

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abderrahmane Mira – Bejaia



Faculté de Technologie.
Département de Génie civil.

Thème :

Dimensionnement d'un quai en palplanche
Cas d'étude : quai poste 25 qui se situ au port de
Bejaia.

Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil ;
option géotechnique.

Préparés par :

AOUCHICHE Sabrina.

BARKOU Tassadit.

Encadré par :

Madame ATTIL Souad.

jury :

Mr BENDADOUCHE.

Mme BOUCHE.

Année Universitaire 2014 - 2015

Résumé

En Algérie, l'instauration du service maritime reste un grand pas d'intérêt économique très important. Justement le port de Bejaia a bénéficié de plusieurs projets notamment, l'extension du quai poste 25, qui représente notre cas d'étude.

Nous citons en premier lieu, des généralités sur les ouvrages portuaires, en détaillant notre ouvrage.

Dans un second temps, nous entamons la partie pratique, ou nous traitons les aspects techniques du dimensionnement du quai poste 25. Ainsi que sa méthode de calcul et son mode de réalisation.

Enfin, une fois les différents éléments, sont déterminés, nous allons tenter de choisir le type de palplanches adéquat, pour rendre le quai, plus résistant et capable de recevoir les différents navires.

Remerciements

On tiens a la fin de ce travail a remercier le bon dieu "Allah" le tous puissant de nous avoir donné la fois et nous a permis d'en arriver là.

On voudrais tout d'abord adresser toute notre gratitude a notre promotrice Madame Attil Souad, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribuer a alimenter notre réflexion.

*On désire aussi remercier très sincèrement en particulier Mr **Khefache**, Mr **Ramzi Helloune**, Mr **Bouzekri** et Mme **Moussaoui**; qui nous ont toujours accueilli, et enrichi nos connaissance, et pousser d'aller de plus en plus loin.*

Et enfin remercier tous les enseignants du département de génie civil, de l'université Abderrahmane Mira de Bejaia, pour leurs soutiens estimables durant tout notre cursus; Ainsi que toutes les personnes qui nous ont aidé de prés ou de loin a finalisé ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

La personne la plus chère dans le monde, la lumière de ma vie, la source de tendresse, celle qui a sacrifiée et souffert les plus belles années de sa vie pour me voir un jour réussir :

♥♥ *Ma chère mère* ♥♥

A mon cher père, le plus noble, qui par son courage a consacré tous ses efforts et ses moyens pour m'aider à accomplir ce mémoire et pour réussir.

A mes chères Sœurs Fouria, Sabrina, Tiziri et Hinouche

Ames chers frères Yamine et sa femme Dalila, Slim, Salah et Titus

Au chères petites Eliana et sa nouvelle sœur Doress

A mes chers amis : Kiki, Faycel et Slimane.

A mes chères amies : Katia et Kahina.

Tesse

Dédicace

*Avec les sentiments de gratitude les plus sincères
Je dédie ce modeste travail à :*

♥♥ Ma très chère mère ♥♥

*Pour son amour et ces sacrifices, celle qui m'accompagné durant les
moments de ma vie et qui m'aidé de chercher la voie de ma vie ; grâce à
ces prières et ces précieux conseils.*

♥♥ Mon cher père ♥♥

*Qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de
l'enseignement.*

Mon cher frère; Zahir et sa femme Warda

Au chers petits ; Amine, Yahya et Nawal.

Mon cher frère; Mohamed et ça femme Rahma.

Mon cher frère; Omar.

Mes chères Sœurs ; khokha, Messaàd, Fatiha et Nassima

Ainsi leurs maris et leurs chers petits.

Tous ceux qui portent le nom « AOUCHICHE ».

Mes chers amis et Tous ceux qui m'aiment.

SABRINA

LISTE DES INDICES

- Q : Surcharge d'exploitation (t/m^2).
- β ($^\circ$) : Angle d'inclinaison de terre-plein avec l'horizontale.
- λ ($^\circ$) : Inclinaison du mur (rideau) sur la verticale.
- φ ($^\circ$) : Angle de frottement interne.
- C (t/m^3) : Cohésion du sol.
- δ ($^\circ$) : Angle de frottement sol-écran (rideau).
- γ (t/m^3) : Poids spécifique du sol hors d'eau.
- γ' (t/m^3) : Poids spécifique déjaugé.
- γ_w (t/m^3) : Masse volumique de l'eau de mer (dans notre cas).
- K_a : Coefficient de poussé actif des terres.
- K_p : Coefficient du buté passif des terre.
- q : Surcharge de la couche situé au dessus de la couche étudié (t/m^2).
- σ_v : Contrainte verticale des terres (t/m^2).
- σ_h : Contrainte horizontale des terres (t/m^2).
- σ_q : Contrainte du à la surcharge (t/m^2).
- Z : Profondeur d'une ou plusieurs couches de sol (en m).
- f_0 : Fiche obtenu avant majoration (en m).
- f : Fiche totale obtenu après majoration (en m).
- T : Force d'ancrage(tonne).
- R : Résultante de contre butée.
- σ_{adm} : Contrainte admissible (Mpa).
- σ_e : Limite élastique de l'acier (Mpa).
- M^{max} : Moment maximal (t.m).
- I/V_{mini} ou W_{el} : Moment d'inertie (cm^4/m).
- w : Module de flexion élastique (cm^3/m).
- g : accélération de la pesanteur $g=9.81 m/s^2$.
- V : vitesse d'accostage (m/s).
- K : coefficient d'accostage.
- k_h : Coefficient séismique horizontal.
- k_v : Coefficient séismique verticale.
- e : Dénivellation.
- P : Poids total du mur de quai (t/m^2).

LISTE DES TABLEAUX

Etude théorique

Chapitre II

Tableau II.1 : Caractéristiques des différents quais existants dans le port de Bejaia.....15

Tableau II.2 : Caractéristiques des différents ouvrages de protection existants dans le port de Bejaia.....15

Tableau II.3 : Comparaisons des variantes.....18

Chapitre III

Tableau III.1 : Les différents profils de palplanches en acier.....23

Etude pratique

Chapitre I

Tableau I.1: Présentation des différents sondages réalisés.....29

Tableau I.2 : Type de sol constaté dans le sondage n° 1 pour chaque distance de profondeur.....30

Tableau I.3 : Type de sol constaté dans le sondage n°2 pour chaque distance de profondeur.....30

Tableau I.4 : Type de sol constaté dans le sondage n°3 pour chaque distance de profondeur.....31

Tableau I.5 : Résultats de Pressiomètre Ménard n°1.....32

Tableau I.6 : Résultats de Pressiomètre Ménard n°2.....32

Tableau I.7 : Résultats de Standart Pénétration Test n°1.....33

Tableau I.8 : Résultats de Standart Pénétration Test n°2.....34

Tableau I.9 : Résultats de Pressiomètre Ménard n°1.....36

Tableau I.10 : Résultats de Pressiomètre Ménard n°2.....37

Tableau I.11 : Présentation des différents essais réalisés.....38

Tableau I.12 : Classification triangulaire pour les différents échantillons.....39

Tableau I.13 : Classification de sols grenus selon la méthode « L C P C ».....40

Tableau I.14 : Résultats des essais d'Equivalent de sable pour les différents échantillon.....41

Tableau I.15 : Résultats des essais d'analyse chimique pour les différents échantillons.....43

Chapitre II

Tableau II.1 : Coefficient de poussée et butée (d'après Caquot-Kerisel).....45

Tableau II.2 : Les forces dues aux poussées et butées des terres.....46

Tableau II.3 : Les poussées dues aux surcharges.....46

Tableau II.4 : Récapitulation des forces et moments de poussés et de butée (dynamique).....	47
Tableau II.5 : Récapitulation des forces et moments des surcharges.....	48
Tableau II.6 : Récapitulation des moments des poussées et butées des terres.....	49

