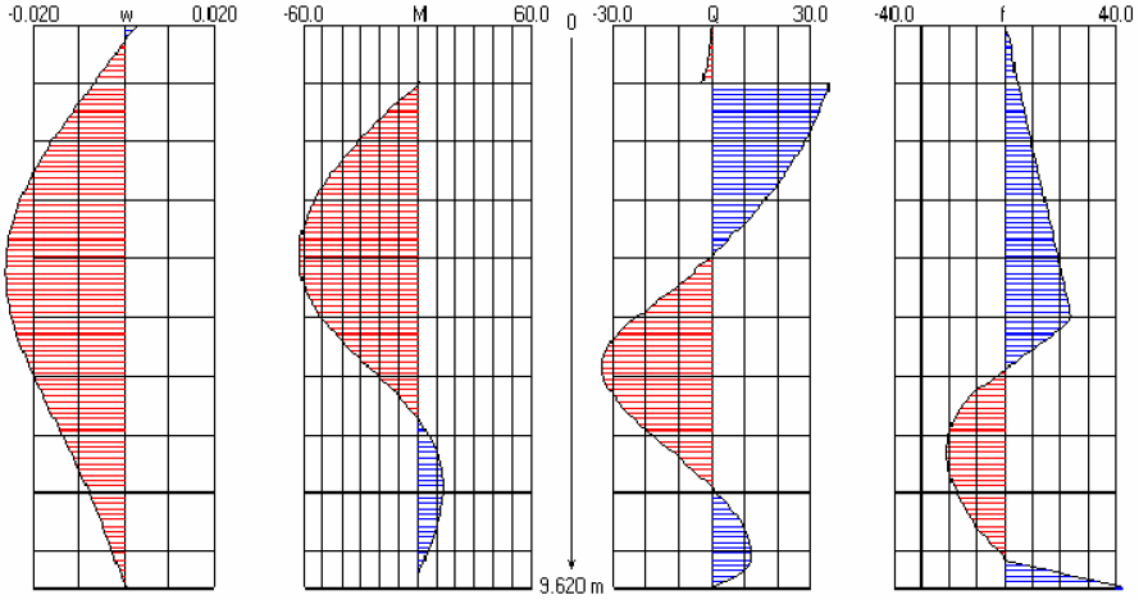


Fig. A.III.14. Résultat d'un calcul au module de réaction [2]

Cette méthode présente l'avantage de pouvoir être utilisée « pas à pas » en menant un calcul pour chaque étape de la construction. Elle permet d'en d'intégrer l'historique de la réalisation.

8. STABILITE DU MUR

La particularité des rideaux de palplanches est qu'ils agissent comme des murs flexibles. Une fois calculée la longueur de la fiche, il faut s'assurer que la paroi soumise à la pression des terres ne va pas se déformer de façon excessive et être plier. Il faut donc vérifier d'une part que le moment maximal reste admissible et d'autre part que la flèche est acceptable.

8.1. Vérification du moment dans la palplanche :

Sous un moment excessif, une palplanche peut se plier. On prendra donc toujours soin de vérifier que le moment maximum est admissible en calculant celui-ci grâce à la résistance des matériaux. La palplanche est représentée par une poutre élastique dont les caractéristiques géométriques sont données par les fabricants, comme le montre le tableau suivant :

Profil	Module de résistance I/v (cm^3)	Inertie I (cm^4)	Masse par m^2 de rideau (kg)
SL 2	300	1950	72
SL 3	550	5550	84,5
SL 4	850	10600	104
SL 5	1050	14700	117
L II	850	8500	122
L III	1360	16800	155

Le moment de flexion dans l'écran est obtenu par intégration de l'équation de la résistance des matériaux :

$$\frac{d^2M}{d\,z^2} = -\sigma_h$$

Le critère dimensionnant s'écrit en RDM :

$\frac{M_{max}}{\sigma_a} \leq \frac{1}{\nu}$ $où$ $\sigma_a = \frac{2}{3}\sigma_e$ Avec σ_e la limite élastique de l'acier (ex : 240 Mpa).

8.2. Vérification des déformations

Les niveaux de déplacements maximaux sont conditionnés par le contexte de réalisation de l'ouvrage : un site urbain exigera par exemple des déplacements très faibles. Au vu des conditions retenues, un calcul de la déformée de la poutre au moyen de la théorie de la résistance des matériaux permettra de comparer les déplacements calculés à la consigne. On procédera par intégration de l'équation :

$$\frac{d^2u}{d\,z^2} = -\frac{M}{EI}$$

9. CAS PARTICULIERS

9.1. Renard hydraulique

Lorsqu'une dénivellation de la nappe existe de part et d'autre du rideau, une circulation hydraulique peut se produire qui a pour effet de modifier les conditions de pression interstitielle, et donc les efforts de poussée butée totaux. Le calcul des pressions hydrauliques montre qu'elles ont pour effet d'augmenter la poussée et de diminuer la butée par rapport au cas hydrostatique. Par conséquent, cette modification ne va pas dans le sens de la sécurité et doit être intégrée au modèle.
Pour cela, on peut soit :

- Construire le réseau hydraulique et en déduire les variations exactes de la charge hydraulique.
- Ou bien on suppose que le gradient hydraulique varie linéairement sur la face amont et sur la face aval du mur. Mandel a établi dans ce cas que si le substratum est rejeté à une profondeur infinie, le rapport des pertes de charges (Fig. A.III.15) peut être estimé en prenant le référentiel de charge en C:

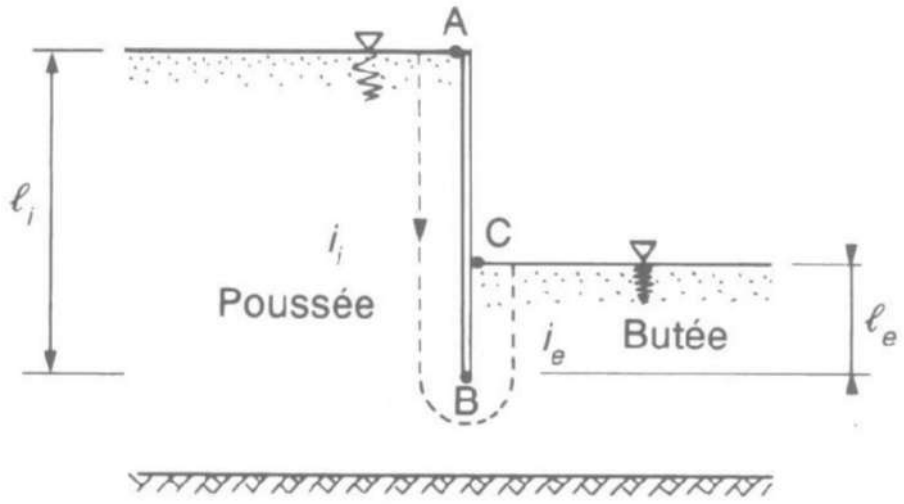


Fig. A.III.15. Méthode des gradients hydrauliques moyens (d'ap. Mendel) [2]

$$\rho = \frac{h_B - h_C}{h_A - h_C} = \frac{h_B}{h_A} = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{I_i}{I_e}}}$$

Les définitions des gradients hydrauliques i_i et i_e permettent alors d'écrire :

$$i_i = h_A \frac{1-\rho}{I_i} \quad et \quad i_e = h_A \frac{\rho}{I_i}$$ Avec h_A connu.

On a alors

- Du côté de la poussée : $\boldsymbol{u = \gamma_w (1-i_i) z_i}$ **et** $\boldsymbol{\sigma'_{ha} = K_a [\gamma - \gamma_w (1-i_i)] z_i}$
- Du côté de la butée : $\boldsymbol{u = \gamma_w (1+i_e) z_e}$ **et** $\boldsymbol{\sigma'_{hp} = K_p [\gamma - \gamma_w (1+i_e)] z_e}$

On peut dès lors évaluer les poussées des terres effectives ainsi que les résultantes de la pression de l'eau : le problème peut être résolu.

9.2. Surcharge appliquée en surface

La méthode de Rankine peut prendre en compte des surcharges uniformes réparties sur toute la surface du sol. Cependant, il est impossible de réaliser un calcul littéral dans trois cas simples représentés sur la Fig. A.III.16.

Pour ces situations, la solution communément adoptée consiste à calculer les contraintes appliquées au mur en l'absence de surcharge et à y superposer les efforts dus à la seule surcharge et calculer par la formule élastique de Boussinesq. Cette approche n'est pas pleinement satisfaisante, le principe de superposition ne pouvant être appliqué en toute rigueur. Une alternative pouvant être trouvée dans la résolution numérique du problème, avec un algorithme d'éléments finis par exemple.

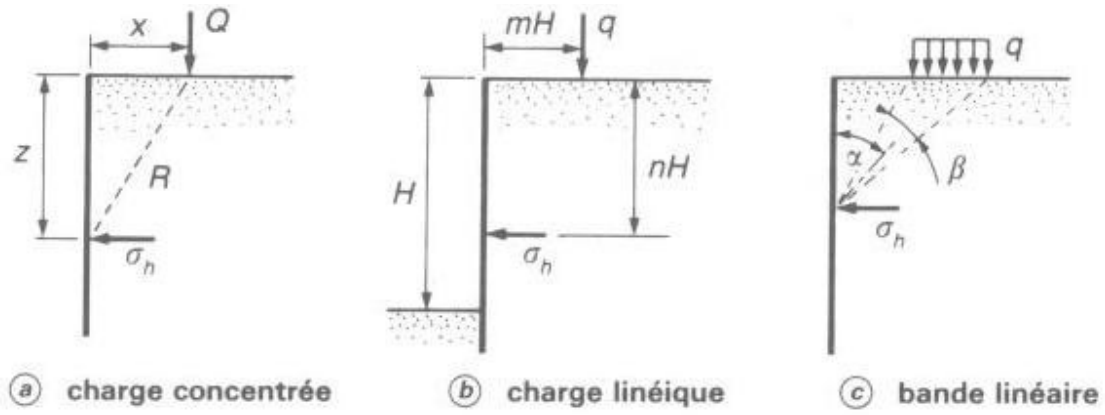


Fig. A.III.16. Calcul élastique des contraintes horizontales apportées sur un écran par des surcharges (d'ap. Schlosser) [2]

Les surcharges correspondant à ces 3 cas sont données par les formules suivantes :

- a : $\sigma_h = \frac{3Q}{2\pi} x^2 \frac{z}{R^5}$
- b : $\sigma_h = 1.27 \frac{q}{H} \frac{m^2 n}{(m^2+n^2)^2}$ si m >0.4 et $\sigma_h = 0.203 \frac{q}{H} \frac{m}{(0.16+n^2)^2}$ $si\ m < 0.4$
- c : $\sigma_h = \frac{2q}{\pi}[(\beta + \sin\beta)\sin^2\alpha + (\beta - \sin\beta)\cos^2\alpha]$

9.3. Influence du frottement

Dans l'étude nous négligé le frottement du sol sur les parois. Si on le prend en compte, on observe une inclinaison des efforts de poussée et de butée (Fig. A.III.17). Soit "δ" l'angle de frottement du mur avec le sol :

- En poussée, le sol a tendance à « descendre » : la force est inclinée vers le bas et $\boldsymbol{\sigma}_h = K_a\, \boldsymbol{\sigma}_v \cos \boldsymbol{\delta}_a$
- En butée au contraire, le sol est poussé vers le haut : la force est inclinée vers le haut et $\boldsymbol{\sigma}_h = K_a\, \boldsymbol{\sigma}_v \cos \boldsymbol{\delta}_p$

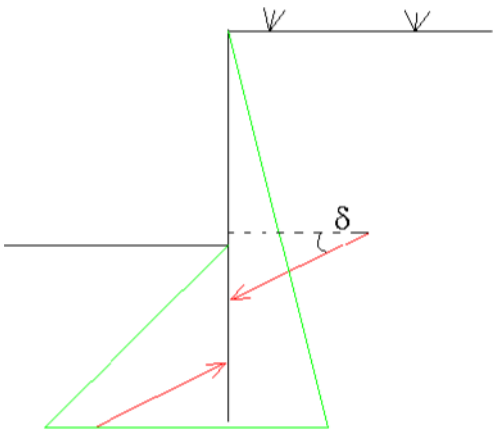


Fig. A.III.17. Cas du mur avec frottement [2]

Il en résulte une inclinaison dans les directions opposées :

- Lors de la projection des efforts pour écrire l'équilibre en moment, l'angle étant le même en poussée et en butée, des facteurs en **cos δ** affectent les poussées des terres mais pas pour le tirant ou la contrebutée.

- Pour l'écriture de l'équilibre en force, seuls les coefficients de poussée et de butée sont affectés par l'angle, les résultantes demeurent horizontales : les valeurs sont donc également modifiées.
- Par conséquent les efforts tranchants dans la paroi et donc les moments fléchissants sont également affectés.

En pratique, on prend souvent l'hypothèse $\boldsymbol{\delta}_a = 0$ et $\boldsymbol{\delta}_p = -Ø/2$. Ceci n'affecte que peu les efforts structurels observés : empiriquement, l'influence du frottement du rideau se révèle donc faible, un calcul sur un cas pratique permettant de s'en convaincre.

10. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes méthodes pouvant être utilisées pour dimensionner des rideaux de palplanche (méthode de la butée simple, méthode de l'encastrement en fiche "Blum, 1931" et la méthode du coefficient de réaction). D'autres techniques de calcul, qui n'ont pas été présentées dans ce chapitre, existent : méthode aux éléments finis, et méthode de (Jing et Hudson "2002") [4], telle que la méthode aux différences finies (logiciels FLAC ou UDEC).

La diversité des méthodes de dimensionnement et des résultats qu'elles fournissent doit rappeler au concepteur d'ouvrage qu'elles ne sont pas des recettes exactes dont l'application scrupuleuse serait suffisante.

En conclut qu'avant tout il faut comprendre les hypothèses des modèles et de les employer avec un regard critique, l'essentiel est de suivre soigneusement les étapes de la méthode utilisée.

B- PARTIE PRATIQUE

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU SITE ET RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

1. INTRODUCTION

Ce chapitre a été consacré au collecte des diverses informations tel que les données géotechnique et géologiques concernant le site du port de Bejaïa, plus précisément la grande jetée de large située dans l'arrière port. A coté de laquelle un espace va être aménager afin d'accueillera un poste gazier, ce dernier va être installer sur un terrain stable, alors une grande surface au sein de la mer sera remplit par un matériau sélectionné (enrochement + TVC). Son stabilité est assurée par un soutènement que nous élaborons, plus loin, son dimensionnement.

La majorité de ces reconnaissances géotechnique a été assurée par le Laboratoire d'Etudes Maritimes (LEM) chargé d'études géotechnique. Cependant nous avons utilisé une thèse de fin d'études portant sur l'étude du nouveau quai du même port [1]. D'où nous avons obtenu plus de données sur les caractéristiques du sol.

2. HISTORIQUE DU PORT DE BEJAIA

La ville de Bejaia est située au cœur de l'espace méditerranéen, elle possède de nombreux sites naturels et vestiges historiques, datant de plus de 10 000 ans, ainsi qu'une multitude de sites archéologiques.

Le port de Bejaia, est un port mixte conciliant commerce, pêche et tourisme, il présente une grande importance économique, le port s'est étendu selon la chronologie suivante:

- Le premier ouvrage maritime exécuté par les français à Bejaia en 1834 consistait en un petit débarcadère terminant le port à la ville de Bejaia.
- Les premiers ouvrages de protection furent commencés en 1870, en 1879 ceux d'accostage.
- Ces travaux furent suivis de l'exécution de dragage et de divers ouvrages (achèvement en 1911) qui donnèrent au premier bassin l'aspect actuel de l'ancien port.
- Les travaux exécutés de 1922 à 1936 (Loi Du 13 Août 1914), permettent de compléter cet ancien bassin par un avant-port et un arrière port. C'est donc entre 1958 et 1960 qu'ils furent construit les installations nécessaires à la réception des pétroliers dans l'avant-port.

3. DESCRIPTION DU LIEU

Le port de Béjaia est situé sur une ouverture entre les montagnes de Kabylie, à environ 1,5 Km au sud de cap carbon, et du côté Ouest par le golf de Bejaia.

D'après le Laboratoire d'Etudes Maritimes (LEM) [2], L'arrière port à une profondeur variant de 1.5 à 12.5m, et d'une superficie de 55 Ha est délimité par :

- La grande jetée du large d'une longueur de 950 ml ;
- La jetée de fermeture d'une longueur de 515 ml et
- Les quais : de la passe, sud ouest, de la gare et le nouveau quai.



Fig. B.IV.1. Localisation des trois bassins du Port de Bejaia

Le site du projet objet de la présente étude est localisé dans le bassin de l'arrière port de Bejaia du coté de la grande jetée du large. Il est limité à L'Ouest par le nouveau quai, au Nord par le quai de la gare, au Nord Est par le quai Sud Ouest, à L'Est par la grande jetée du large, au Sud par la jetée de fermeture.



Fig. B.IV.2. Localisation du projet



Fig. B.IV.3. Nouveau site du poste gazier

4. RECONNAISSANCES DES SOLS

Avant toute étude d'ouvrage ayant contact avec le sol, il est primordial de faire une reconnaissance géotechnique de ce dernier, afin d'éclaircir et d'avoir une bonne visibilité de l'état des couches du sol portant cet ouvrage.

Pour cela nous avons obtenu une étude géotechnique réalisée par le Laboratoire d'Etudes Maritimes (LEM) [3], ayant pour objectif des reconnaissances in situ et des essais au laboratoire.

4.1. CONTEXTS GEOLOGIQUE

La géologie de la région de Bejaia est représentée par des terrains alluvionnaires de la vallée Soummam, secondaires et tertiaires des anticlinaux djebel Gouraya et Adrar Oufarnou.

La coupe géologique établie à partir de la carte géologique de Bougie de l'année 1956, montre les différentes formations à savoir :

- Des dépôts alluvionnaires anciens et récents: basses terrasses, sables argiles et argiles vaseuses.
- Des brèches de pentes recimentées d'âge miopliocène rencontrées dans l'ancienne ville passant sous les argiles gris-blanchâtres de l'oued Sghir, on retrouve ce niveau argileux jusque dans la région de Mellala.
- Un facies marno-schisteux avec de nombreuses lentilles de conglomérats.
- Des schistes rouges et verts, des calcaires lenticulaires et des alternances régulières de marno-calcaires de 200 à 300 m d'épaisseur.