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Récapitulation de l'effort d'amarrage.....	60
Tableau IV.2 : Récapitulation de la poussée hydrodynamique.....	61
Tableau IV.3 : Récapitulation de la poussée hydrostatique.....	62
Tableau IV.4 : Forces et moments dues au séisme.....	63
Tableau IV.5 : Chariot élévateur.....	63
Tableau IV.6 : Les poussées dues aux chariots.....	65

Chapitre V

Tableau V.1 : Coefficient de poussée et butée (d'après Caquot-Kerisel).....	68
Tableau V.2 : Les forces dues aux poussées et butées des terres.....	68
Tableau V.3 : Les poussées dues aux charges (statique).....	69
Tableau V.4 : Récapitulation des forces et moments des surcharges (statique).....	70
Tableau V.5 : Récapitulation des forces et moments de poussées et de butée (statique).....	70
Tableau V.6 : Récapitulation des forces et moments dues au chariot, bollard, marnage. (statique).....	71
Tableau V.7 : Combinaison fondamentale des charges (cas statique).....	71
Tableau V.8 : Combinaison d'action du cas N°1 (statique).....	71
Tableau V.9 : Récapitulation des moments des poussées et butées des terres.....	73
Tableau V.10 : Combinaison d'action du cas N°2 (statique).....	74
Tableau V.11 : Récapitulation de la fiche du cas N°2 (statique).....	74
Tableau V.12 : Combinaison d'action du cas N°3 (statique).....	74
Tableau V.13 : Récapitulation de la fiche dans le cas N°3 (statique).....	75
Tableau V.14 : les forces dues aux poussées des terres (dynamique).....	76
Tableau V.15 : les poussées dues aux surcharges (dynamique).....	76
Tableau V.16 : récapitulation des forces et moments de poussées et de butée (dynamique)..	78
Tableau V.17 : récapitulation des forces et moments des surcharges (dynamique).....	78
Tableau V.18 : récapitulation des forces et moments dues au chariot, bollard, marnage (dynamique).....	79
Tableau V.19 : Combinaison fondamentale des charges (cas dynamique).....	79
Tableau V.20 : combinaison d'action du cas N°1 (dynamique).....	79

Tableau V.21 : combinaison d'action du cas N°2 (dynamique).....	80
Tableau V.22 : Récapitulation de la fiche du cas N°2 (dynamique).....	81
Tableau V.23 : Combinaison d'action du cas N°3 (dynamique).....	81
Tableau V.24 : Combinaison d'action du cas N°3 (dynamique).....	81

LISTE DES FIGURES

Etude théorique

Chapitre I

Figure I.1 : Plan de masse d'un port.....	3
Figure I.2 : Quai en blocs pleins de béton.....	8
Figure I.3 : Quai en blocs évidés.....	8
Figure I.4 : Quai en caisson.....	9
Figure I.5 : Quai en rideau de palplanches.....	10
Figure I.6 : Quais mixte.....	10
Figure I.7 : Quai sur pieux.....	11

Chapitre II

Figure II.1 : Localisation des trois bassins du Port de Bejaia.....	14
Figure II.2 : Localisation de nouveau quai.....	16
Figure II.3 : Localisation géographique de la zone du projet.....	17

Chapitre III

Figure III.1 : Image représentant un rideau de palplanche type acier dans le port de Béjaia.....	20
Figure III.2 : Images pour un soutènement des terres par un rideau de palplanche.....	21
Figure III.3 : Les éléments constitutifs d'une palplanche double.....	22
Figure III.4 : Image pour un guide de palplanche au niveau du port de Béjaia.....	23
Figure III.5 : Images pour des rideaux de palplanche type HZ/AZ au niveau du port de Béjaia.....	24
Figure III.6 : Images pour un exemple de rideau mixte tube et de caisson.....	25
Figure III.7 : Schéma pour des serrures avec angle de débattement maximal 5°.....	25
Figure III.8 : Schéma pour les différents types de raccords.....	26

Etude pratique

Chapitre II

Figure II.1 : Coupe du sol.....	45
Figure II.2 : Diagramme des contraintes de la partie 'AI'.....	47
Figure II.3 : Diagramme des poussées dues aux surcharges.....	48
Figure II.4 : Diagramme des contraintes de la partie 'IO'.....	49
Figure II.5 : Palplanche AZ46.....	50

Chapitre III

Figure III.1 : Caractéristique d'un navire.....	52
Figure III.2 : Donnée sur le navire.....	52
Figure III.3 : Un bollard.....	54
Figure III.4 : Une défense d'accostage.....	54
Figure III.5 : Déplacement du navire.....	56
Figure III.6 : Dimensions de la défense.....	57
Figure III.7 : Echelle de sécurité.....	58

Chapitre IV

Figure IV.1 : Poussée hydrodynamique.....	60
Figure IV.2 : La marrée.....	61
Figure IV.3 : Surface d'impact.....	64
Figure IV.4 : Vue en plan de chariot élévateur.....	64
Figure IV.5 : Poussée de chariot élévateur.....	65
Figure IV.6 : Vue en plan.....	65

Chapitre V

Figure V.1 : Diagramme des contraintes poussées butée des terres (statique).....	69
Figure IV.2 : Diagramme des contraintes de la partie 'IO' (statique).....	72
Figure IV.3 : Diagramme des poussées dues aux surcharges (dynamique).....	77
Figure IV.4 : Diagramme des contraintes de la partie 'AI' (dynamique).....	77
Figure IV.5 : Diagramme des contraintes de la partie 'IO' (dynamique).....	80
Figure IV.6 : Rideau mixtes en profil HZ1180M D-12 /AZ18-700.....	82

Chapitre VI

Figure VI.1 : Rideau d'ancrage.....	84
Figure VI.2 : Diagramme des contraintes poussées butées des terres.....	84
Figure VI.3 : Position d'ancrage.....	86
Figure VI.4 : Prisme de butée du rideau d'ancrage.....	87
Figure VI.5 : Position de l'ancrage par rapport au mur de quai.....	87
Figure VI.6 : Inclinaison du tirant.....	90
Figure VI.7 : La disposition des liernes dans un rideau de palplanches.....	91

SOMMAIRE

Liste des indices

Liste des tableaux

Liste des figures

Etude théorique

Introduction générale.....1

Chapitre I : Généralités sur les ouvrages portuaires.

I.1.Introduction3

I.2.Définition d'un port3

I.3.Le rôle des ports3

I.4.Différents types de ports4

I.5.Principaux types d'ouvrages maritimes5

 I.5.1.Les ouvrages de protection5

 I.5.2.Les ouvrages d'accostage et d'amarrage6

I.6.Les fonctions assurées par les quais7

I.7.Classifications des quais7

I.7.1.Ouvrages d'accostage sur sol de bonne portance7

 I.7.1.1.Quais en blocs de béton.....8

 I.7.1.2.Quais en caissons échoués ou havés.....9

I.7.2.Ouvrages d'accostage sur sol de faible portance9

 I.7.2.1.Quais en rideau de palplanches9

 I.7.2.2.Quais mixte10

 I.7.2.3.Les quais sur pieux11

I.8.Conclusion12

Chapitre II : Description de l'ouvrage.

II.1.Introduction.....13

II.2.Historique du port de Bejaia.....13

II.3.Situation géographique du port de Bejaia13

II.4.Sismicité de Bejaïa14

II.5.Infrastructures du port de Bejaia.....15

II.6.Description du nouveau quai16

II.7.Affectation et implantation du nouveau quai poste 25.....17

II.8.Le choix de la variante	17
II.8.1.Les différents types de variantes.....	17
II.8.1.1.Quais en bloc de béton	17
II.8.1.2.Quais en caissons.....	18
II.8.1.3.Quais en palplanches	18
II.8.2.Critère de choix.....	18
II.9. Conclusion.....	19
Chapitre III : Les rideaux de palplanches.	
III.1.Introduction	20
III.2. La résistance et la stabilité de l'ouvrage	20
III.3. Généralité sur les palplanches.....	20
III.3.1. Définition des palplanches	20
III.3.2. Différents type de palplanche	21
III.4. Type des rideaux de palplanches	24
III.4. 1. Rideaux mixtes (Rideau à fort module type HZ/AZ).....	24
III.4. 2. Les palplanches plates	24
III.4.3. Les rideaux mixtes tubes ou en caisson	24
III.5. Système de raccord	25
III.6. Dimensionnement d'un rideau de palplanche.....	26
III.6.1 Les trois phases principales d'étude d'un rideau en palplanche.....	26
III.6.2. Méthode de calcul des palplanches	26
III.6.3. Reconnaissance avant dimensionnement	27
III.6.4. L'objectif du dimensionnement	27
III.6.5. La méthode analytique de Blum ou de la poutre équivalente.....	27
III.6.6. Conditions d'appuis d'un rideau de palplanche dans le sol.....	27
III.6.7. Présentation du modèle de Blum.....	27
III.6.8. Principe de la poutre équivalente	28
III.6.9.Choix d'une palplanche et vérification	28
III.7.Conclusion.....	28

Etude pratique**Chapitre I : Reconnaissances géotechniques.**

I.1.Introduction.....	29
I.2.Les essais in-situ.....	29
I.2.1. Sondages.....	29
I.2.1.1. Sondage carotté.....	29
I.2.1.2 Sondage pressiométriques	31
I.2.3. Sondage pénétrométrique.....	32
I.2.3.1. Essai standard pénétration Test « SPT ».....	32
I.2.4. Essai au pénétromètre statique « CPT ».....	34
I.3. Essais réalisés au laboratoire.....	38
I.3.1. Données granulométriques.....	38
I.3.1.1. Analyse granulométrique par Sédimentation	38
I.3.1.2. Classification triangulaire.....	39
I.3.1.3. Classification des sols grenus.....	40
I.3.2. Equivalent de sable	40
I.3.3. Analyse chimique.....	41
I.3.3.1. Teneur en Carbonate « CaCO_3 » (Méthode de calcimètre).....	41
I.3.3.2. Insoluble.....	42
I.3.3.3. Determinacion du gypse CASO-2H ₂ O.....	42
I.3.3.4. Dosage des chlorures évalué en NaCL.....	42
I.4. Conclusion.....	43

Chapitre II : Prédimensionnement de la palplanche

II.1.Introduction.....	44
II.2.Donnée de sol de fondation.....	44
II.3. Prédimensionnement de la palplanche.....	45
II.3.1.Détermination des coefficients de poussée et butée.....	45
II.3.2.Calcul des contraintes de poussées et de butées	45
II.3.3.Calcul des Poussées due aux surcharges	46
II.3.4.Calcul de point de contrainte résiduelle nulle dans le rideau de palplanche	46
II.3.5.Calcul de la fiche totale des palplanches.....	47
II.4.Calcul du moment fléchissant maximum.....	50
II.5.Choix de type de la palplanche.....	50
II.6.Conclusion.....	51

Chapitre III : Répartition et caractéristiques des appareils.

III.1.Introduction	52
III.2.Taille du navire de projet.....	52
III.3.Déplacement d'un navire	53
III.4.Equipement de quai.....	53
III.4.1.Bollard	53
III.4.1.1.Disposition et charges des bollards.....	54
III.4.2.Les défenses d'accostage	54
III.4.2.1.Disposition et caractéristiques des défenses d'accostage.....	55
III.4.2.1.1.Caractéristiques des défenses.....	55
III.4.2.1.2.Choix du type de défense	57
III.4.2.1.3.Qualités et spécifices.....	58
III.4.3. Echelle de sécurité.....	58
III.5.Conclusion.....	58

Chapitre IV : Calcul des efforts agissant sur le quai.

IV.1.Introduction.....	59
IV.2. Efforts verticaux.....	59
IV.2.1.Poids propre des ouvrages	59
IV.2.2.Surcharges uniformément répartie sur le terre-plein	59
IV.3.Efforts horizontaux	59
VI.3.1.Les efforts d'accostages	59
IV.3.2.Les efforts d'amarrage	60
IV.3.3.Les forces dues à la houle	60
IV.3.4.Poussée hydrodynamique	60
IV.3.5.Poussée hydrostatique du marnage	61
IV.3.6.Les efforts sismiques.	62
IV.3.7.La poussée due au chariot élévateur	63
IV.4 Conclusion	66

Chapitre V : Calcul du rideau frontal.

V.1.Hypothèses de calcul.....	67
V.2.Combinaison de charge.....	67
V.3.Données pour le calcul	67
V.4.Calcul du rideau	68
V.4.1.Sollicitation – cas statique	68

V.4.1.1.Détermination des coefficients de poussée et butée.....	68
V.4.1.2.Calcul des contraintes de poussées et de butées.....	68
V.4.1.3.Calcul des Poussées due aux surcharges	69
V.4.1.4.Calcul de point de contrainte résiduelle nulle dans le rideau de palplanche.....	69
V.4.1.5.Calcul de la fiche totale des palplanches.....	70
V.4.1. 6.Calcul des sollicitations.....	71
a)-Combinaison d'action du cas 1 à l'ELU.....	72
b)-Combinaison d'action du cas 1 à l'ELS.....	73
V.4.2.Sollicitation, cas dynamique	75
V.4.2.1.calcul des coefficients de poussée et butée.....	75
V.4.2.2.Calcul des contraintes de poussées et de butées	76
V.4.2.3.Calcul des Poussées due aux surcharges	76
V.4.2.4.Calcul de point de contrainte résiduelle nulle dans le rideau de palplanche.....	77
V.4.2.5.Calcul de la fiche totale des palplanches.....	78
V.4.2.6.Calcul des sollicitations.....	79
V.5.Calcul du moment fléchissant maximum	81
V.6.Choix de type de la palplanche.....	81
V.7.Conclusion	82
Chapitre VI : Calcul du rideau d'ancrage.	
VI.1.Introduction.....	83
VI.2.Hypothèse de calcul.....	83
VI.3.Méthode de calcul	83
VI.4.Le calcul de la hauteur du rideau d'ancrage.....	84
VI.5.Détermination de la position d'ancrage	86
VI.5.1.Méthode de calcul	86
VI.5.2.Calcul de la position d'ancrage	87
VI.6.Choix du profil du rideau d'ancrage.....	88
VI.7.Les éléments de rigidification	89
VI.7.1.Tirants d'ancre.....	89
VI.7.1.1.Calcul des tirants	89
VI.7.2.Les liernes	91
VI.7.3. Poutre de couronnement	92
VI.8.Conclusion.....	92
Conclusion générale.....	93

Annexe A

Annexe B

Annexe C

Annexe D

Bibliographie

Introduction générale

Introduction générale

Au cours de ces dernières années, l'économie mondial s'est progressée considérablement, ce qui rend le trafic maritime un élément majeur de développement économique.

L'Algérie de sa part a pris conscience que le passage vers la mondialisation suppose forcément des efforts de mise à niveau et de modernisation de ses ports. De ce fait, il reconnaît la nécessité d'investir pour moderniser les installations existantes et tente d'y remédier en lançant une série d'actions et de projets, sur l'ensemble de ces ports, notamment le port de Bejaia.