Le terrain étudié est essentiellement sablo-limoneux, argileux et vaseux.

4.2. ESSAIS IN SITU

Sur site, il a été réalisé :

- 04 sondages carottés de 20 m à 53m de profondeur.
- 26 essais au SPT.

4.2.1. Sondages carottés :

Par définition un sondage est une technique de perforation dont l'action consiste à creuser un trou cylindrique dans le sol pour des objectifs géologique, géotechnique et minière.

Les coupes de sondage carottés, jointes en annexe montrent que les sols du site sont constitués par les matériaux cités dans les tableaux suivants :

Sondage carotté N° 0l :

Profondeur du sondage	Type de sol
0.00 - 3.70 m	Remblai
3.70 - 8.50 m	Sables fins à moyens limoneux
8.50 - 10.00 m	Sables fins légèrement vaseux
10.00 - 24.00 m	Sables fins à moyens avec débris de coquilles blanchâtres
24.00 - 26.70 m	Sables fins avec intercalations vaseuses
26.70 - 35.60 m	Sables fins à moyens limoneux
35.60 - 39.00 m	Sables fins avec intercalations vaseuses
39.00- 43.00 m	Sables fins a moyens limoneux
43.00 - 43.40 m	Sables grossiers avec passages graveleux
43.40 - 48.00 m	Marnes argileuses légèrement compactes avec des passes de sables fins

Sondage carotté N° 02 :

Profondeur du sondage	Type de sol
0.00 - 7.50 m	Remblai (enrochements+ TVC)
7.50 - 11.00m	Limons vaseux
11.00 -18.00 m	Sables fins limoneux légèrement vaseux avec débris de coquilles
18.00- 22.60 m	Vase avec intercalation de limons
22.60- 25.00 m	Sables fins limoneux légèrement vaseux avec débris de coquilles

Sondage carotté N° 03 :

Profondeur du sondage	Type de sol
0.00 - 7.50 m	Remblai (enrochements+ TVC)
7.50 - 15.00 m	Sables fins limoneux vaseux
15.00 -18.00 m	Sables fins limoneux légèrement vaseux
18.00- 22.60 m	Vase avec intercalation de limons
22.60- 24.70 m	Vase avec intercalation limoneuses et débris de matières organiques
24.70 - 27.00 m	Sables limoneux avec débris de coquilles blanchâtres
27.00 - 29.50 m	Limons vaseux
29.50 - 31.10 m	Sables limoneux légèrement vaseux
31.10 - 36.35 m	Sables fins à moyens avec les débris de coquilles
36.35 - 50.00 m	Limons vaseux avec des passes de sables fins
50.00 -51.80 m	Sables fins à moyens
51.80 -52.55 m	Marnes argileuses altérées beiges

Sondage carotté N° 04 :

Profondeur du sondage	Type de sol
0.00- 9.00 m	Remblai (enrochements + TVC)
9.00 - 16.75 m	Sables fins limoneux légèrement vaseux à débris de coquilles
17.60 - 19.00 m	Limons vaseux
19.00- 24.00 m	Limons vaseux
24.00- 27.00 m	Limons avec intercalations vaseuses
27.00- 31.00 m	Limons vaseux avec débris de coquilles blanchâtres
31.00 - 40.80 m	Sables fins limoneux avec passages vaseux
40.80 - 43.00 m	Limons vaseux
43.00 - 50.90 m	Sables fins à moyens avec intercalations vaseuses
50.90 - 53.00 m	Marnes argileuses altérées beiges

4.2.1.1. Représentation graphique :

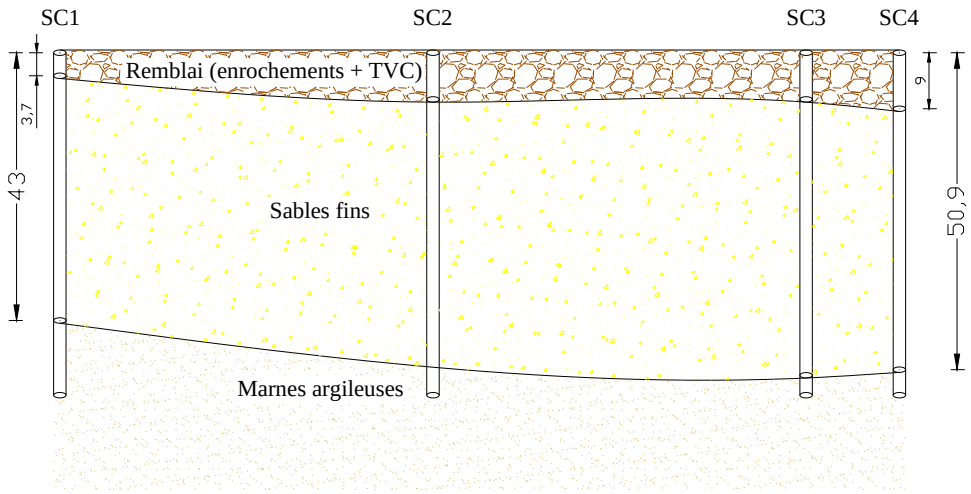


Fig. B.IV.4. Schéma représente une coupe verticale franchisse le site du projet

4.2.1.2. Interprétation des résultats :

La coupe géologique passe par les sondages carottés montre qu'il existe deux horizons principaux de sol : le premier est de 7,5 m d'épaisseur représenté par les matériaux d'apport (remblais en enrochement + TVC), suivi par un deuxième horizon situé entre 7,5 m et 50 m constitué principalement par du sable fin, avec des intercalations des limons et vases.

4.2.1.3. Reconnaissances supplémentaires :

Pour enrichir nos reconnaissances de la nature de sol du site étudié nous présenterons les données de sondages réalisés au sein de projet d'extension du nouveau quai dans le même port [1].

Sondage carotté N° 05 :

Profondeur du sondage	Type de sol
0.00 - 1.20 m	Couche de béton (la plate-forme)
1.20 - 2.60 m	Remblais avec des débris de briques
2.60 - 6.00 m	Galets et sables fins
6.00 - 20.5 m	Sables fins, lâches à débris de coquilles, avec passages de la vase entre 8.60 et 20.5m.
20.50 - 25.00 m	Sables limoneux
25.00 - 27.50 m	Sables fins lâches à débris de coquilles
27.50 - 28.30 m	Sables fins, lâches
28.30 - 29.80 m	Sables cimentés par la vase
29.80 - 35.70 m	Sables fins à débris de coquilles
35.70 - 41.00 m	Vase sableuse compacte à débris de coquilles
41.00 - 45.00 m	Sables fins, lâches

Sondage carotté N° 06 :

Profondeur du sondage	Type de sol
0.00 - 3.00 m	Remblai (graviers, blocs rocheux, sables fins, ferrailles)
3.00 - 10.00 m	Sables moyens à fins, lâches présentant des graviers fins
10.00 - 18.50 m	Sables limoneux présentant de la vase et des débris de coquilles
18.50 - 20.50 m	Vase très plastique de couleur grise à noirâtre
20.50 - 21.50 m	Vase sableuse grise
21.50 - 45.00 m	Sables lâches

Sondage carotté N° 07 :

Profondeur du sondage	Type de sol
0.00 – 3.00 m	Remblai (graviers, blocs rocheux, sables fins)
3.00 – 45.00 m	Sables moyens à fins avec passages de la vase sableuse de 22 à 27.00m

- **Représentation graphique :**

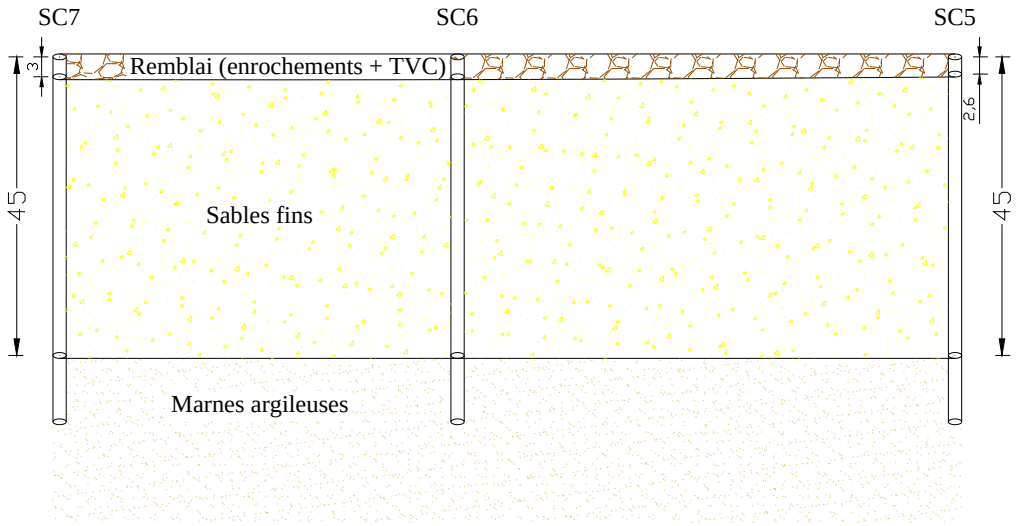


Fig. B.IV.5. Schéma représente une coupe verticale proche au site du projet

- **Interprétation des résultats :**

Ces sondages réalisés au niveau de nouveau quai situé à l'arrière port à proximité de notre projet présentent des couches assimilés à celles-ci obtenus par les sondages effectuées sur site objet d'étude, cela indique l'homogénéité géotechnique de la zone du projet.

4.2.2. Essais à la standard pénétration test (SPT)

L'essai à la standard pénétration test (SPT) a pour objectif la détermination de résistance mécanique in situ des couches.

Cet essai consiste à battre au fond d'un forage un carottier de dimensions et caractéristiques suivantes :

- Longueur Totale : 813 mm
- Longueur utile : 635 mm
- Diamètre intérieur : 35 mm
- Diamètre extérieur : 51 mm
- Masse du mouton = 63.5 kg
- Hauteur de la chute = 76 cm

En suite de noter le nombre de coups pour enfoncer de 30 cm le carottier SPT dans le sol:

N_0 : Enfoncement initial de 15 cm

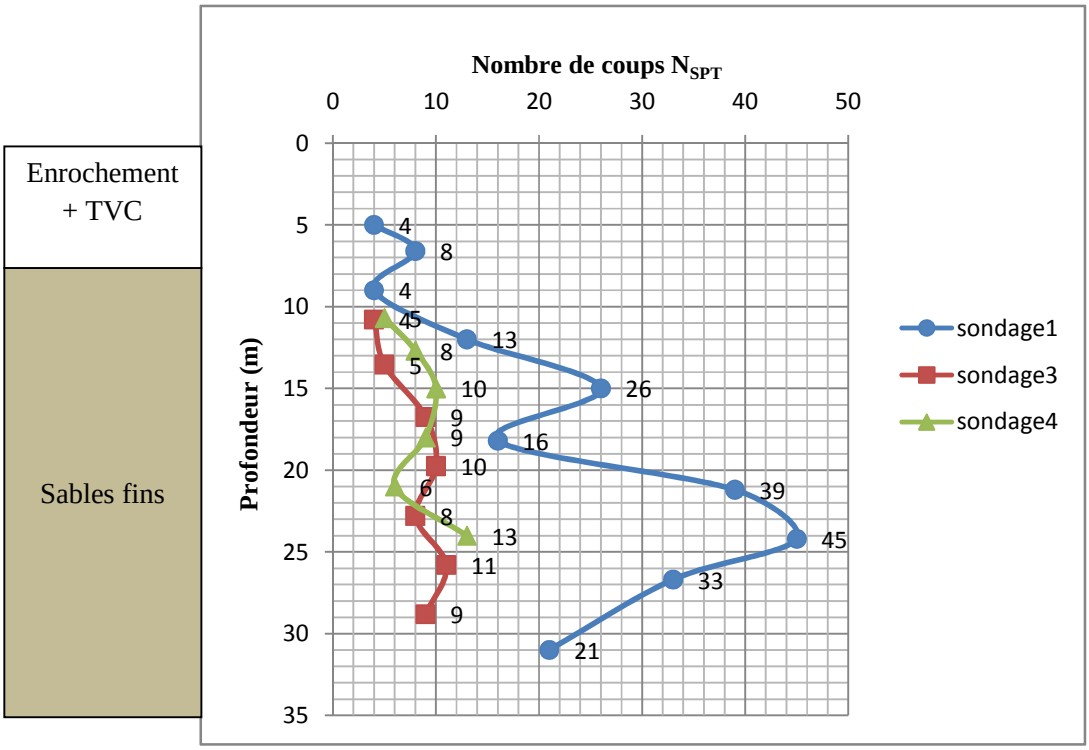
N_1 : 1^{er} enfoncement de 15 à 30 cm

N_2 : 2^{eme} enfoncement de 30 à 45 cm

Les résultats obtenus sont insérés dans le tableau suivant:

Sondage		**Profondeur (m)**	**Nombre de coups**			**N = N1 +N2**	**Compacité**
			N0	**N1**	**N2**		
SC1	SPT1	5	1	2	2	4	Faible
		6.60	2	3	5	8	
		9	3	2	2	4	
		12	6	3	10	13	Moyenne
		15	5	12	14	26	
		18.20	9	9	7	16	
		21.20	12	16	23	39	
		24.20	12	20	25	45	
		26.70	5	12	21	33	
		31	8	10	11	21	
SC2	SPT2	12	2	1	2	3	Faible
		14	6	5	4	9	
		23	6	6	7	13	Moyenne
SC3	SPT3	10.80	1	1	3	4	Faible
		13.55	2	2	3	5	
		16.75	3	4	5	9	
		19.75	4	4	6	10	
		22.80	5	3	5	8	
		25.80	2	5	6	11	Moyenne
		28.80	4	4	5	9	Faible
SC4	SPT4	10.70	1	2	3	5	
		12.70	2	4	4	8	
		15	5	5	5	10	
		18	2	3	6	9	
		21	3	2	4	6	
		24	6	6	7	13	Moyenne

4.2.2.1. Représentation graphique



4.2.2.2. Interprétation des résultats :

Les sondages N°3 et N°4 réalisé dans la zone où le rideau de palplanche sera mis en place représentent une couche de sable de grande épaisseur ayant une faible compacité.

4.3. ESSAIS DE LABORATOIRE

Les échantillons prélevés ont été soumis à des essais physiques, mécaniques et analyses chimiques à savoir :

- Analyses granulométriques.
- Mesure des teneurs en eau naturelles
- Mesure de densités sèches
- Limites d'Atterberg
- Essai de compressibilité
- Essai de cisaillement
- Analyses chimiques des sols de fondation
- Analyses chimiques de 1'eau

4.3.1. ESSAIS MECANIQUES ET PHYSIQUES :

Ces essais ont été effectués sur des échantillons à différentes profondeurs.

Les analyses granulométriques montrent que ces sols sont fins, constitués par des sables fins dominants, des limons et argiles.

Ces sols présentent des densités sèches faibles (sol lâche) et des teneurs en eau naturelle moyennes.

Ces tranches de sols sont proches de la saturation.

Les limites d'Atterberg permettent de classer ces sols parmi les argiles peu plastiques

Ce sol présente une consistance molle à mi- consistante.

Les essais œdométriques ont donné des coefficients de compressibilité suivants :

$0{,}187 < Cc < 0{,}326 \Longrightarrow$ moyen à très compressives

$0{,}035 < Cg < 0{,}072 \Longrightarrow$ sols non gonflants

Les essais de cisaillement ont donné des valeurs de :

$0{,}043 < C_{uu} < 0.583$

$0° < \Phi_{uu} < 29°$

Le taux de matière organique est de 1'ordre de 0.985, il est faible.

Les caractéristiques du site présentent un potentiel de liquéfaction.

4.3.2. ANALYSES CHIMIQUES

4.3.2.1. Analyses du sol

Désignation des échantillons	Teneur exprime en % par rapport au mat. sec				Teneurs en anions de sulfate (So4 mg / kg)
	% insoluble	% carbonate	% Matière organique	% gypse	
Sc1 (20.25-20.60m)	67,54	22,83	/	Néant	Néant
Sc2 (13.10-13.40 m)	67,54	22,05	/	Néant	Néant
Sc2 (25.15- 25.55m)	/	/	0.985	/	/

Observation:

Ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons, ils présentent un taux de matières organiques de 1%.

4.3.2.2. Analyses d'eau de mer

Un prélèvement d'échantillon d'eau de mer a été soumis au analyses chimiques a donné les résultats suivants :

Désignation	**Ech**1
PH	9.0
Résidu sec	42248
CO_2 agressif	7
Calcium (Ca^{++})	Néant
Mg^{++}	1639
Sulfates $SO4^{--}$	3026 mg/1
Chlorures Cl^{-}	22231. mg/I
Carbonates CO3	4,8 mg/1
Bicarbonates HC03	166 mg/1

Ces analyses d'eau montrent qu'elles présentent une agressivité forte, qu'il y a lieu de prendre en considération.

4.4. RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DU SOL

Paramètres du sol	**Densité émergé γ (t/m^3)**	**Densité immergé γ' (t/m^3)**	**Angle de Frottement Φ (degré)**	**Cohésion C (t/m^2)**
Remblai (enrochement + TVC)	1,8	1,1	38°	0,00
Sable fin	/	1	29°	0,00

5. INTERPRETATIONS

5.1. STABILITE DU SITE :

Selon les recommandations du Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS, et d'après le Document Technique Règlementaire DTR BC2.48 des Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 – Version 2003), la région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa**)**. II y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

Ces sols ont un potentiel de liquéfaction élevé.

5.2. POTENTIEL DE LIQUEFACTION DES SOLS

La liquéfaction se produit sous l'action des vibrations notamment les séismes, provoque dans les sols des contraintes, particulièrement celles de cisaillement.

Un sol saturé sableux situé sous la nappe soumis à des sollicitations très brèves engendre une augmentation rapide des pressions interstitielles et une chute de contraintes normales effectives.

Selon Philiponat, certains sols sont sensibles au phénomène de liquéfaction sous les conditions suivantes :

Matériau pulvérulent ou à très faible cohésion

Degré de saturation proche de 100%

Sollicitation rapide

Granulométrie peu étalée, le coefficient d'uniformité Cu < 15

Le diamètre à 50 % d'éléments est tel que : 0.05 <D_{50}<1.5mm

Contrainte effective σ'_v inférieure à 100 kPa

Les sols rencontrés présentent les caractéristiques suivantes :

Natures des sols : sables fins à Limons vaseux

Sr = 85 à 100%

$C_u = D_{60}/D_{10}<15$

Tous ces paramètres attestent que ces sols présentent un fort potentiel au phénomène de liquéfaction.