Ce dernier présente une grande importance économique pour la ville et cela est lié à sa position géographique et, son étalement par rapport à la côte méditerranéenne, ce qui lui procure le nom de troisième port pétrolier, deuxième grand port marchand et premier port du bassin méditerranéen après le grand port d'Alger.

Compte tenu de l'accroissement du trafic et plus particulièrement celui généré par le complexe Agro-alimentaire de CEVITAL, des augmentations très importantes ont été relevées. D'où un déficit important en capacités portuaire d'entreposage et d'accostage :

Cet état de fait s'est traduit par :

- La congestion du port.
- La détérioration de la qualité de service, notamment :
 - Un temps d'attente en rade en augmentation.
 - Un temps de séjour à quai élevé.

ce qui engendre une surcapacité de fonctionnement du port, il y a donc lieu d'engager des actions de construction de nouveaux ouvrages d'accostage pour faire transiter les trafics prévus.

Et pour cela le port de Bejaia souligne plusieurs projets d'extensions, et ceci afin de pouvoir accueillir des navires de gros tonnage, ce qui lui permettra d'entamer des perspectives d'accroissement et de progrès.

L'objectif essentiel de ce travail est de traiter les différents aspects techniques d'une extension du quai, cette extension concerne le poste 25 qui consistera à la réalisation d'un quai en palplanches, sur une largeur de 170m, à une profondeur de 12m, l'achèvement de ces travaux permettra d'élargir l'aire d'entreposage.

Afin d'atteindre notre objectif, nous allons tenter de suivre la méthodologie d'approche suivante et ceci par :

- La collecte de données de base concernant le projet ; poste 25.
- Ensuite, en débutera notre mémoire par une partie théorique qui définie tous les éléments qui interagissent dans le sujet, ainsi que toutes méthodes qui pourraient intervenir dans la partie pratique.
- Après cela, on entamera la partie pratique, où nous allons présenter la méthode de calcul et de dimensionnement, des différentes palplanches métalliques.

PARTIE 01
ETUDE THEORIQUE

Chapitre « I »
**Généralités sur les ouvrages
portuaires.**

I.1.Introduction

Les ouvrages portuaires jouent un rôle considérable dans le développement d'un pays, et cela est dû à leur importance sur le point de vue économique, ce qui oblige les responsables à menés de sérieux projets pour la conservation et l'entretien de ce type d'ouvrage.

Les ouvrages portuaires sont classés selon leur importance économique, leur destination et leur nature.

I.2.Définition d'un port

Un port est un endroit situé sur le littoral maritime qui s'étend le long de la mer, il est destiné à la réception de navires.

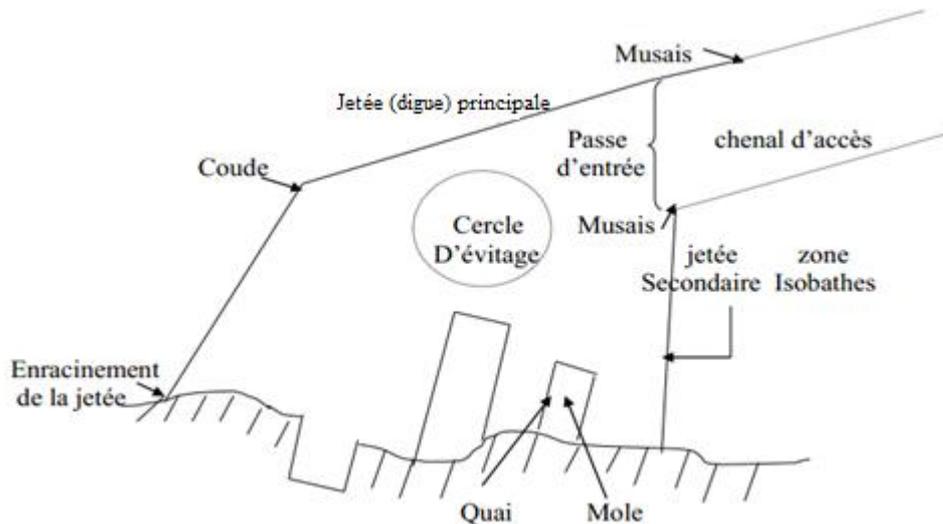


Figure I.1 : Plan de masse d'un port [17].

I.3.Le rôle des ports

Du point de vue économique un port a pour but d'assurer l'enchaînement des transports entre les voies maritimes, terrestres et ferroviaires [2].

- **Rôle industriel :** le port peut comporter des installations qui ont pour objet de transformer ou de traiter les matières premières importées ou exportées en produits semi-finis, ou finis dans des usines installées à faible distance des ports de débarquement.
- **Rôle de marché :** la fonction de transbordement des marchandises, entre les navires et la terre peut s'accompagner d'opérations commerciales telles que : l'entreposage des

marchandises faisant du port un lieu de marché qui nécessite des grands moyens de stockage et de conditionnement de la marchandise.

Sur le plan physique : un port est fait pour permettre un stationnement des navires à l'abri des mouvements de la mer et du vent, en attente d'un nouveau voyage.

I.4. Différents types de ports

Selon leurs activités et les types de bateaux accueillis, on distingue les ports de commerce, de pêche, de plaisance, et les ports militaires. Il est fréquent qu'un même port combine plusieurs activités, mais elles sont souvent séparées géographiquement, par exemple avec différents bassins [8].

a) Ports de pêche

C'est un endroit qui est aménagé pour recevoir les bateaux de pêche, et gérer l'ensemble des activités liées à la pêche et la commercialisation du poisson, ils sont les plus nombreux dans le monde, et ils sont souvent ceux dont les dimensions sont les plus réduites.

Ils comportent :

- Des ouvrages permettant l'accueil des navires et le transbordement à terre des produits de la pêche.
- Des installations de stockage et de commercialisation de ces produits.
- Des installations permettant l'avitaillement des navires en produits nécessaires à la pêche (glace, sel).
- Des équipements pour l'entretien et les réparations des navires.

b) Ports de plaisance

C'est un endroit qui est aménagé pour recevoir les bateaux de plaisance, loisir et compétition à voile et à moteur.

- Ils disposent d'ouvrages permettant l'accueil et le stationnement des bateaux.
- Ils disposent d'équipements pour la réparation et l'entretien des bateaux, ainsi que leur avitaillement, surtout pour la croisière.

c) Ports de commerce

C'est un endroit qui est aménagé pour recevoir les navires de commerce dont l'une des fonctions est le chargement, et le déchargement de marchandises commerciales et aussi d'assurer le trafic de passagers, sur les ferries et les paquebots ainsi que le transport de marchandises pour les navires cargo.

La nécessité économique d'un port de commerce est de réduire les coûts de transport terrestre Et ils doivent également comporter :

- De zones d'attente pour les cargaisons roulantes.
- Des espaces de stockage et des silos pour les marchandises solides.
- Des installations pour la construction et la réparation navales.
- Des réservoirs tuyauteries pour les marchandises liquide (pétroliers, chimiquiers).

d) Ports militaires (ou bases navales)

C'est un endroit qui est aménagé pour l'accueil et le stationnement des navires de guerre, dans des espaces abrités dans le but de protection.

Le port est localisé dans un endroit stratégique avec accès direct à la mer sans contraintes de marées, ni d'ouvrages d'accès (écluses maritimes) afin d'assurer la fiabilité et la rapidité des interventions.

Ils peuvent inclure :

- Un arsenal.
- Une école navale.
- Des installations pour l'armement et l'entretien des navires.
- Des moyens de ravitaillement, de logement et d'entraînement pour les équipages.

I.5.Principaux types d'ouvrages maritimes

Les principaux types d'ouvrages maritimes sont les ouvrages poids, dont la stabilité est assurée par leur poids propre grâce au frottement qu'ils mobilisent au niveau de l'interface avec le sol de fondation d'où l'importance que revêt, pour ce type d'ouvrage est la vérification de l'état limite de glissement.

Nous distinguons principalement les ouvrages de protection et les ouvrages d'accostage et d'amarrage [3].

I.5.1.Les ouvrages de protection

Ces ouvrages portuaires ont pour fonction de protéger un port des vagues et de courants de la mer extérieure.

Parmi ces ouvrages on peut citer : les digues à talus, verticale ou mixte.

- **Les Dignes à talus**

Elles sont constituées d'un noyau de tout-venant, recouvert de l'intérieur vers l'extérieur par un empilement de blocs naturels de granulométrie, la carapace extérieure de côté mer est constituée de blocs en béton capable de résister aux efforts imposés par le déferlement des houles sur le talus.

La digue est couverte par une structure massive en béton, arasée à un niveau assez élevé au-dessus de celui de la mer afin d'éviter son franchissement par les houles déferlantes.

- **Les digues verticales**

Elles sont constituées par une muraille de grande hauteur qui est faite de gros blocs de béton supérieurs à 100 tonnes qui sont :

- Soit empilés et liaisonnés par des puits verticaux garnis de béton légèrement armé.
- Soit par des caissons de béton armé remplis de béton maigre ou d'énrochements.

Cette muraille est fondée sur un massif d'énrochement reposant sur un radier. Lorsque L'énergie de la houle se réfléchit sur la paroi, ceci forme un clapotis d'amplitude double, et pour cela la dimension de la muraille doit être conçue de façon à éviter la houle.

Ces types de digues peuvent être accostés du côté intérieur.

- **Les digues mixtes**

Les digues mixtes Procèdent de l'un et l'autre des types précédents, Elles sont constituées d'un talus en partie inférieure surmonté d'une muraille en béton, dont la paroi extérieure est perforée afin de permettre une meilleure absorption du choc des lames.

La muraille doit être dimensionnée et structurée afin qu'elle puisse résister aux efforts des vagues déferlantes.

Ces digues ont un fonctionnement double :

- Comme digue à talus à marée basse
- Comme digues verticales à marée haute.

I.5.2. Les ouvrages d'accostage et d'amarrage

Ces ouvrages sont réalisés afin de permettre un stationnement des navires en toute sécurité dans le port ,à l'abri du vent et de la houle pour procéder à des opérations de transbordement de marchandises ou de voyageurs ,d'avitaillement, de réparation ou de remisage à flot, d'armement. Parmi ces ouvrages on peut citer : les quais, les appontements, les ducs d'albe.

- **Les appontements**

Ces ouvrages sont réalisés afin de permettre l'accueil et le stationnement des navires, ils sont isolés de la terre (ou se trouvent les installations de stockage des cargaisons) à laquelle ils sont reliés par une passerelle. Ils peuvent cependant servir à l'approche ou au dépôt de la marchandise.

- **Les ducs d'albe**

Ces ouvrages sont réalisés afin de permettre l'accostage et 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.

Les ducs d'Albe sont réalisés au moyen de tubes métalliques ou de caissons en palplanches soudées entre elles, battus verticalement dans le sol.

- **Les quais**

Ce sont des chaussées aménagées pour accostés et amarrés les navires, ils assurent une liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port, l'une des fonctions principales de ces ouvrages est le chargement et le déchargement de marchandises et de voyageurs.

Ils peuvent être :

- massif, en béton coulé en place, en paroi moulée ou constitué de blocs ou de caissons en béton préfabriqués,
- sur appui, constitué d'une plate-forme en béton armé reposant sur des piles et des pieux en béton armé.

I.6. Les fonctions assurées par les quais

- organe d'accostage et d'amarrage des navires
- Assurer une liaison entre la terre et le navire.
- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau.
- Le soutènement des terres en arrière du front de quai.
- Chargement et déchargement de passagers ou de marchandise.

Le dispositif de liaison supporte les engins de manutention et les aires de stockage, qui peuvent comporter des hangars, des terre-pleins, des chaussées et des voies ferrées. Donc une partie qui sert à la réception et au transport des marchandises ou les voyageurs.

I.7. Classifications des quais

Les quais sont classés en plusieurs types suivant leurs conditions de mise en œuvre et de possibilité d'exécution. Certains sont fondés en surface en fonction des conditions géotechniques du site et d'autre en profondeur [9].

I.7.1. Ouvrages d'accostage sur sol de bonne portance

Quand 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 (causés par l'accostage et l'amarrage des navires) et aux efforts verticaux dus à leur poids propre.

Parmi ces ouvrages on peut distinguer :

I.7.1.1. Quais en blocs de béton

Les blocs sont soit pleins soit évidés, la hauteur des quais est en général de 15 à 20m ;

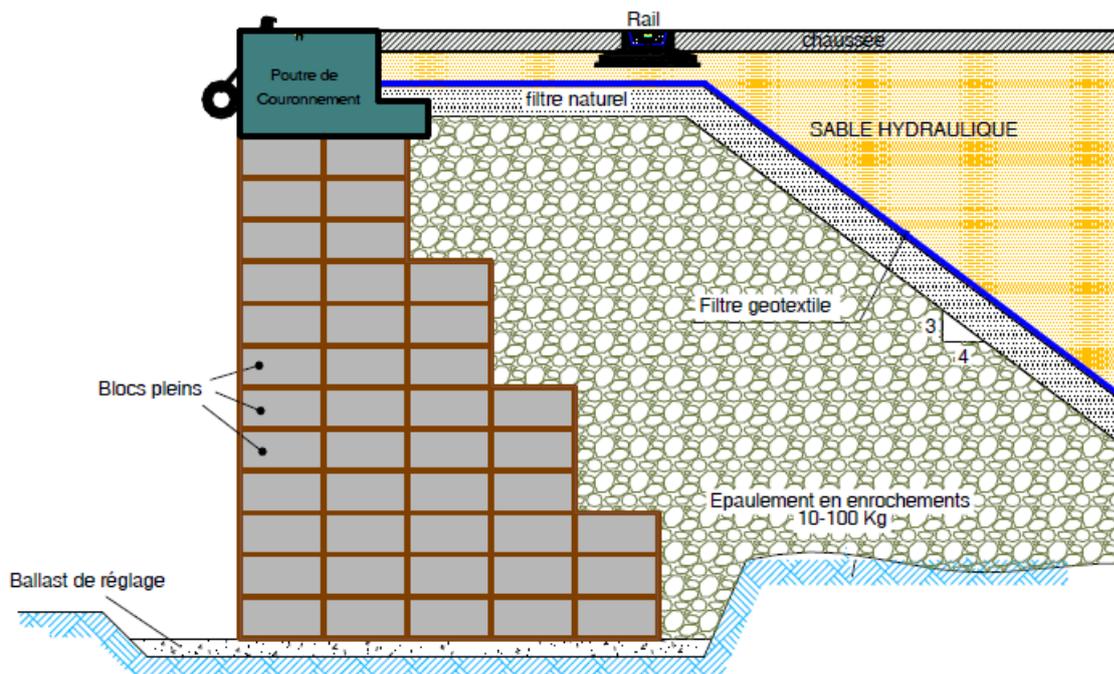


Figure I.2 : Quai en blocs pleins de béton.