6. CONCLUSION

Le site du projet est constitué par des sables fins avec intercalations vaseuses, sables fins limoneux à débris de coquilles et des marnes argileuses altérées.

Les eaux de mer présentent une forte agressivité au béton comme à l'acier, à cet effet nous préconisons à l'emploi du rideau de palplanche métallique traité contre la corrosion.

Selon les recommandations du C.G.S (RPA2003), la région de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité IIa et le site peut être classé en catégorie S3 (sols meubles).

CHAPITRE II :

ETUDE ANALYTIQUE DU RIDEAU

1. INTRODUCTION

Ce chapitre débute par la conclusion du deuxième chapitre-Partie théorique, qui stipule, après une évaluation de recherche bibliographique, que les palplanches métalliques sont les plus utilisés dans divers domaines du génie civil et des travaux publics, notamment dans les milieux aquatiques en raison de ses multiples avantages, de ce fait, nous avons retenu ce type de palplanche pour établir un écran de soutènement au niveau de la grande jetée de large située dans l'arrière port de Béjaia.

Pour dimensionner cet écran, la méthode de Blum a été choisie parmi les méthodes classiques de calcul des rideaux de palplanche vus précédemment dans la partie théorique du troisième chapitre.

2. HYPOTHESES DE CALCUL

- ✓ Inclinaison de la poussée ainsi que de la butée est nulle $\delta_a = \delta_p = 0°$
- ✓ La côte d'encrage est choisie au même niveau du niveau **ZH**
- ✓ L'angle d'inclinaison de terre-plein avec l'horizontale ainsi que l'inclinaison du mur sur la verticale sont nulle **($\beta = \lambda = 0°$)**
- ✓ Le calcul se fait par mètre linéaire de la longueur du rideau

3. DONNEES DU SOL

L'étude géotechnique nous a fourni les reconnaissances nécessaires pour le dimensionnement du rideau de palplanche, dont nous avons résumé comme suit :

- **Première couche :** remblai en (enrochements + TVC) se trouvant de la cote **0,00 à 12,00 m** de profondeur, ayant les caractéristiques suivantes :
  - ✓ Le poids volumique des émergés : **$\gamma = 1{,}8$ t/m^3**
  - ✓ Le poids volumique des immergés : **$\gamma' = 1{,}1$ t/m^3**
  - ✓ L'angle de frottement interne : **$\phi = 38°$**
  - ✓ La cohésion : **C = 0,00 t/m^2**
- **Deuxième couche :** sable fin de la cote **12,00 à 50,00 m** de profondeur ayant les caractéristiques suivantes :
  - ✓ Le poids volumique des immergés : **$\gamma' = 1$ t/m^3**
  - ✓ L'angle de frottement interne : **$\phi = 29°$**
  - ✓ La cohésion : **C = 0,00 t/m^2**

4. EFFORTS AGISSANTS SUR LE RIDEAU

4.1. Surcharges uniformément répartie sur le terre-plein

L'ouvrage est exposé à une surcharge due au trafic de marchandises diverses, elle est prise égale à 2 t/m^2

4.2. Les efforts d'amarrage

Effort de bollard est égal à 100 t (espacement entre bollard : 25m)

Alors l'effort d'amarrage égal à : **4 t/m**

Elle est appliquée au niveau de **2,50 m** c'est-à-dire **0,50 m** au-dessus du niveau supérieur de rideau.

Tableau V.1: Récapitulation de l'effort d'amarrage

Force F (t/ml)	Bras de levier $D_{/O}$ (m)	Moment $M_{/O}$ (t.m)
4	14.50 + f	58+4f

4.3. Poussée hydrostatique du marnage

Concernant le port de Bejaïa, la plus haute marée enregistrée est de + 0,50 m, et le niveau des plus basses est de -0,50 m.

$$h_{moy} = \frac{|0.5| + |-0.5|}{2} = 0.5\ m$$

Calcul de la contrainte due à la marée

$$\sigma = \gamma_w \times e$$

Avec :

γ_w : poids volumique de l'eau de mer.

e : la dénivellation.

$$\sigma = 1{,}03 \times 0{,}50 = \mathbf{0{,}515\ t/m^2}$$

- Pour F_1 : h = 0,50 m

  $F_1 = ½ \times h \times \sigma = 0{,}50 \times 0{,}50 \times 0{,}515 =$ **0,128 t/ml**

  F_1 est appliquée au point où : $X = \frac{1}{3} \times 0{,}5 = +0{,}166\ m$

- Pour F_2 : h = 12 m

  $F_2 = h \times \sigma = 12 \times 0{,}515 =$ **6,18 t/ml**

  F_2 est appliquée au point où : $X = \frac{12}{2} = -6\ m$

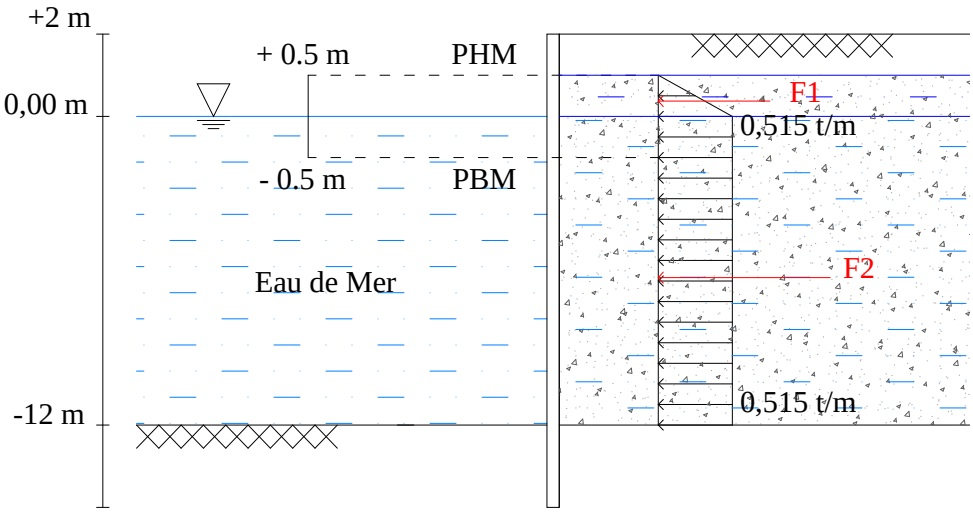


Fig. B.V.1. La marrée

Tableau V.2 : Récapitulation de la poussée hydrostatique du marnage

Zone du diagramme	Force résultante Fi (t/ml)	Bras de levier Di/O (m)	Moment Mi/O (t.m)
1	0.128	12.166 + f	1.557 + 0.128 f
2	6.18	6,00 + f	37.08 + 6.18 f

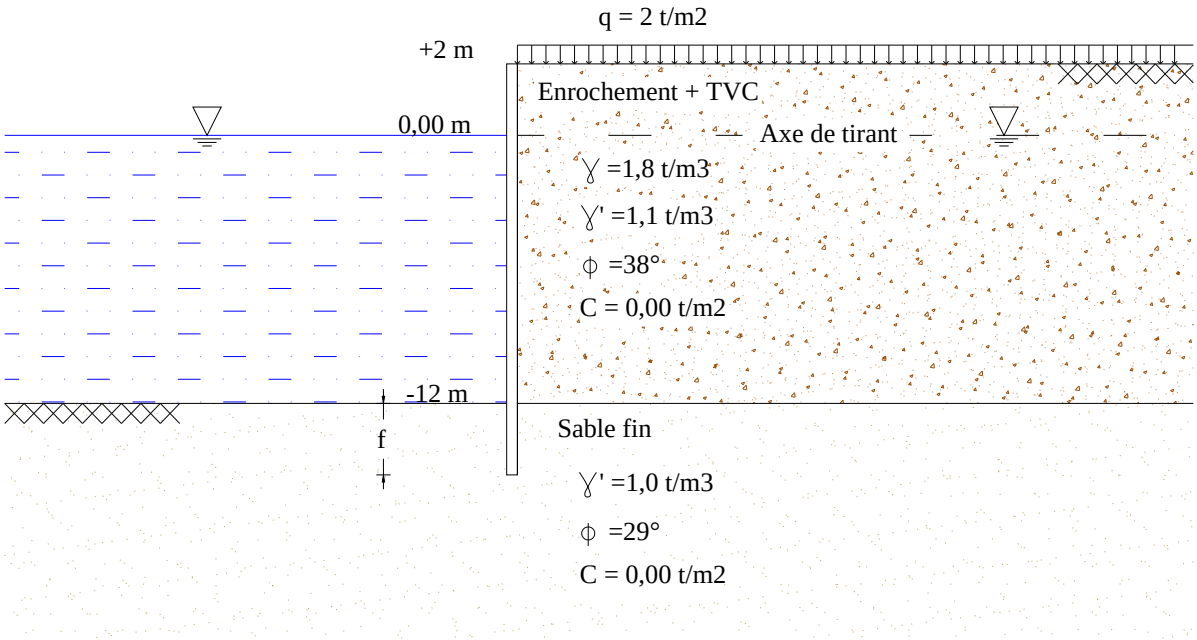


Fig. B.V.2. Coupe du sol

5. DIMENSIONNEMENT DU RIDEAU

5.1. Détermination des coefficients de poussée et de butée

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \qquad \text{Et} \qquad K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

Tableau V.3 : Coefficients de poussée et de butée

Couches du sol	ϕ°	Ka	Kp
Enrochement + TVC	38	0,237	4,203
Sable fin	29	0,346	2,882

5.2. Calcul des contraintes de poussées et de butées de terre

Formules de calcul :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v \quad \text{ou} \quad \sigma_h = K_p \times \sigma_v \ \text{(selon le cas)}$$

$$\sigma_v = \gamma \times z$$

Tableau V.4 : Les forces dues aux poussées et butées des terres

Couches du sol	γ (t/m³)	γ' (t/m³)	Z (m)	K_a et K_p	σ_h (t/m²)	Zone du diagramme	Force correspondante F_i (t/ml)
Enrochement + TVC émergé	1,80	/	0	0,237	0	1	0
			2		0,853		0,853
Enrochement + TVC immergé	/	1,10	0	0,237	0,853	2	10,236
			12		3,981	3	18,768
Sable fin (poussée)	/	1,00	0	0,346	5,812	4	5,812xf
			f		0,346xf + 5,812	5	$0,173xf^2$
Sable fin (butée)	/	1,00	0	2,882	0	6	0
			f		2,882xf		$1,441xf^2$

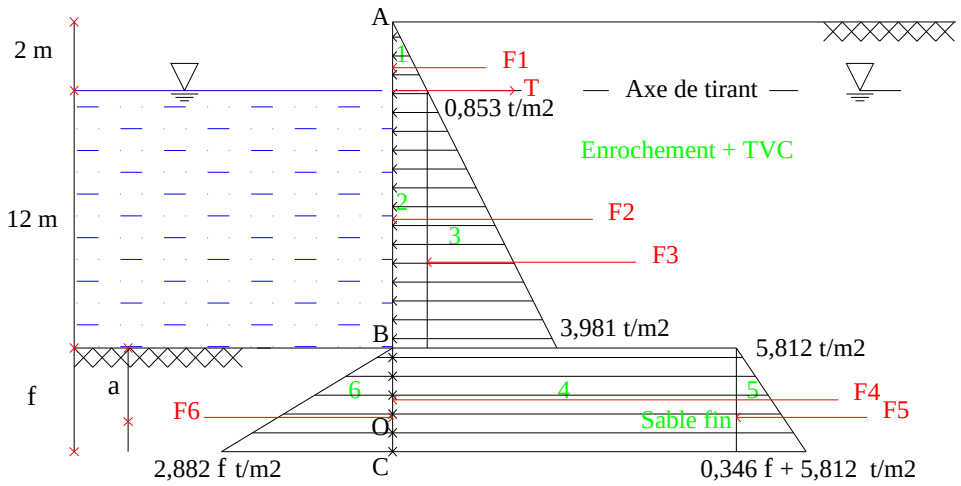


Fig. B.V.3. Diagramme des contraintes dues aux poussées et aux butées

5.3. Calcul des Poussées due aux surcharges

L'ouvrage est exposé à une surcharge due au trafic de marchandises diverses, elle est prise égale à **2 t/m²**. La contrainte des poussées due à la surcharge verticale "q" est uniformément répartie sur l'écran et. elle s'écrit comme suit : $\sigma_h = K_q \times q$

$K_q = K_a$ (cas où : $\beta = 0$; $\lambda = 0$).

Tableau V.5 : Les poussées dues aux surcharges.

Couches du sol	Z (m)	K_q	σ_h (t/m²)	Zone du diagramme	Force correspondante F_i (t/ml)
Enrochement + TVC émergé	2	0,237	0,474	1	0,948
Enrochement + TVC immergé	12	0,237	0,474	2	5,688
Sable fin (poussée)	f	0,346	0,692	3	0,692xf

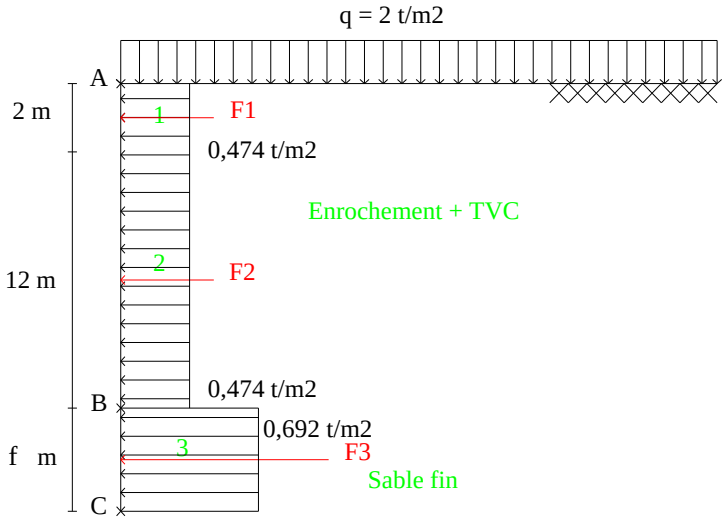


Fig. B.V.4. Diagramme des poussées dues aux surcharges

5.4. Calcul du point de contrainte résiduelle nulle dans le rideau de palplanche

Le diagramme de pression des terres fait apparaitre un point de pression nulle "O" situé à une distance "a" sous point "B" (fond de mer). En ce point la valeur de la poussée est égale à celle ci de la butée. Donc on aura :

$$2{,}882\ a = 0{,}346\ a + 5{,}812$$

D'où : $a = \frac{5{,}812}{2{,}536} = \mathbf{2{,}291\ m}$

AO = 2 + 12 + 2,291 = **16.291 m**

5.5. Calcul de la fiche totale des palplanches

- **Réaction d'appui dans les tirants par mètre linéaire**

L'hypothèse fait que le point "O" de pression nulle est également un point de moment nul. En conséquence, la somme des moments des pressions et de l'effort d'encrage par rapport à "O" Donne le module de ce dernier.

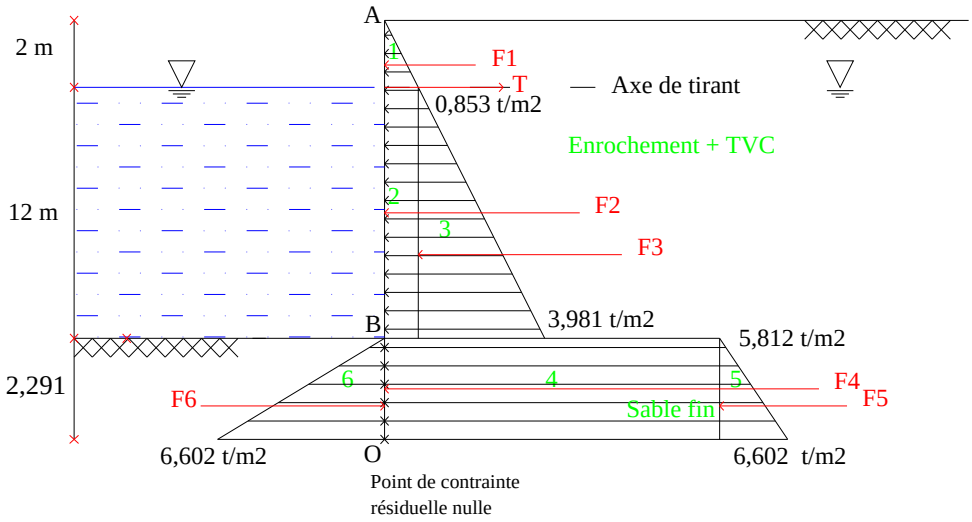


Fig. B.V.5. Diagramme des contraintes dues aux poussées et aux butées de la partie 'AO'.