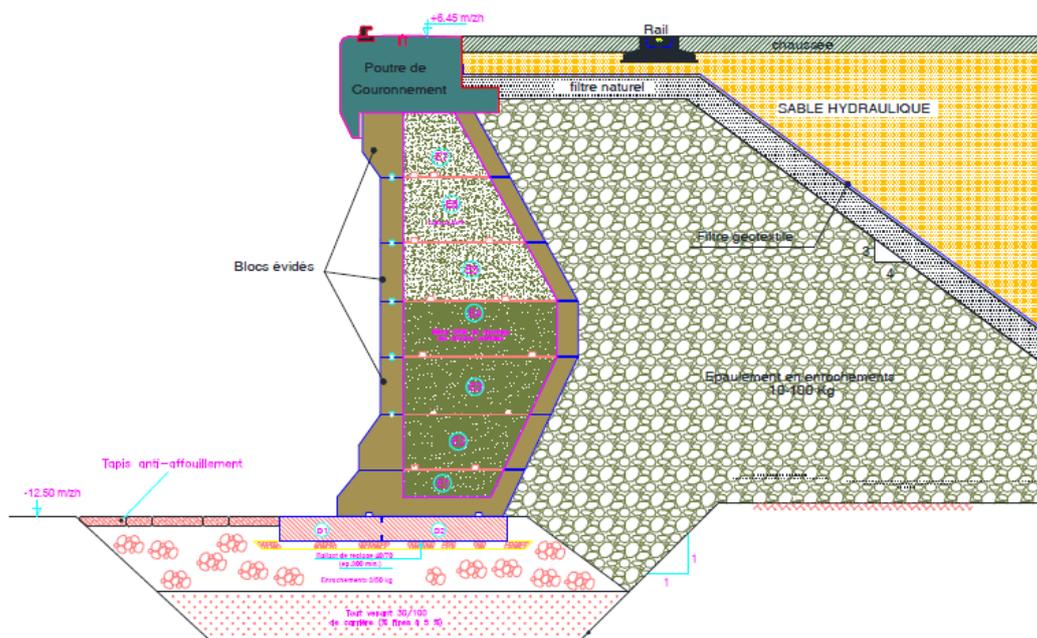


Figure I.3 : Quai en blocs évidés.

Quai en blocs évidés : On remarque la forme de la partie inférieure du mur de quai (angle négatif) qui a un double rôle : minimiser la quantité de béton, et diminuer les poussées des remblais à l'arrière.

I.7.1.2. Quais en caissons échoués ou havés

Les caissons sont généralement préfabriqués et constitués de cellules de forme cylindrique ou parallélépipédique, qui sont remplies avec un remblai, ils peuvent atteindre des hauteurs de 30m voire plus.

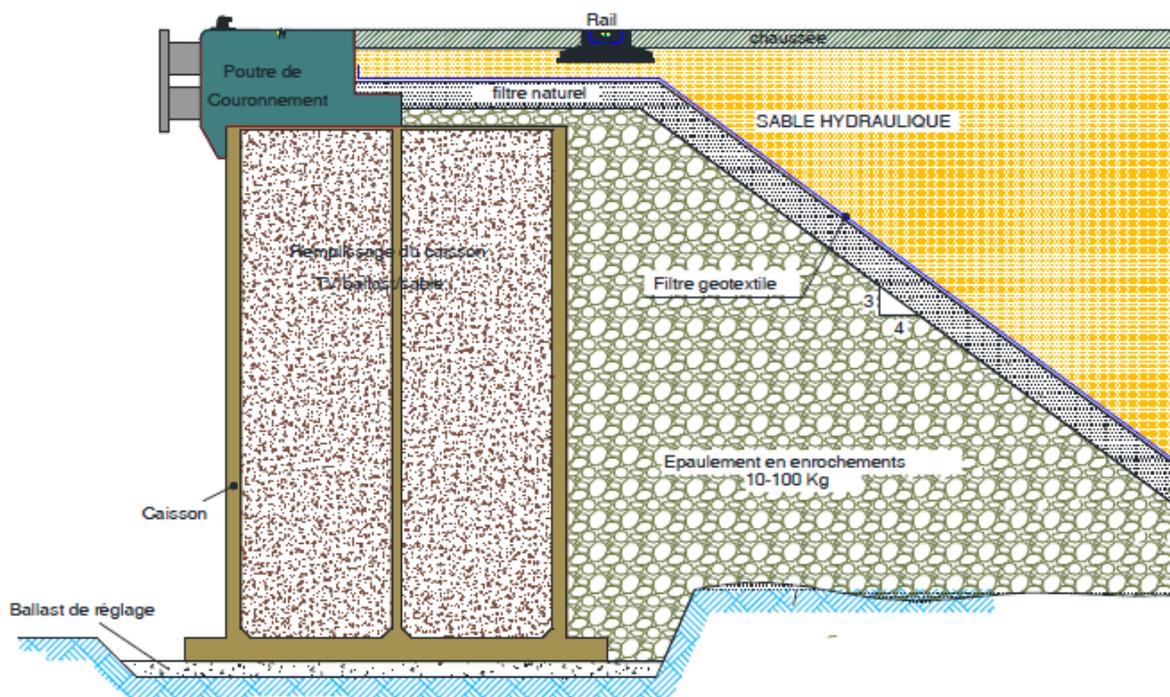


Figure I.4 : Quai en caisson.

I.7.2. Ouvrages d'accostage sur sol de faible portance

I.7.2.1. Quais en rideau de palplanches

Sont utilisés quand le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif, qui possède des caractéristiques géotechniques assurant une butée au pied du rideau capable d'équilibrer la poussée de remblai. Cas des sols sableux, de marnes ou d'argiles suffisamment compactes.

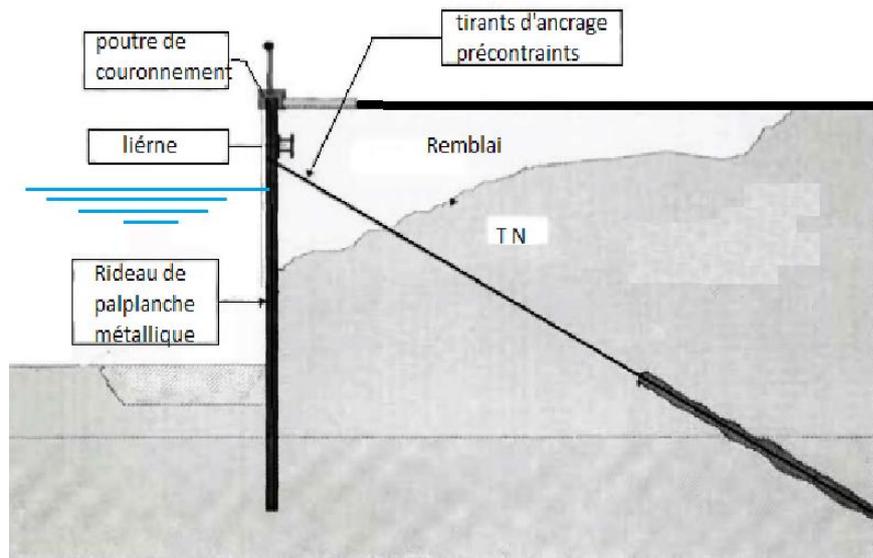


Figure I.5 : Quai en rideau de palplanches.

- **Mode d'exécution**

Les profilés sont mis en place dans le sol par les méthodes suivantes :

- Le battage : qui consiste à enfoncer un élément rigide dans le sol à l'aide d'une masse frappante.
- Le vibrofonçage : qui applique des vibrations verticales aux palplanches pour leur permettre de pénétrer dans certaines couches de sol.
- Le véringage : c'est un système de fonçage silencieux, absence de vibration pendant l'installation.

I.7.2.2. Quais mixte [16]

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.

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

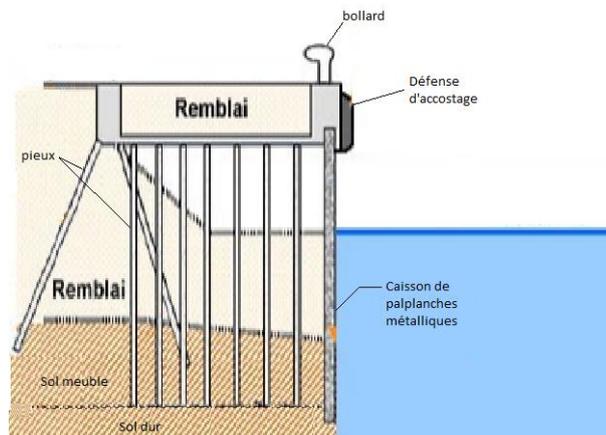


Figure I.6 : Quais mixte.

- **Mode d'exécution**

- Battage ou vibrofonçage des chemises métalliques pour pieux, jusqu'à la cote du projet.
- Mise en place des palplanches métalliques en les glissant dans les serrures soudés sur les chemises ;
- Forage et bétonnage des pieux ;
- Mise en place des tirants d'ancrages ;
- Rempiètement à l'arrière du quai ;
- Réalisation de la superstructure ;

I.7.2.3. Les quais sur pieux

Ils sont constitués par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux en béton ou en acier. Le soutènement peut se trouver en arrière de la plate-forme, ou être constitué d'un talus sous la plate-forme, qui est protégé de la houle par un revêtement d'encrochement. Ces ouvrages sont utilisés lorsque le terrain naturel est constitué d'une couche de mauvaise qualité sous laquelle existe une couche de terrain de portance à une profondeur pas trop importante.

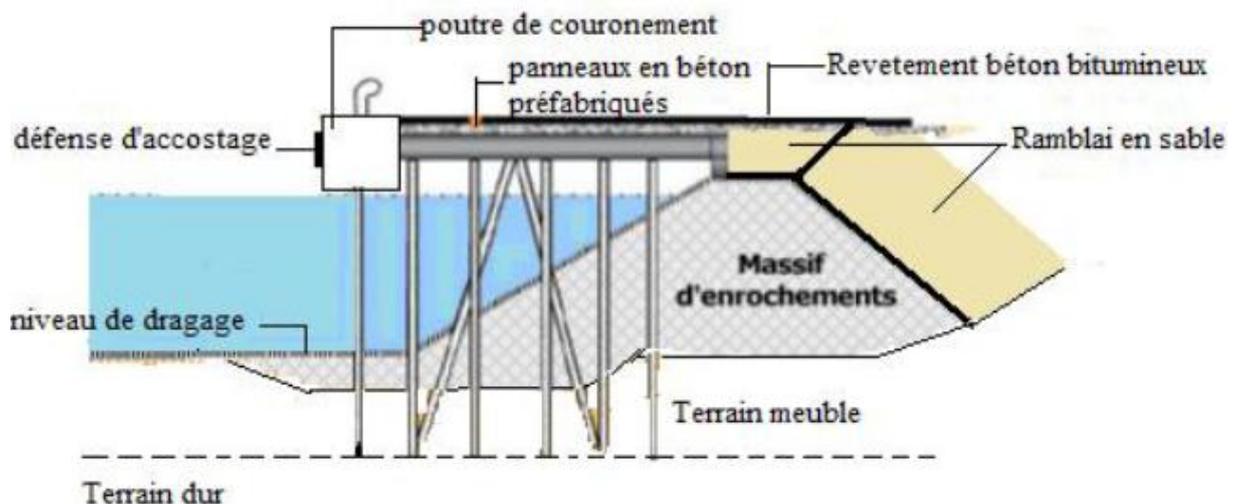


Figure I.7 : Quai sur pieux.

- **Réalisation d'un quai sur pieux**

Les principes éléments de la structure sont :

- les pieux : tube d'acier remplis de béton, battus au refus jusqu'au substratum.
- La plate-forme : reprise des efforts verticaux et lien structurel entre les pieux. Elle est formée d'un réseau triangulaire, une poutre et une dalle en béton armé.

- Le mur d'arrière-quai : appui latéral sur le remblai et des charges ponctuelles importantes sont réparties dans la plate-forme introduite par, les pieux et les tirants sous laquelle se trouve un rideau en palplanche.

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre, consacré aux généralités sur les ouvrages portuaires, on a montré les différents types d'ouvrages portuaires et les éléments qui les constituent, ces ouvrages sont classés en plusieurs types suivant leurs conditions de mise en œuvre et de possibilité d'exécution. Certains sont fondés en surface en fonction des conditions géotechniques du site et d'autres en profondeur. On s'est focalisé alors, à montrer aussi le rôle que joue un port dans l'économie d'un pays.

Chapitre « II »

Description de l'ouvrage.

II.1.Introduction

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.

II.2.Historique du port de Bejaia

Grace au dynamisme du port de cette ville, la bonne politique et les avantages douaniers, bougie a su attirer beaucoup de puissants marchands.

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 et complétés de 1870 à 1879 par des ouvrages d'accostage sommaires.
- Les travaux permettant la création d'un véritable port (dragage a moins de 7 m, établissement des jetées et des terre-pleins) datent de 1898.
- 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.

II.3.Situation géographique du port de Bejaia

Le port de Bejaia est aujourd'hui réputé mixte : hydrocarbures et marchandises générales y sont traitées. Son positionnement au cœur de la méditerranée occidentale et au centre de la cote algérienne présente une originalité économique et une place de choix sur les routes maritimes. Le port de Bejaia jouit d'une situation géographique privilégiée. Il 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.

Le cap Carbon qui forme l'extrémité est une péninsule, est dominé par une petite colline de forme conique « le pic des singes » qui protège le port contre les vents d'Ouest et du Sud-ouest.

Le port actuel est protégé par les jetées Est (650ml), Sud (450ml), du large (1500ml) et de fermeture (600ml). Ces ouvrages de protection encadrent trois bassins, l'avant-port (75 ha), le vieux port (26 ha) et l'arrière port (55 ha) qui couvrent ensemble, une superficie de plan d'eau de 156 ha.

L'avant-port à une profondeur variant de 10 à 13.5m et la passe d'entrée Sud-ouest a une largeur de 320 m.

Le vieux port à une profondeur variant de 6 à 9m et la passe Abdelkader a une largeur de 110m.

L'arrière port à une profondeur variant de 10 à 12m et la passe de la casbah une largeur de 125m.

Les ouvrages de protection dont la profondeur varie de 0 à 16m ont une longueur totale de 3.4Km. Les terre-pleins délimités par la ville couvrent une superficie d'environ 50ha. Le port totalise environ 2.8Km de quais et deux appontements pétroliers.

Le site du projet est localisé dans le bassin de l'arrière port de Bejaia limité au Sud par la jetée de fermeture.



Figure. II.1 : Localisation des trois bassins du Port de Bejaia.

II.4.Sismicité de Bejaïa

Après le séisme de Boumerdes (21 mai 2003), le RPOA subdivise le territoire en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité

- Zone 0 : Sismicité négligeable.
- Zone 1 : Sismicité faible.
- Zone 2a et 2b : Sismicité moyenne.
- Zone 3 : Sismicité élevée.

Suivant cette classification sismique notre zone d'étude se classe dans la zone 2, qui correspond à la zone de sismicité moyenne.

II.5. Infrastructures du port de Bejaia.

Le port de Bejaia dispose de 3054 mètres linéaires de quai et d'une aire de stockages de 417 500 m² répartie comme suit :

- Espaces Couverts : 17.500 m²
- Espace Non couverts : 400.000 m²

Tableau II.1 : Caractéristiques des différents quais existants dans le port de Bejaia.