Tableau V.6 : Récapitulation des forces et moments de poussés et de butées des terres

Zone du diagramme	Force correspondante F_i (t/ml)	Bras de levier $D_{i/O}$ (m)	Moments $M_{i/O}$ (t.m)
1	0,853	14,957	12,758
2	10,236	8,291	84,867
3	18,768	6,291	118,069
4	13,315	1,145	15,246
5	0,904	0,763	0,690
6	-7,562	0,763	-5,770
	Σ F = 36,514		**ΣM = 225,860**

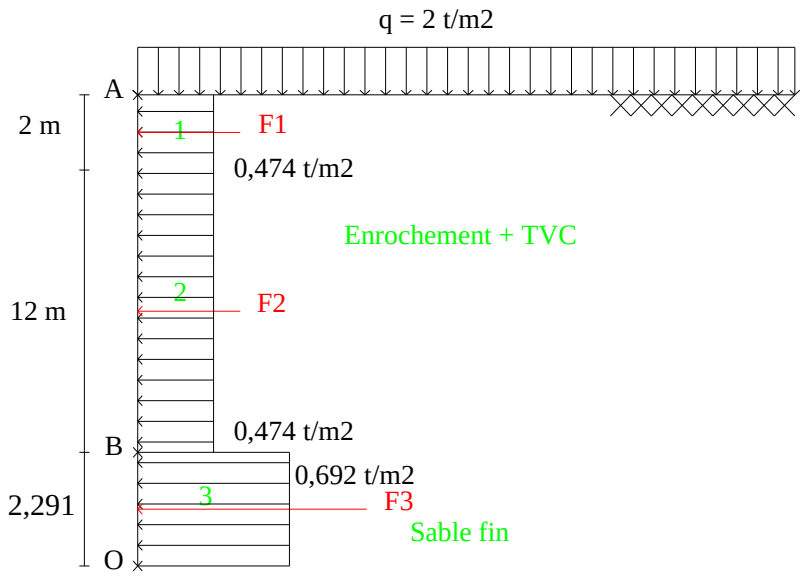


Fig. B.V.6. Diagramme des poussées dues aux surcharges de la partie 'AO'

Tableau V.7 : Récapitulation des forces et moments des surcharges

Couches du sol	Zone du diagramme	Force correspondante F_i (t/ml)	Bras de levier $D_{i/O}$ (m)	Moments $M_{i/O}$ (t.m)
Enrochement + TVC émergé	1	0,948	15,291	14,495
Enrochement + TVC immergé	2	5,688	8,291	47,159
Sable fin (poussée)	3	1,585	1,145	1,814
		Σ F = 8,221		**ΣM = 63,468**

On en déduit l'effort du tirant, dont le bras de levier "d" est de **14,291 m**

D'où : $T = \frac{\Sigma M}{d} = \frac{225.86+63.468}{14.291} = \frac{289.328}{14.291} =$ **20,245 t/ml**

Tableau V.8 : Récapitulation des forces et moments dues à l'amarrage et au marnage

	Force résultante Fi (t/ml)	Bras de levier Di/O (m)	Moment Mi/O (t.m)
Effort due à l'amarrage	4	16,791	67,164
poussée due au marnage	0,128	14,457	1,850
	6,18	8,291	51,238

5.6. Calcul des sollicitations

La force optimale qu'on doit calculer, est obtenue quand on appliquant toutes les charges au même temps à l'ELU et l'ELS.

Tableau V.9 : Combinaisons fondamentales des charges

Combinaison fondamentale	
ELU	**ELS**
1.35G + 1.5Q	G + Q

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

Tableau V.10 : Récapitulation des efforts agissants sur le rideau

Cas de charge		**Force résultante Fi (t/ml)**	**Moment Mi/O (t.m)**
Poussée des terres	G_1	44,076	231,63
Butée des terres	G_2	- 7,562	- 5,77
Poussée des surcharges	Q_3	8,221	63,468
Effort due à l'amarrage	Q_4	4	67,164
Poussée due au marnage	Q_5	6,308	53,88

5.6.1. Combinaison d'action due à l'ELU

- **Partie AO**

- **Réaction d'appui dans les tirants**

On en déduit immédiatement cet effort dans le bras de levier "d", il est de **14,291 m**

$\Sigma M_{/O} = 0 \Longrightarrow M_{T/O} + 1{,}35\ \Sigma M_G + 1{,}5\ \Sigma M_Q = 0$

$\Longrightarrow$ - T x 14,291+1,35 x 225,86 + 1.5 x 184,512 = 0

$\Longrightarrow$ T x 14,291 = 581,679

$\Longrightarrow$ **T = 40,702 t**

- **Partie OC**

- **Calcul de l'effort tranchant T_0**

On considère la partie encastrée "OC", la longueur "b" est déterminée en assimilant la portion "OC" du rideau à une poutre droite sur appuis simples de portée "b", tout en admettant pour réaction d'appui l'effort tranchant T_0 au point "O".

Le point de moment nul étant supposé confondu avec le point de contrainte résiduelle nulle, les charges appliquées sur cette poutre s'exercent selon le diagramme ci-dessous.

Calcul de T_0 :

On a : $T_0 + T = 1{,}35\ \Sigma F_G + 1{,}5\ \Sigma F_Q \quad \Longrightarrow \quad T_0 = 1{,}35\ \Sigma F_G + 1{,}5\ \Sigma F_Q - T$

A partir du tableau V.10 on obtient :

$$T_0 = 77{,}087 - 40{,}702 = \mathbf{36{,}385\ t}$$

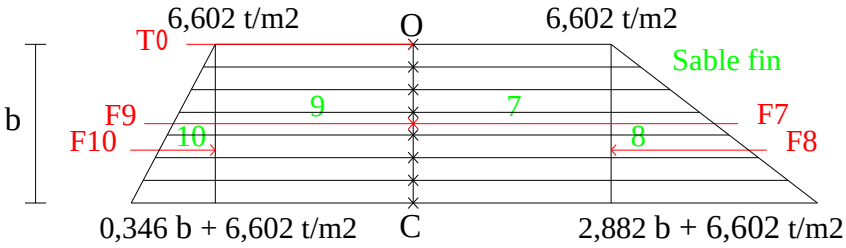


Fig. B.V.7. Diagramme des contraintes de la partie 'OC'.

Tableau V.11 : Récapitulation des moments des poussées et butées des terres.

Zone du diagramme	Force correspondante Fi (t/ml)	Bras de levier $D_{i/C}$ (m)	Moments $M_{i/C}$ (t.m)
7	6,602 x b	0,5 x b	3,301 x b^2
8	1,441 x b^2	(1/3) x b	0,480 x b^3
9	- 6,602 x b	0,5 x b	- 3,301 x b^2
10	- 0,173 x b^2	(1/3) x b	- 0,057 x b^3

Le moment de l'effort tranchant :

$$M_{T0/C} = 36{,}385 \times b\ (t.m)$$

Calcul de b :

On a : $\Sigma M_{/C} = 0$ (condition d'équilibre)

$$\Sigma M_{/C} = 0{,}057 \times b^3 + 36{,}385 \times b = 0{,}480 \times b^3$$

$$\Longrightarrow \quad b = \sqrt{\frac{36{,}385}{0{,}423}} = \mathbf{9{,}274\ m}$$

Alors : $f_0 = a + b = 2{,}291 + 9{,}274 = \mathbf{11{,}565\ m}$

D'où : $f = 1{,}2 \times f_0 = 13{,}878$ m. On retiendra une fiche : f = **13,878** m

La longueur totale de palplanche devient : **L=2+12+13,878= 27,878 m**

5.6.2. Combinaison d'action due à l'ELS

- **Partie AO**

- **Réaction d'appui dans les tirants**

On en déduit immédiatement cet effort dans le bras de levier "d", il est de **14,291 m**

$\Sigma M_{/O} = 0 \Longrightarrow M_{T/O} + \Sigma M_G + \Sigma M_Q = 0$

$\Longrightarrow$ - T x 14,291 + 225,86 + 184,512 = 0

$\Longrightarrow$ T x 14,291 = 410,372

$\Longrightarrow$ **T = 28,715 t**

- **Partie OC**

- **Calcul de l'effort tranchant T0**

On a : $T_0 + T = \Sigma F_G + \Sigma F_Q \Longrightarrow T_0 = \Sigma F_G + \Sigma F_Q - T$

A partir du tableau V.10 on obtient :

$T_0 = 55{,}043 - 28{,}715 =$ **26,328 t**

Les valeurs des moments seront les mêmes que ceux trouvées dans le tableau V.11 mais le moment de l'effort tranchant est différent d'un cas à un autre.

D'où : $M_{T0/C} = 26{,}328 \times b$ (t.m)

Calcul de b :

On a : $\Sigma M_{/C} = 0$ (condition d'équilibre)

$\Sigma M_{/C} = 0{,}057 \times b^3 + 26{,}328 \times b = 0{,}480 \times b^3$

$\Longrightarrow b = \sqrt{\frac{26{,}328}{0{,}423}} =$ **7,889 m**

On a alors : $f_0 = a + b = 2{,}291 + 7{,}889 =$ **10,18 m**

D'où : $f = 1{,}2 \times f_0 = 12{,}216$ m. On retiendra une fiche : f = **12,216** m

La longueur totale de palplanche devient : **L=2+12+12,216 = 26,216 m**

La longueur totale de la palplanche retenue est le Max (27,878 m et 26,216 m), c'est : 27,878 m

5.7. Calcul du moment fléchissant maximum

Le moment fléchissant est maximum quand l'effort tranchant est nul, et ça implique que :

$\Sigma F_h = 0$. D'où on cherche la position du point "X"

1) Du niveau + 2,00 au niveau + 2,50 :

   $\Sigma F_i = 1{,}5 \times 4 \neq 0$

2) Du niveau + 0,50 au niveau + 2,00 :

   $\Sigma F_i = x^2 + 2{,}468\, x + 20{,}835 \neq 0$

3) Du niveau + 0,00 au niveau + 0,50 :

   $\Sigma F_i = x^2 + x + 4 \neq 0$

4) Du niveau + 0,00 au niveau – 12,00 :

   $\Sigma F_i = x^2 + 24{,}596\, x - 195{,}258 = 0$

   $\sqrt{\Delta} = 37{,}22$ $x_1 = -30{,}91$ et **$x_2 = 6{,}316$**

5) Du niveau - 12,00 au niveau - 14,291 :

   $\Sigma F_i = x^2 - 5{,}129\, x - 4{,}811 = 0$ (les deux solutions sont hors intervalle)

6) Du niveau - 14,291 au niveau – 23,565 :

   $\Sigma F_i = x^2 + 0{,}373\, x + 11{,}313 \neq 0$

Donc le point "X" où l'effort tranchant égal à zéro se trouve au niveau : - **6,316** ; le moment fléchissant à cet point est maximum M_{max}.

D'où $M_{max} = \Sigma M_{/X} = 1{,}5 \times 4\,(6{,}316+2{,}5) + 1{,}5 \times 0{,}128\,(6{,}316+\frac{0{,}5}{3}) + 1{,}35 \times 0{,}26\,\frac{6{,}316^2}{2}\,\frac{6{,}316}{3}$

$+ 1{,}35 \times 0.853\frac{6{,}316^2}{2} + 1{,}5 \times 0{,}474\,\frac{(6{,}316+2)^2}{2} + 1{,}35 \times (6{,}316 + \frac{2}{3}) + 1{,}5 \times 0{,}515\,\frac{6{,}316^2}{2}$

$- 40{,}702 \times 6{,}316$ t.m

$M_{max} = 115{,}77$ t.m = 1157,7 KN.m

6. CHOIX DE TYPE DE LA PALPLANCHE

Après avoir calculé le moment maximal qui agit sur le rideau, on peut donc choisir le type de palplanche approprié et ses dimensions, et ce en calculant le module de flexion élastique "W"

D'où : $W = \frac{Mmax}{\sigma max}$

Pour une nuance d'acier E 400 on a : $\overline{\sigma a} = \frac{2}{3}\sigma e = 266.66$ MPa

$W = \frac{M_{max}}{\sigma_{max}} = \frac{1157.7}{2.66\ x\ 10^5} = 4352{,}25 cm3$

Le module de flexion élastique : $W = 4352{,}25\ cm^3$

En utilisant le catalogue des palplanches du constructeur Arcelor-Métal (catalogue 2013) on a choisi des palplanches en profil **AZ 44-700N** avec les caractéristiques suivantes :

- Profile : **AZ 44-700N**
- Largeur : 2 **b = 1400 mm**
- Epaisseur : **19 mm**
- Masse de palplanche : **214,2 kg/m^2**
- Moment d'inertie : **110150 cm^4**
- Section : **272,8 cm^2**
- Module de flexion élastique : **4405 cm^3**
- Rayon de giration : **20,09 cm**
- Surface à traiter : **1,47 m^2**
- Classe 3 : **Par ml de rideau**

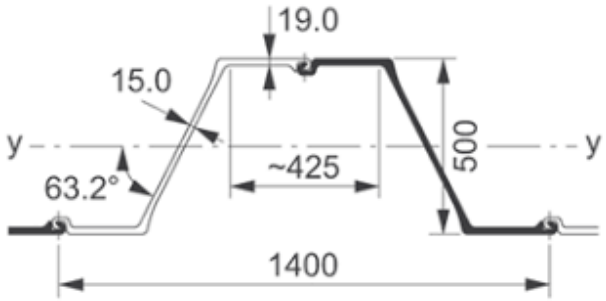


Fig. B.V.8. Palplanche AZ 44-700N

7. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons utilisé une méthode classique pour dimensionner le rideau de palplanche, c'est la méthode analytique de Blum dite de la poutre équivalente, cette méthode basée sur plusieurs hypothèses qui ne sont pas nécessairement correctes et cela signifie que les résultats obtenus sont discutables. Nous devons donc nous en assurer par une méthode numérique dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III :

ETUDE NUMERIQUE DU RIDEAU

1. INTRODUCTION

L'objectif de l'étude menée dans ce chapitre est de réaliser une modélisation numérique par éléments finis d'un rideau de palplanche fiché dans le sol, ancré en tête. On utilise les paramètres du sol fournis par le laboratoire, et les propriétés de palplanche obtenus par l'étude analytique, afin de savoir le modèle et le degré de déformation, les valeurs des moments, des efforts tranchants et de déplacement…etc.

2. PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS

Le code éléments finis (Plaxis 2D V8.2) c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution éprouvés, ainsi que de procédures de chois automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage).

3. GEOMETRIE DU MODELE NUMERIQUE

Après le lancement du programme et l'ajustement des unités de différentes dimensions, nous entrons géométriquement le modèle à étudier :

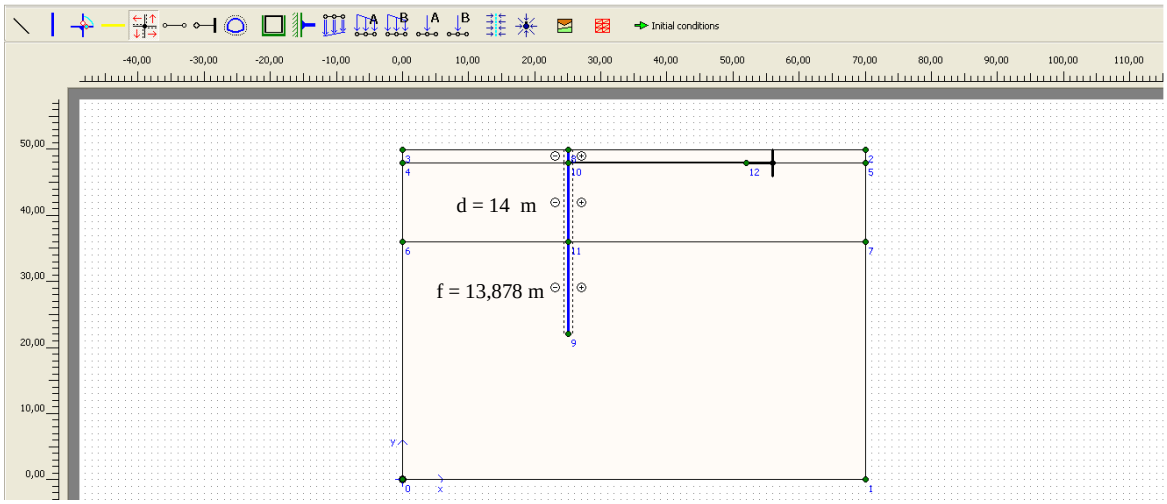


Fig. B.VI.1. Modèle numérique à étudier

4. PARAMETRES DU SOL

4.1. Récapitulatif des données

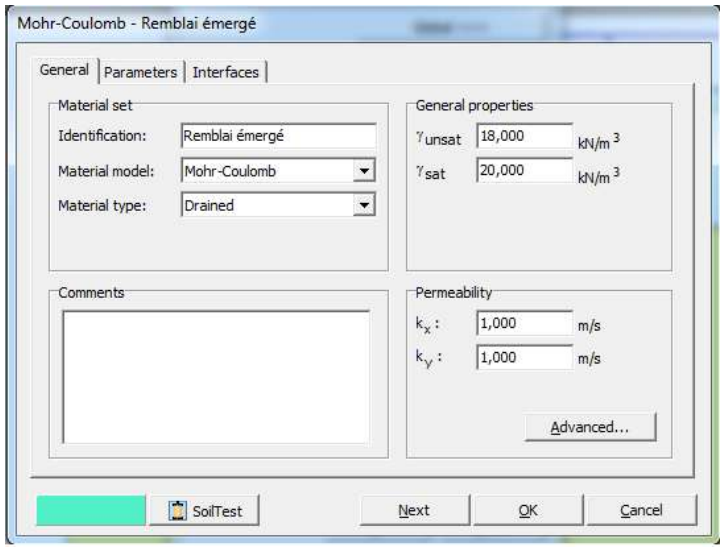
Le sol est constitué par deux couches, la première couche c'est un remblai en (TVC + Enrochement). Ce dernier il se divise en deux niveaux. L'un est émergé et l'autre immergé. La deuxième couche est du sable, le modèle de comportement est celui de Mhor-Coulomb (MC) drainé. Tous les paramètres nécessaires pour le calcul numérique sont inscrits dans le tableau suivant :

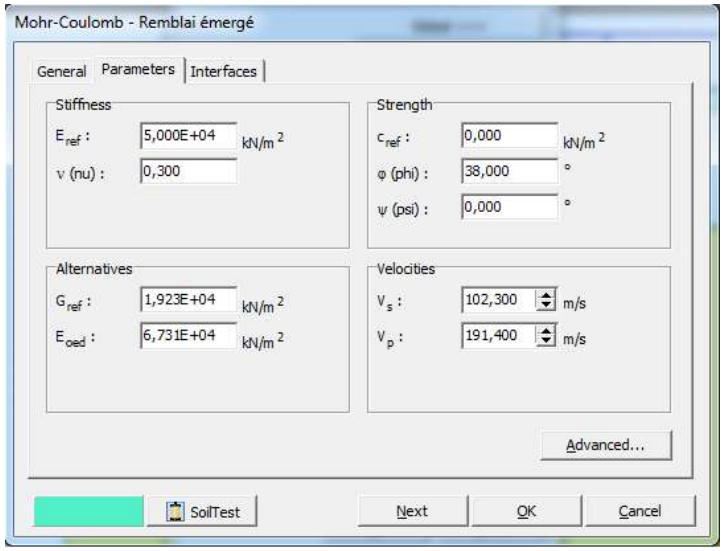
Tableau VI.1 Propriétés des couches du sol

PARAMETRES	SYMBOLE	COUCHES		UNITES
		REMBLAI	SABLE	
Modèle de comportement	Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Le poids volumique des émergé	γ	18	14	kN/m^3
Le poids volumique des immergé	γ'	11	10	kN/m^3
Perméabilité horizontale	k_x	1	1	m/s
Perméabilité verticale	k_y	1	1	m/s
Module d'Young	E_{ref}	50 000	20 000	kN/m^2
Coefficient de poisson	ν	0,3	0,33	-
Cohésion	C_{ref}	1	1	kN/m^2
Angle de frottement	ϕ	38	29	°
Angle de dilatance	ψ	0	0	°
Facteur de réduction de l'interface	R_{inter}	Rigid	Rigid	-

4.2. Introduction des paramètres du sol

Etant donné que le comportement du sol étudié est décrit par le modèle de Mohr-Coulomb, il requiert la détermination de cinq paramètres (voir Fig. B.VI.2). Les deux premiers sont E_{ref} et ν (paramètres d'élasticité), les deux autres sont C_{ref} et ϕ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement et enfin l'angle de dilatance ψ. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoire, sont nécessaires aux calculs de déformation ou de stabilité. Ils sont introduits comme suit :





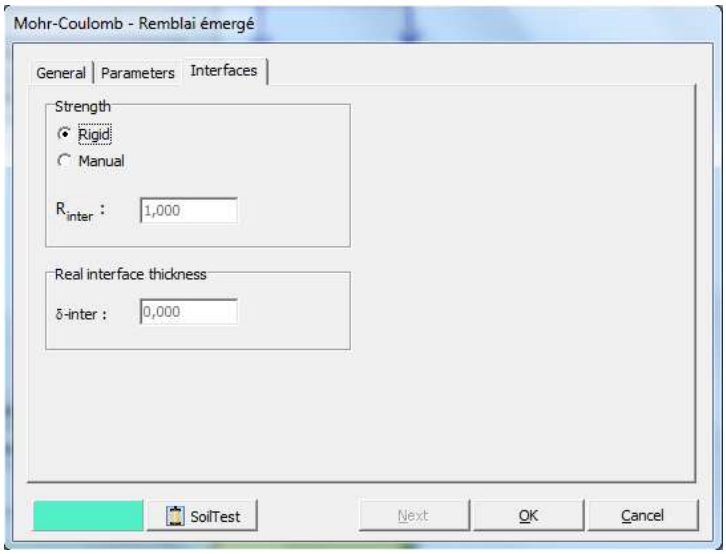


Fig. B.VI.2. Exemple d'introduction des paramètres de Mohr-Coulomb (Remblai émergé)

5. PARAMETRES DE PALPLANCHE

5.1. Récapitulatif des données

Les paramètres de palplanche sont introduits par le biais du type "Plate". Ils sont indiqués ci-après :

Tableau VI.2 Paramètres mécaniques de palplanche

PARAMETRES	SYMBOLE	VALEUR	UNITES
Type de comportement	Material type	Elastic	-
Raideur normale	EA	5.728×10^6	kN/m
Produit d'inertie	EI	2.313×10^5	kNm^2/m
Poids	W	2,142	kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0,3	-

5.2. Introduction des paramètres de palplanche

Les paramètres de palplanche sont introduits de la manière illustrée suivant la figure ci-dessous :

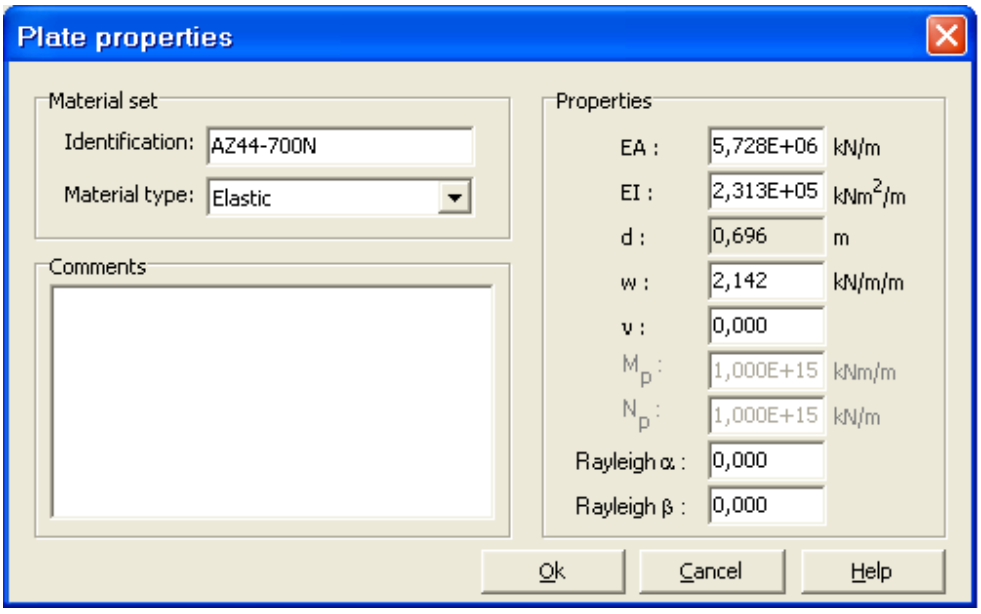


Fig. B.VI.3. Fenêtre d'introduction des propriétés de palplanche

6. PARAMETRES DU TIRANT

6.1. Récapitulatif des données

Les tirants utilisés pour l'ancrage du rideau sont espacés à 2.8 ml, leurs propriétés mécaniques sont les suivants :

Tableau VI.3 Paramètres mécaniques du tirant

PARAMETRES	SYMBOLE	VALEUR	UNITES
Type de comportement	Material type	Elastic	-
Raideur normale	EA	2.00×10^6	kN/m
Espacement	L_s	2,80	m

6.2. Introduction des paramètres du tirant

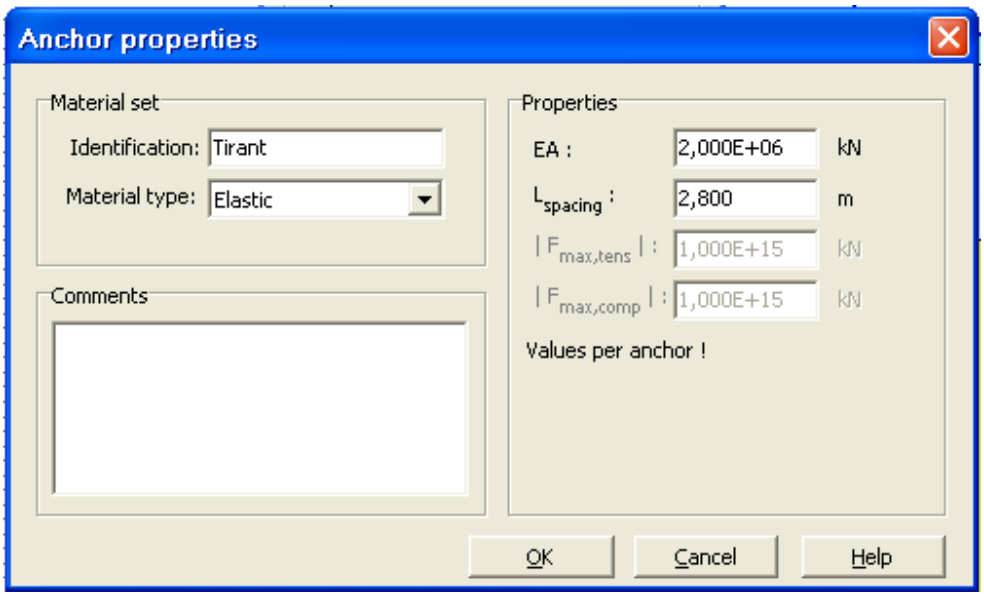


Fig. B.VI.4. Fenêtre d'introduction des propriétés du tirant

7. INTRODUCTION DES CHARGES ET SURCHARGES

Les charges de poussée et de butée sont calculées automatiquement, cependant la surcharge, l'effort due à l'amarrage (effort de bollard) et la poussée due au marnage sont introduits de cette façon :

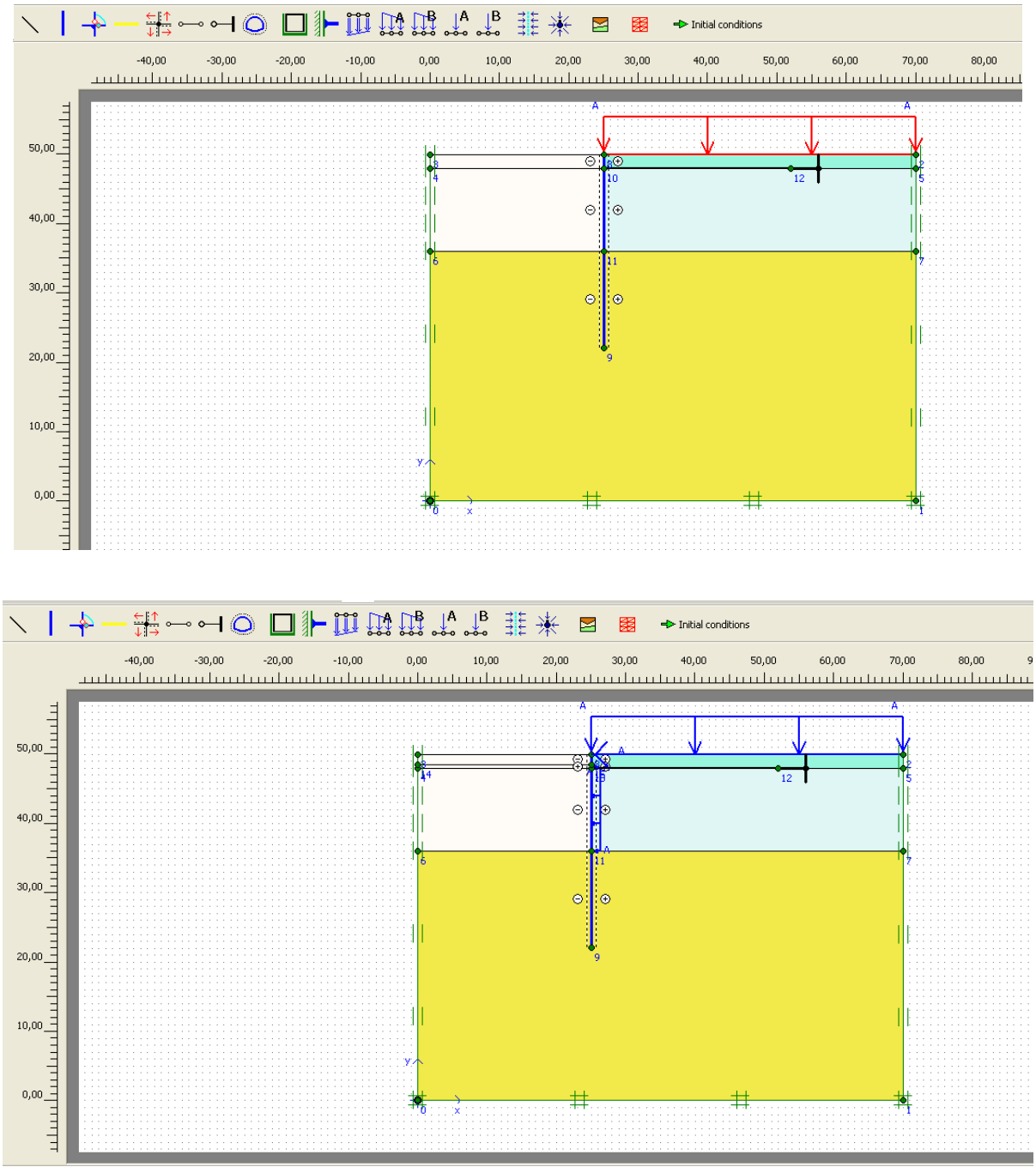


Fig. B.VI.5. Fenêtres d'introduction des charges

8. MAILLAGE NUMERIQUE

8.1. Type de maillage

Le logiciel (Plaxis 2D v8.2) permet à l'utilisateur de choisir le maillage via le menu arborescent, la fenêtre ci-dessous illustre la procédure du choix de maillage à l'aide de l'option "Mesh" :

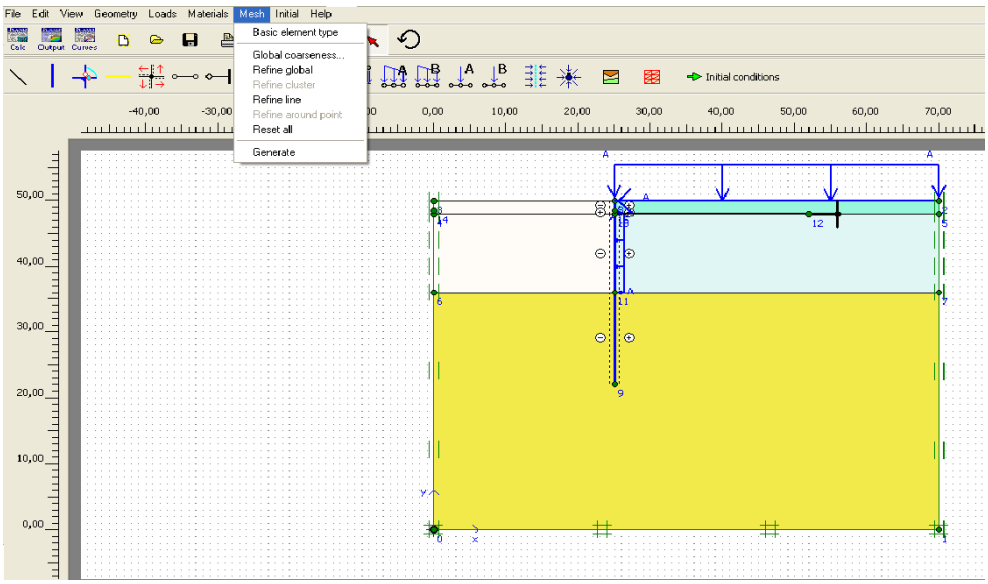


Fig. B.VI.6. Fenêtre des options de maillage

8.2. Génération de maillage

Une fois tous les paramètres sont introduits, par un simple clic sur le bouton "Standard fixities", les conditions aux limites par défaut (U=0 et V=0) seront mises en œuvre et par la suite on procédera au maillage du modèle obtenu. Dans ce qui suit, on a appliqué un maillage de type "fine" généré suivant la figure ci-contre :

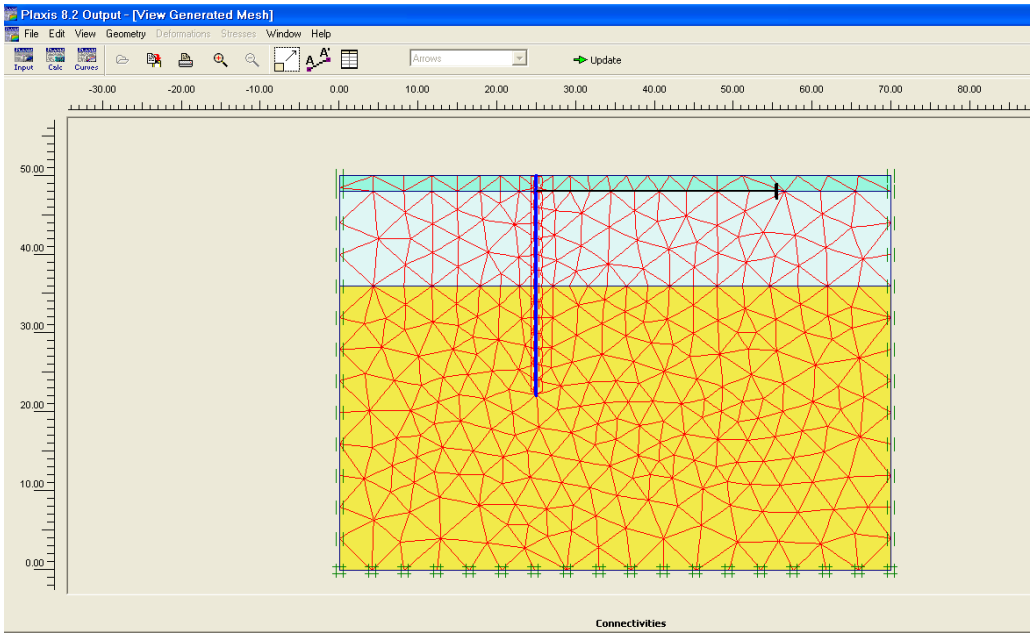


Fig. B.VI.7. Fenêtre de génération du maillage du modèle

9. CALCULS ET RESULTATS

Le calcul est exécuté par phasage, en déformation plane à deux dimensions (2D) en utilisant des éléments de 15 nœuds, la fenêtre de la figure VI.8 ci-dessous montre le déroulement de ce calcul par phase et le maillage du modèle déformé. En cliquant sur la palplanche, les profils des moments et des efforts tranchants, le déplacement horizontal, vertical et total seront prés à affichés.

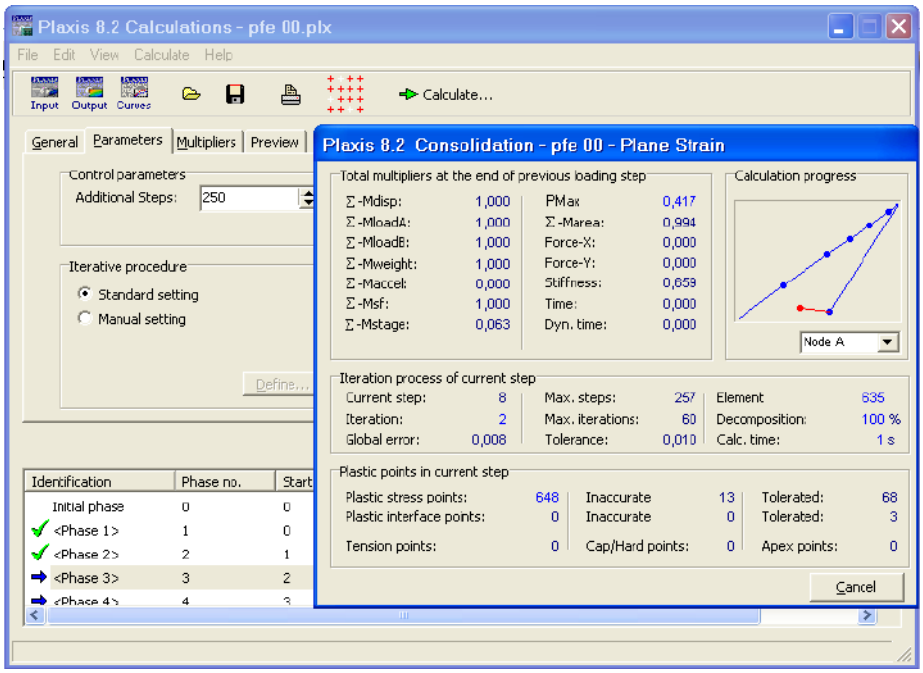


Fig. B.VI.8. Fenêtres d'exécution de calcul par phase et modèle de déformation

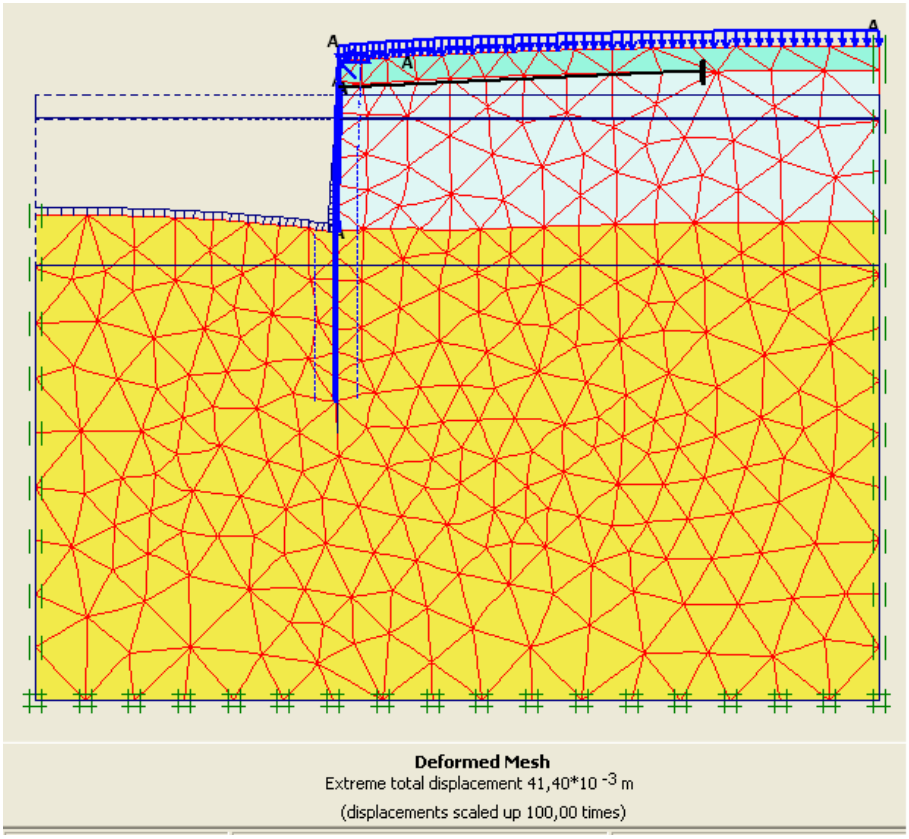


Fig. B.VI.9. Déplacement total

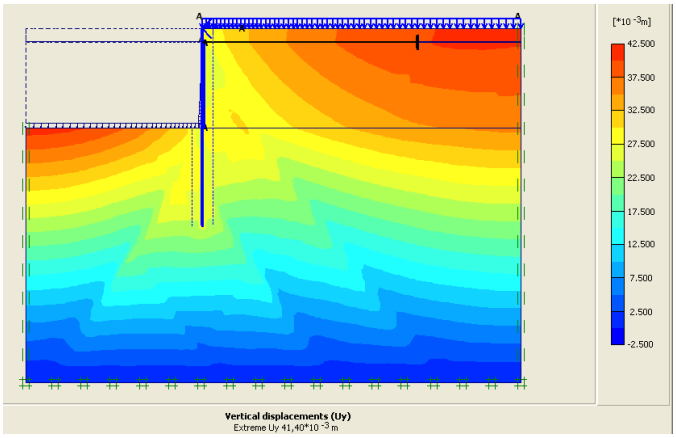


Fig. B.VI.10. Déplacement vertical

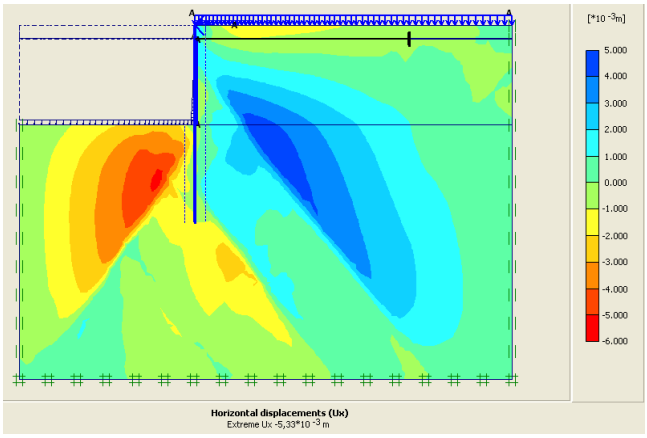


Fig. B.VI.11. Déplacement horizontal

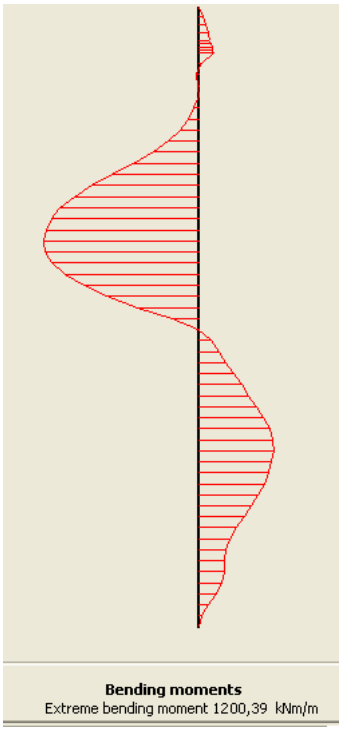


Fig. B.VI.12. Diagramme des moments

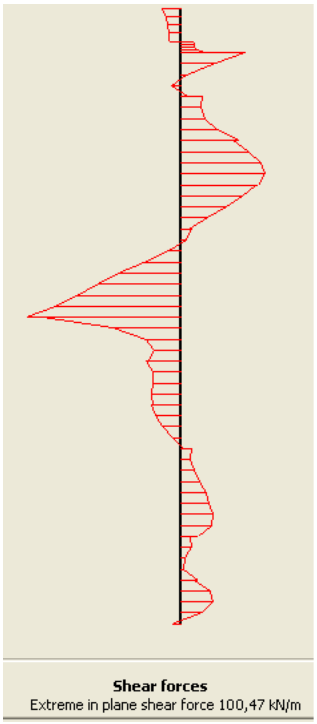


Fig. B.VI.13. Diagramme des efforts tranchants

10. CONCLUSION

Dans les calculs analytiques la technique de Blum ne prend pas en compte la raideur du sol et considère l'état limite de poussée ou de butée dans tout le massif. De plus, la chronologie de la construction est ignorée. Or l'interaction sol-structure s'est révélée être un paramètre déterminant pour la compréhension du fonctionnement des écrans de soutènement. La méthode des éléments finis a pu, parallèlement au développement de la puissance de calcul, corriger ces écueils. En fin en remarque qu'il y a concordance entre les résultats analytiques et numériques, qui se distinguent par exemple dans les moments max, à savoir :

M analytique $_{Max}$= 1157.70 KN.m/m

M numérique $_{Max}$= 1200.39 KN.m/m

Néanmoins les calcules analytiques peuvent nous orienter vers le choix et le pré-dimensionnement du profilé, afin d'avoir une estimation préliminaire et aussi avoir le sens d'orientation avant toute étude approfondie.

Par ailleurs, et après avoir effectué la partie étude analytique dont elle révèle les résultats concernant le pré-dimensionnement du type de profilé, l'étude numérique vient pour compléter et confirmer ce type de choix et ce, après introduction des données concernant les paramètres de ce type de profilé, les résultats numériques nous exhibent le déplacement max de la palplanche qui avoisine les 4.14cm, une valeur dûment acceptée, cela confirme le bon choix pris en phase d'étude analytique.

De ce fait, on constate que les calculs numériques sont plus précis et plus rapides. Il suffit seulement de tenir une grande attention et une compréhension approfondie de la façon de saisir les différentes données afin d'obtenir des résultats fiables.

Enfin, cette étude qualitative nous a permis une première approche des états de déformation et de contrainte dans le model de la structure des palplanches. De plus, elle va nous permettre d'évaluer l'influence des divers paramètres pour le meilleur choix de ce type de structure.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d’études nous a permis d’élargir nos connaissances vis-à-vis des ouvrages portuaires et du soutènement par palplanche, mais surtout de synthétiser chaque information (ouvrages spécifiques, thèses, cours,…) que nous avons étudié et analysé.

Grâce à ce travail, nous avons découvert la différence entre les différents ouvrages maritimes en termes de type, de forme, de fonction et de mode de réalisation. Nous avons également discuté des types de palplanche, en particulier ceux en acier, qui sont fréquemment utilisés dans les ouvrages maritimes, et nous avons également appris sur les méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement.

Ensuite nous avons utilisé cette reconnaissance et l'avons appliquée à une étude de réalisation d'une plate forme en plein mer pour installer un poste gazier, cela en remplissant une superficie suffisante après avoir été entourée par un rideau de palplanche. Dans cette étude, deux méthodes différentes sont utilisées pour dimensionner ce rideau. Une méthode classique et une autre numérique.

À l'achèvement de ce modeste travail, nous avons fait le premier pas dans le monde des études d'ouvrages maritimes, en espérant que cela nous éclair le chemin vers le monde professionnel.

Bibliographie/Webographie

A- PARTIE THEORIQUE

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES OUVRAGES PORTUAIRES

[1] Alexandre BAGUET; Isabelle LORTAL (2008); *"Les ports"*. Mémoire de master, Université Pierre et marie Curie de Paris.

[2] HADJ Abderrahmane Saida (2012); *"Etude de l'interaction d'un rideau de palplanches avec le sol de fondation pour les ouvrages portuaires"*. Mémoire de magister, Université de Tizi-Ouzou.

[3] Z. Boutaraa; *"Ouvrages de protection des ports"*. Cours d'infrastructures maritimes, Université Hassiba-Benbouali de Chlef.

CHAPITRE II : LES PALPLANCHES EN GENIE CIVIL ET EN TRAVAUX PUBLICS

[1] http://www.larousse.fr/dictionnaires/francais/palplanche/57502

[2] HADJ Abderrahmane Saida (2012); "Etude de l'interaction d'un rideau de palplanches avec le sol de fondation pour les ouvrages portuaires". Mémoire de magister, Université de Tizi-Ouzou.

[3] Salim AID et Al (2011); *"Synthèse scientifique et technique"*. École d'ingénieur du groupe ei.CESI.

[4] ArcelorMittal: Documents techniques sur les profilés de palplanches à chaud/ à froid http://palplanches.arcelormittal.com

[5] ArcelorMittal (2008); *"Palplanches - Catalogue général"*. Documents techniques, Société Commercial, Luxembourg

[6] *Le nouveau fascicule 62 Titre V - Document de synthèse.* (s.d.). Profil ARBED.

[7] Frédéric ROCHER-LACOSTE (2008); *"Etude expérimentale en vraie grandeur et étude numérique des pieux vibrofoncés"*. Thèse de doctorat, Ecole nationale des Ponts et Chaussées.

[8] H. Weibel AG (2007); *"Mise en place de palplanches"*. Rapport technique, Suisse.

[9] Bureau preventicas (2002); *"Palpanches mode opératoire"*. Fiche de sécurité, Organisme Professionnel de Prévention Bâtiment et des Travaux Publics, France.

[10] ArcelorMittal; *" Palplanches - Les rideaux de palplanche étanche – Partie 2:Approche pratique"*. Documents techniques, Société Commercial, Luxembourg

[11] OPPBTP (2010); *" Fonçage de palplanche"*. Fiche prévention, Organisme Professionnel de Prévention Bâtiment et des Travaux Publics, France.

CHAPITRE III : METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES RIDEAUX DE PALPLANCHE

[1] Delattre Luc et Al; *"Comparaison des méthodes classiques de dimensionnement des écrans de soutènement ancrés"*. ***Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées,*** septembre-octobre, n°205, réf. 4090 - pp. 77-90.

[2] Ecole nationale des travaux publics de l'état; *"Notes de cours : Rideaux de palplanches"*. ***Cours de mécanique des sols II,*** 2007.

[3] Delattre Luc; *"Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement : I. L'approche par le calcul – les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction"*. ***Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées***, septembre-octobre 2001, n°234, réf. 4308 pp. 35-55.

[4] Le Cor, T. (2014). *Etude du comportement mécanique des terrains anisotropes lors de travaux de génie civil* (Doctoral dissertation, Rennes, INSA).

B- PARTIE PRATIQUE

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE ET RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

[1] AOUCHICHE Sabrina, BARKOU Tassadit (2015); *"Dimensionnement d'un quai en palplanche Cas d'étude : quai poste 25 qui se situ au port de Bejaia"*. Mémoire de magister, ***Université de Béjaia.***

[2] Laboratoire d'Etudes Maritime (2006); *"Port de béjaia. Etude d'aménagement du poste gazier et du poste de réception des huiles"*. Rapport technique, Société Par Actions, Algérie

[3] Laboratoire d'Etudes Maritime (2006); *"Port de béjaia. Etude de sol"*. Rapport technique, Société Par Actions, Algérie

1. Plan d'implantation des sondages carottés



Légende :

◑ : Sondage Carotté

2. Photos des caisses des échantillons

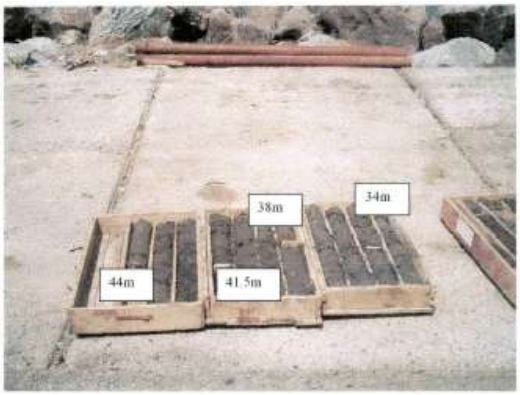
Projet : déplacement du poste gazier
Lieu : port de Bejaia

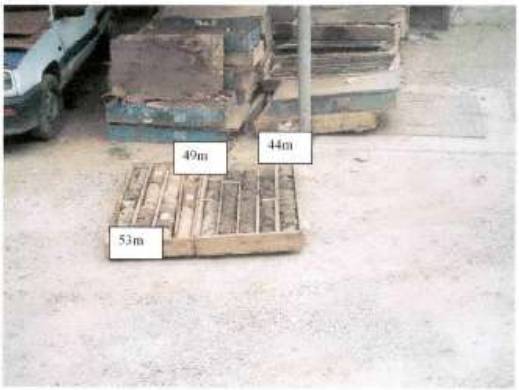
Sondage carrotté N °2
Profondeur : 53m



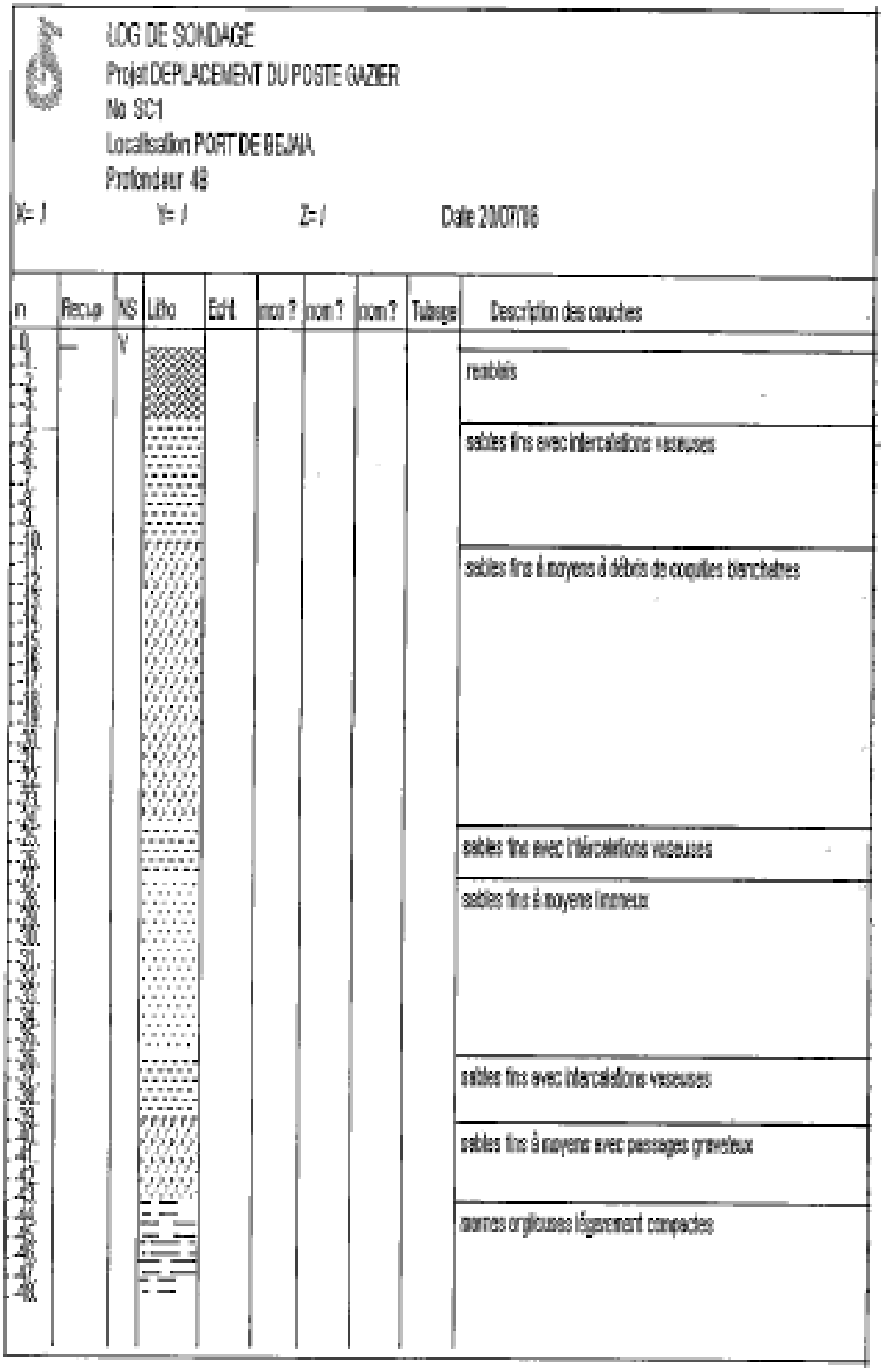


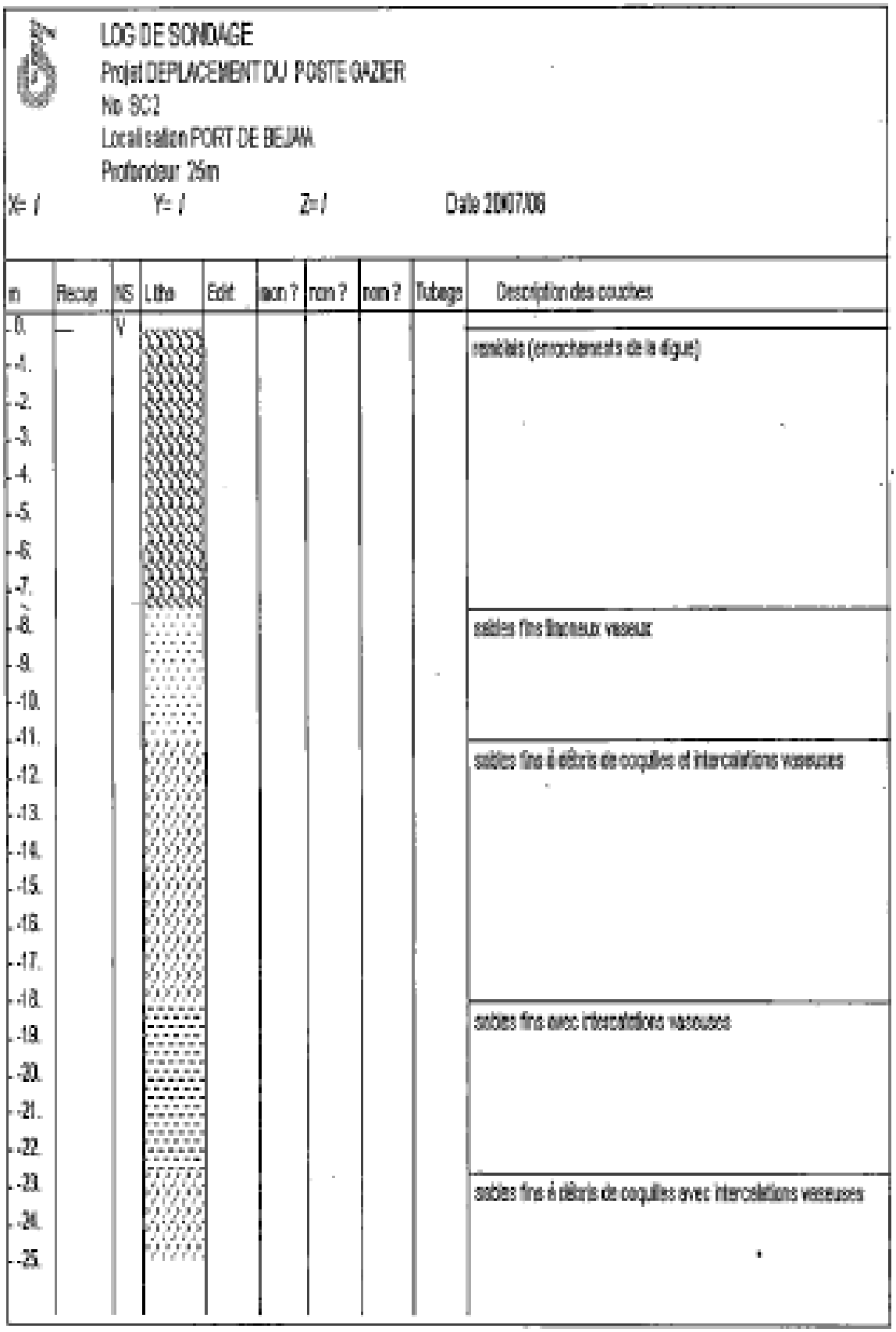






3. Essais in situ (Sondages carottés)





LOG DE SONDAGE

Projet DEPLACEMENT DU POSTE GAZIER

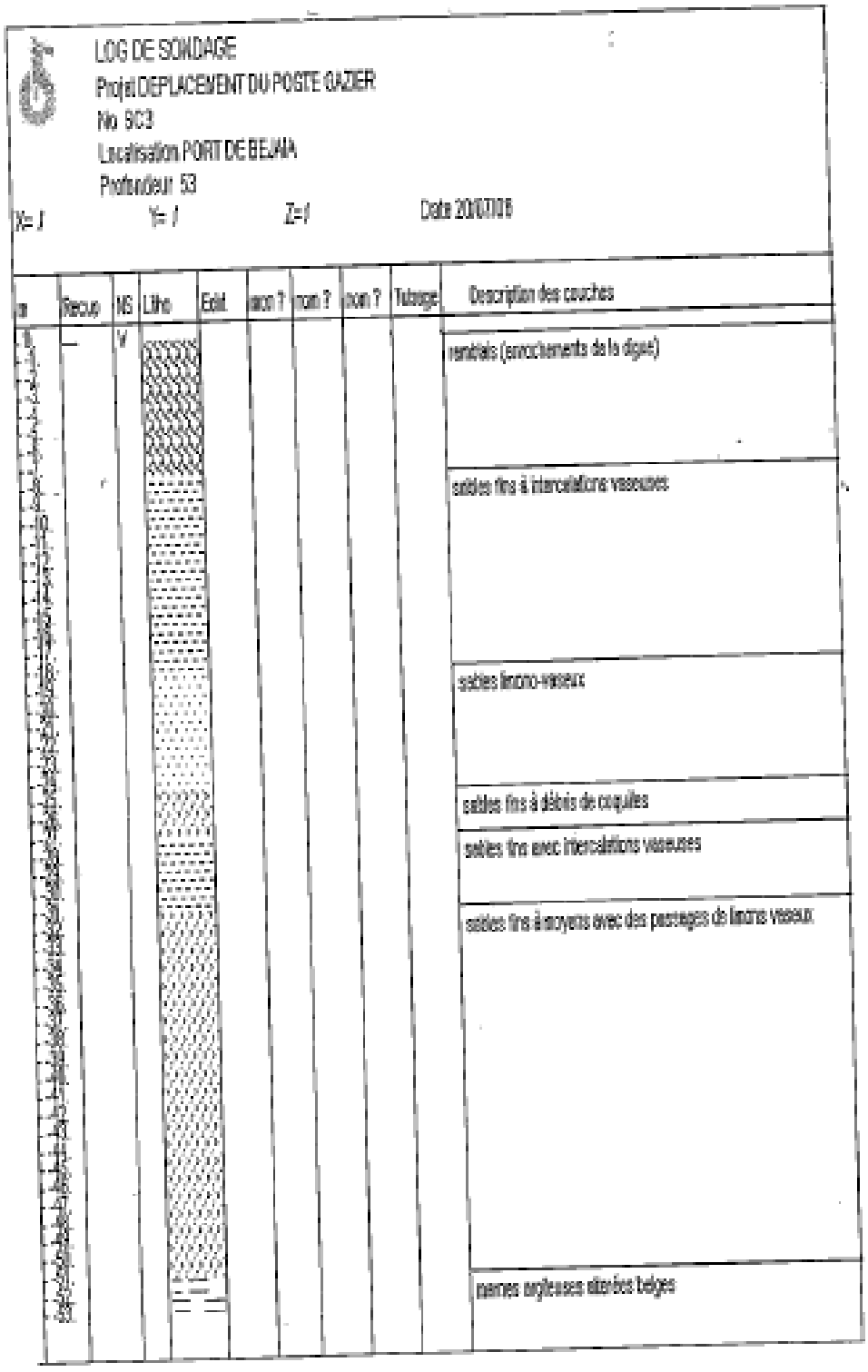
No SC2

Localisation PORT DE BEJAIA

Profondeur 25m

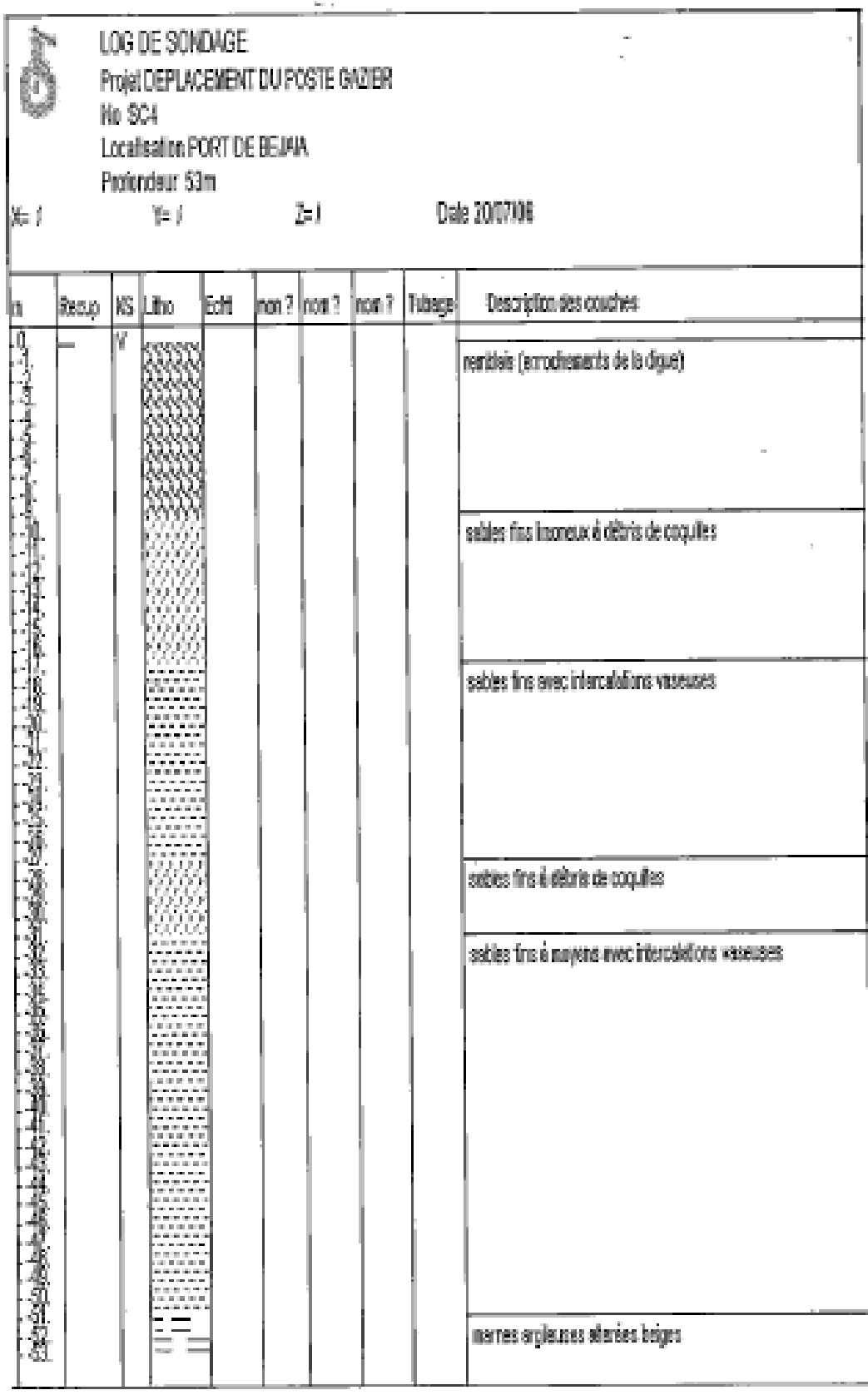
X= / Y= / Z= / Date 20/07/06

m	Recup	NS	Lithe	Edit	acon ?	rom ?	rom ?	Tubage	Description des couches
-0.	—	V							remblais (enrochements de la digue)
-1.									
-2.									
-3.									
-4.									
-5.									
-6.									
-7.									
-8.									sables fins lâcheux vaseux
-9.									
-10.									
-11.									sables fins à débris de coquilles et intercalations vaseuses
-12.									
-13.									
-14.									
-15.									
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									sables fins avec intercalations vaseuses
-20.									
-21.									
-22.									
-23.									sables fins à débris de coquilles avec intercalations vaseuses
-24.									
-25.									



LOG DE SONDAGE
Projet:DEPLACEMENT DU POSTE GAZIER
No 903
Localisation:PORT DE BEJAIA
Profondeur 53
X= 1 Y= 1 Z=1 Date 20/07/09

m	Recup	NS	Litho	Ech.	ncon ?	rcon ?	ocon ?	Tubage	Description des couches
		V							remblais (enrochements de la digue)
									sables fins à intercalations vaseuses
									sables limono-vaseux
									sables fins à débris de coquilles
									sables fins avec intercalations vaseuses
									sables fins à moyens avec des passages de limons vaseux
									marnes argileuses altérées beiges

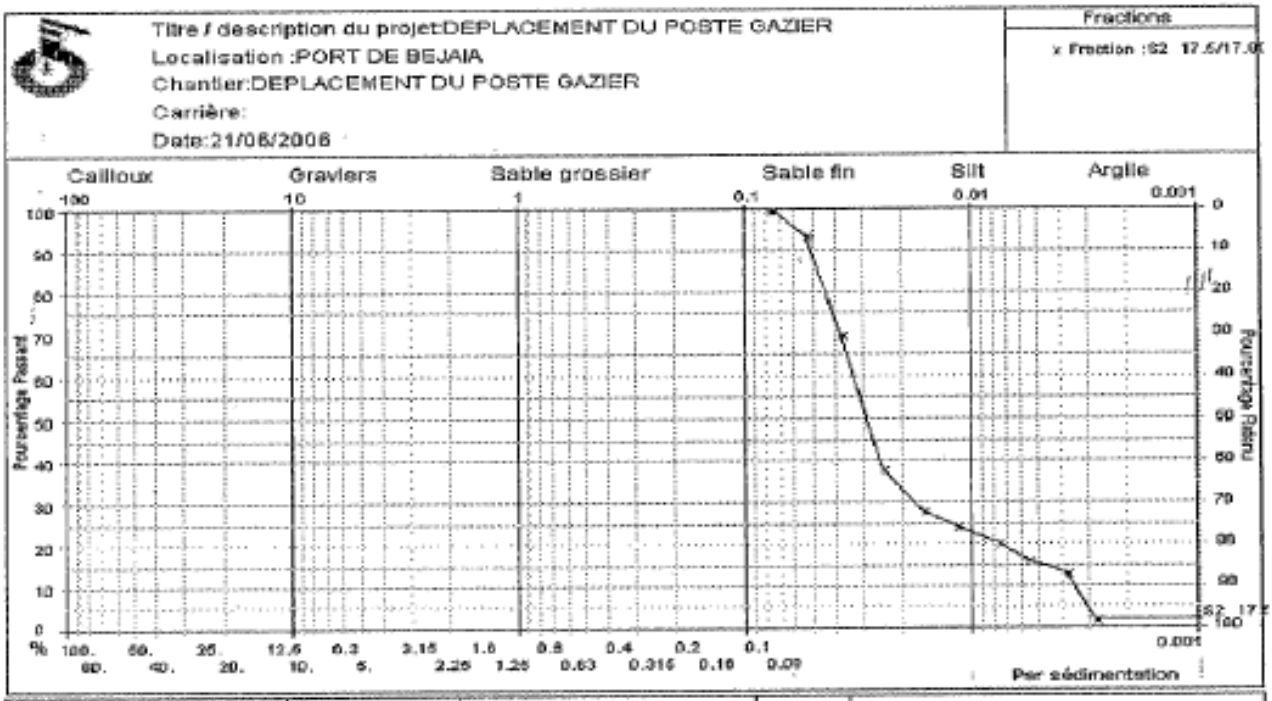


LOG DE SONDAGE
Projet DEPLACEMENT DU POSTE GAZIER
No SC4
Localisation PORT DE BEJAIA
Profondeur 53m
X= / Y= / Z= / Date 20/07/06

m	Recup	MS	Litho	Echt	mon ?	mon ?	mon ?	Tubage	Description des couches
0	—	V							remblais (enrochements de la digue)
									sables fins lâcheux à débris de coquilles
									sables fins avec intercalations vaseuses
									sables fins à débris de coquilles
									sables fins à moyens avec intercalations vaseuses
									marnes argileuses altérées beiges

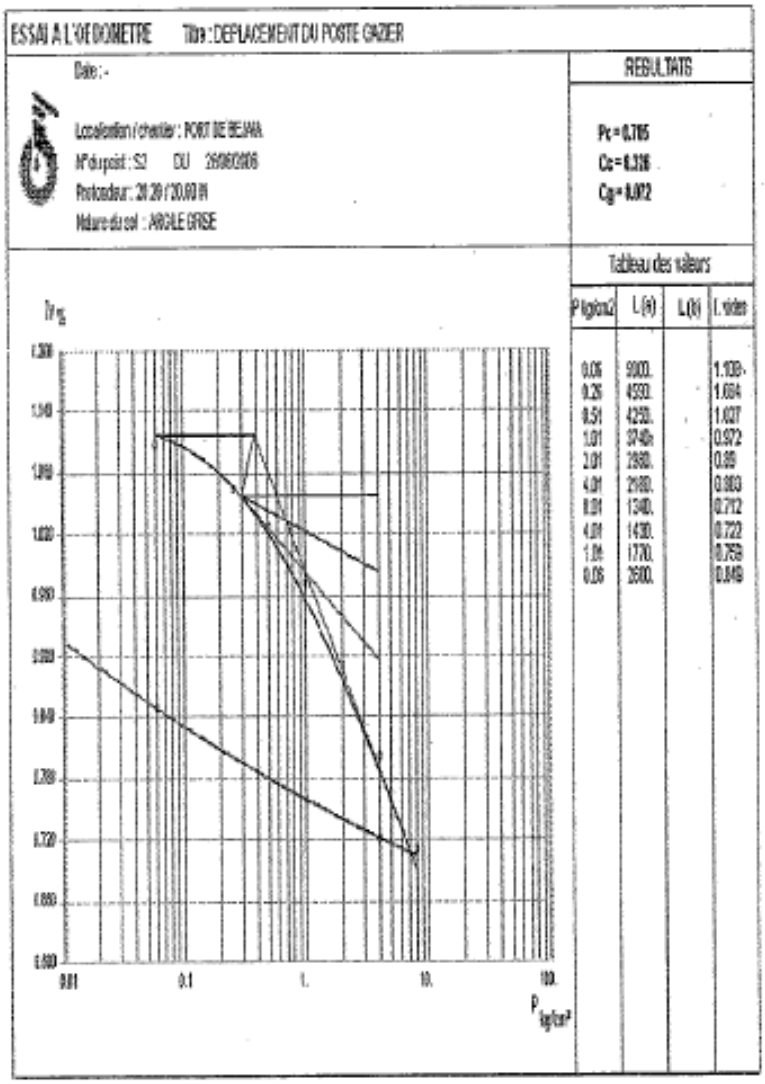
4. Essais de Laboratoire

4.1. Analyses granulométriques



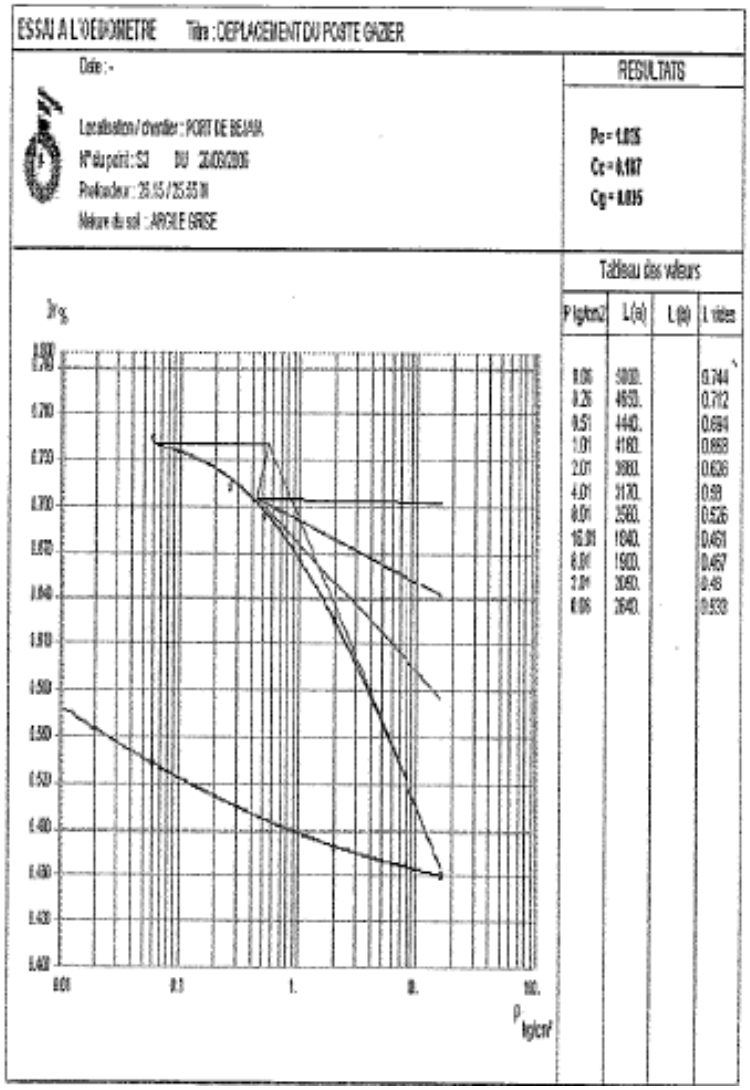
	% <0,08 mm	LIMITE D'ATTERBERG			ES	
		LL	IP	LR		
Ech.....						
Ech.....						
Ech.....						

4.2. Essais oedométrique



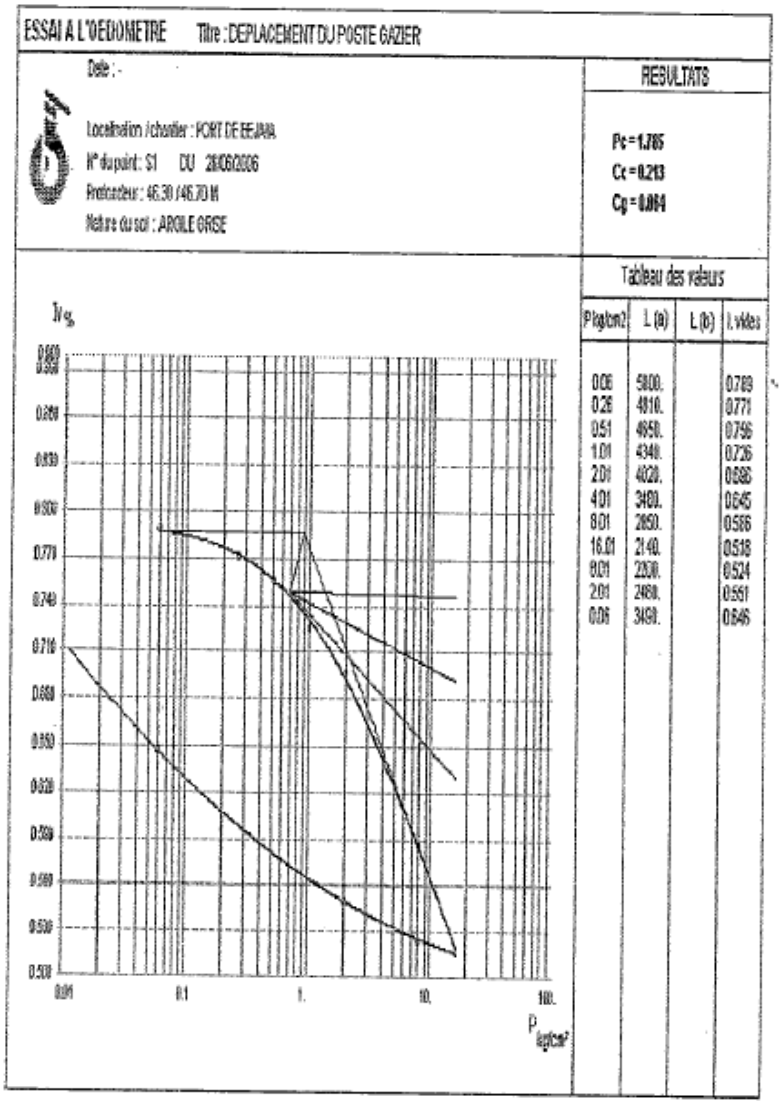
Pc=0.785
Cc=0.326
Cg=0.072

P Kg/cm²	L(a)	L(b)	L vides
0.06	5000		1.100
0.26	4500		1.064
0.51	4250		1.027
1.01	3740		0.972
2.01	2980		0.89
4.01	2100		0.803
8.01	1340		0.712
4.01	1430		0.722
1.01	1770		0.753
0.06	2600		0.849



Pc=1.035
Cc=0.187
Cg=0.035

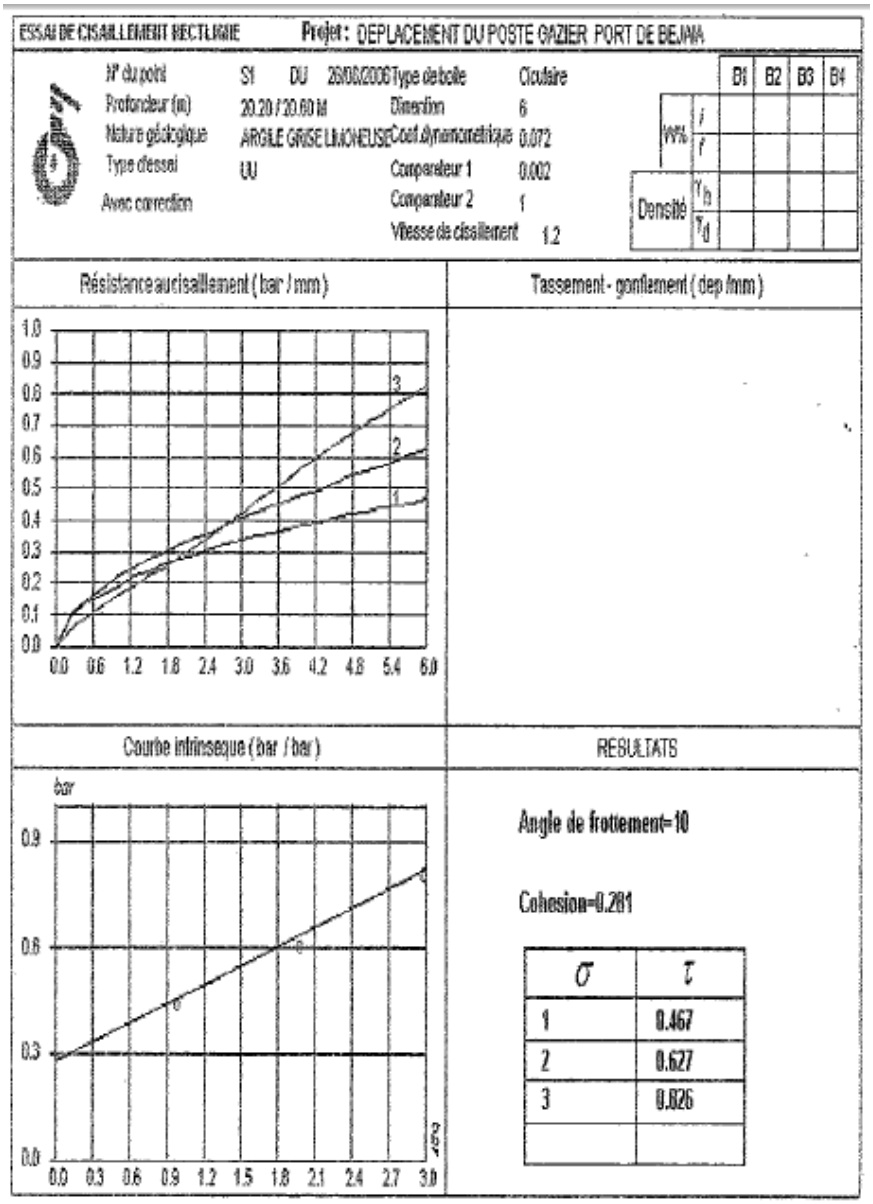
P Kg/cm²	L(a)	L(b)	L vides
0.06	5000		0.744
0.26	4650		0.712
0.51	4440		0.694
1.01	4160		0.668
2.01	3660		0.626
4.01	3170		0.58
8.01	2560		0.526
16.01	1840		0.461
8.01	1900		0.467
2.01	2050		0.48
0.06	2640		0.533



Pc=1.785
Cc=0.213
Cg=0.064

P Kg/cm²	L(a)	L(b)	L vides
0.06	5000		0.783
0.26	4810		0.771
0.51	4650		0.756
1.01	4340		0.726
2.01	4020		0.636
4.01	3480		0.645
8.01	2850		0.586
16.01	2140		0.518
8.01	2200		0.524
2.01	2480		0.551
0.06	3490		0.646

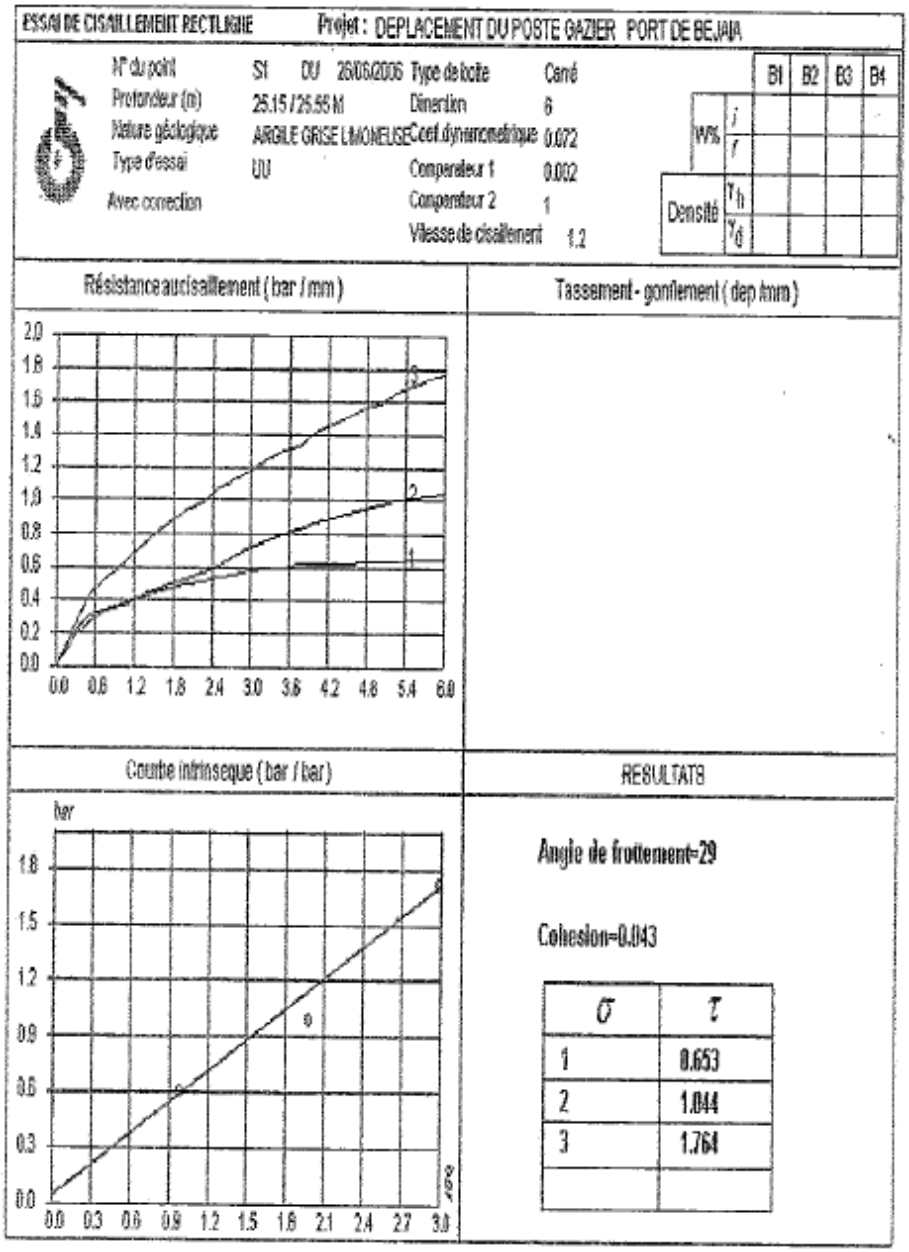
4.3. Essais de cisaillement rectiligne



Angle de frottement = 10

Cohésion = 0.281

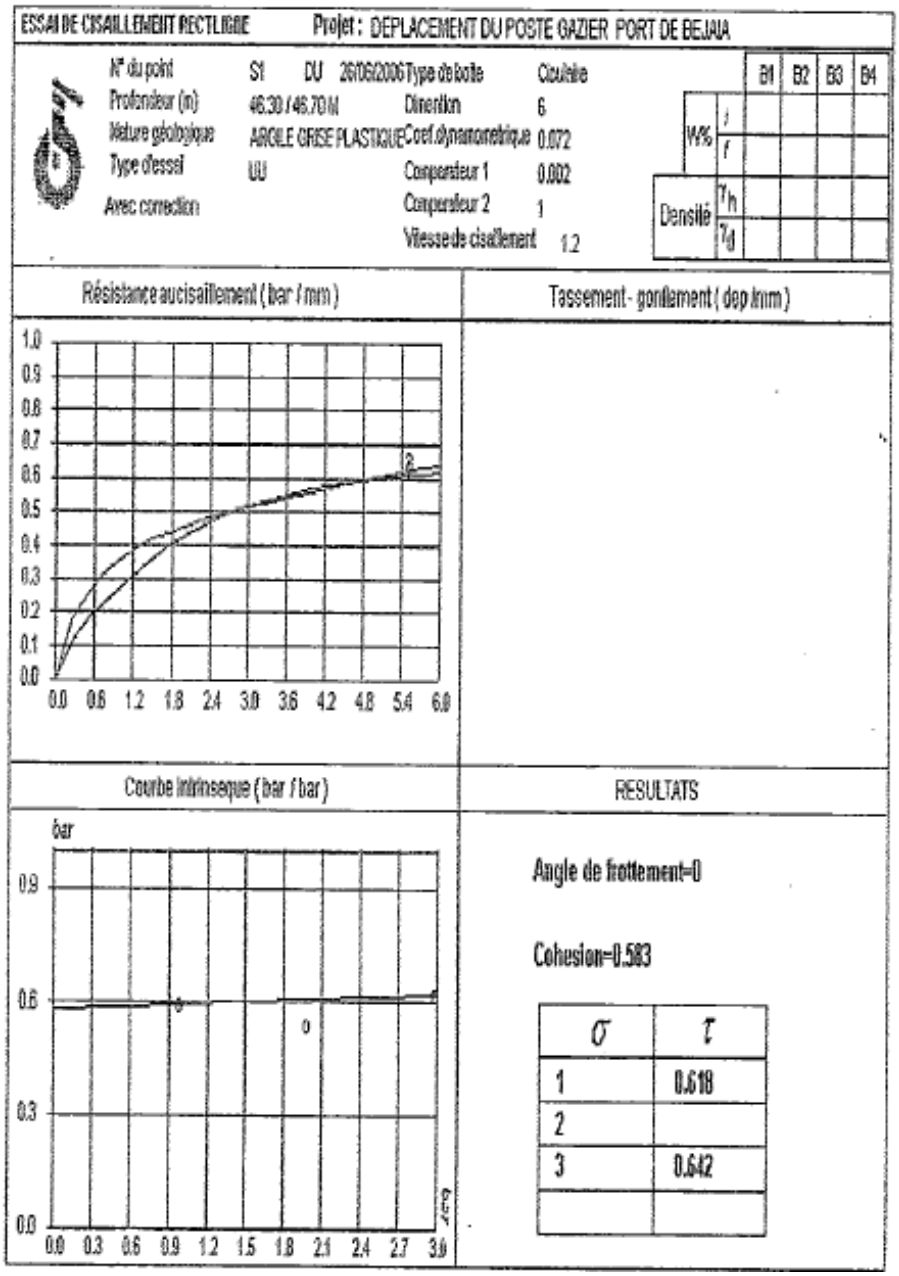
σ	τ
1	0.467
2	0.627
3	0.826



Angle de frottement = 29

Cohésion = 0.043

σ	τ
1	0.653
2	1.044
3	1.764



Angle de frottement = 0

Cohésion = 0.583

σ	τ
1	0.618
2	
3	0.642