Nom du quai	N° des postes à quai	Bassins	Profondeur (m)	Longueur (ml)
• Port pétrolier	01 à 03	Avant-port	11,5 à 13,5	250, 260 et 260
• Quai central	06 et 07	Vieux port	08	98
• Quai Nord-Ouest	9 à 11	Vieux port	08	273
• Quai de la Casbah	12 et 13	Vieux port	08	257
• Quai passe Casbah	14	Passe Casbah	8,5	146
• Quai Sud-Ouest	15 et 16	Arrière port	10	230
• Quai de la Gare	17 à 19	Arrière port	10	530
• Nouveau Quai	21 à 24	Arrière port	12	750

Linéaire des Quais : 2.684,76 ml.

➤ Les ouvrages de protection

Tableau II.2 : Caractéristiques des différents ouvrages de protection existants dans le port de Bejaia.

Les jetées	La longueur (ml)	La profondeur (m)
Jetée est	650	0 et 16
Jetée sud	450	10 et 13
Jetée de large	1500	6 et 10
Jetée de fermeture	800	0 et 6
Linéaire des Jetées	3.120,00 ml	

➤ Capacités actuelles du port de Bejaia

L'organisation actuelle du port de Bejaia en terminaux à conteneurs, à bois et céréaliers a permis une amélioration significative de la capacité du port. Les marchandises générales disposent d'un linéaire de quais adapté. L'affectation des quais est faite de la manière suivante :

- Terminal à conteneurs : postes n°22, 23 et 24.
- Terminal à bois : postes n°19, 20 et 21.
- Terminal céréalier : postes n°17 et 18.
- Marchandises générales : postes n°07 à 16.
- Passagers : poste n°06.

➤ Caractéristiques des terminaux à conteneurs et équipements

- Situation : nouveau quai, postes n°22, 23 et 24.
- Capacité : 8 280 conteneurs pleins.
- Superficie : 8,9ha.

II.6.Description du nouveau quai

Le nouveau quai est situé dans l'arrière port de Bejaia, selon une direction sensiblement Nord-sud. Ce quai a été réalisé entre 1985 et 1986 par la société Hollandaise BOS KALIS. Il a une longueur de 750m et une profondeur en pied de quai de 12.50 m.

La structure du quai est constituée par des gabions en palplanches plates, fichées dans le sol, surmontée par une poutre de couronnement équipée de bollards et de défenses d'accostage. Ce quai reçoit actuellement des navires chargés de bois, de produits métallurgiques et de céréales.

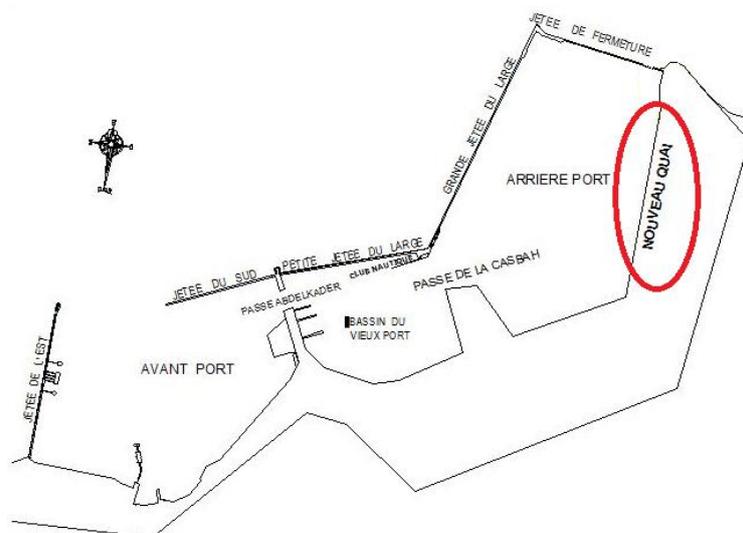


Figure. II.2 : Localisation de nouveau quai.

II.7. Affectation et implantation du nouveau quai poste 25

Le projet consiste à procéder à l'extension du quai 24 du l'arrière port de Bejaia, par la réalisation d'un quai qui est constitué d'un rideau en palplanches combiné (un rideau principal et un rideau de fermeture) et d'un dispositif d'ancrage reprenant les efforts horizontaux. Le linéaire total de l'extension est de 170ml qui débute de l'extrémité Sud du nouveau quai (poste 24) et se prolonge jusqu'au l'enracinement de la digue de fermeture. Qui nécessite un retour du quai sur un linéaire de 30 m.

Le quai en question sera destiné pour le traitement des conteneurs ainsi que la marchandise en général.



Figure. II.3 : Localisation géographique de la zone du projet.

II.8. Le choix de la variante

Le choix du type de quai se fait en tenant compte de plusieurs facteurs, ces quais ont des avantages comme ils ont des inconvénients, toutes ces données nous aide à mieux évaluer notre projet.

II.8.1. Les différents types de variantes

II.8.1.1. Quais en bloc de béton

➤ **Avantage**

- Excellente durabilité due à la conception robuste des blocs
- Simplicité de la construction
- Utilisation des matériaux facilement disponible
- Bonne réponse aux différents chocs de navire

➤ **Inconvénient**

- Sensibles aux déformations de leur assise.

II.8.1.2. Quais en caissons

➤ **Avantage**

- Une technique d'exécution rapide.

➤ **Inconvénient**

- l'ouvrage est plus sensible aux tassements différentiels.
- la fuite des matériaux de remblai.
- à tendance se déplacer vers la mer sous l'effet des poussées du remblai arrière.

II.8.1.3. Quais en palplanches

➤ **Avantages**

- Facilité de transport et de manutention sur le site.
- Progrès rapides des travaux en réduisant la durée et le cout de l'œuvre.
- Haute résistance à la corrosion.
- Possibilité de retrait, de récupération et réutilisation ou de recyclage comme matière première.
- Faible impact environnemental et longue durée de vie.
- Aucun n'entretien.

➤ **Inconvénient**

- Risque de la fuite des matériaux fins du sol derrière la plate-forme.

II.8.2. Critère de choix

Tableau II.3 : Comparaisons des variantes.

Les différents facteurs	Quai en bloc	Quai en caisson	Quai en palplanche
Les moyens de la mise en œuvre	+	+	+
Les délais de la réalisation	+	-	+
La nature du sol	-	-	+
La résistance à des hautes pressions d'eau	-	+	+
La réalisation par des moyens nationaux	+	-	-
Cout de construction	-	+	+

Notons que :

(+) aspect positif pour la variante.

(-) aspect négatif pour la variante.

II.9.Conclusion

D'après l'analyse des différents facteurs en constatent bien que le choix du type de quai se fait en tenant compte de ces facteurs, ainsi que pour la faisabilité technique d'un procédé, on doit considérer :

- Sa mise en œuvre, ainsi que son aspect économique.
- La qualité de sol qui est un élément important afin de connaître sa portance.

La comparaison ce fait selon le plan techno-économique et selon la nature de sol, d'après ces critères la variante la plus adaptés à notre cas est celle d'un quai en palplanches.

Chapitre « III »

Les rideaux de palplanches.

III.1.Introduction

L'augmentation du taux des dégâts des structures et le besoin de nouvelles techniques de réalisation des ouvrages nécessite l'utilisation des modes utiles, efficaces et économiques de construction, tel que les rideaux de palplanches. Ces dernières constituent une importante catégorie d'ouvrages de soutènement. Ils sont principalement utilisés dans les ouvrages portuaires et dans ceux construits dans le cadre de l'aménagement des rivières et des canaux : murs de quai, bajoyers d'écluse, batardeaux, etc.

Dans la plupart des cas, la hauteur des terres retenues est celle du rideau doit être ancrée en tête.

III.2. La résistance et la stabilité de l'ouvrage

Les murs palplanches sont assimilables à des parois ou à des murs mobilisant la butée au niveau de leur encastrement dans le sol, et supportant les poussées engendrées par le terrain, les surcharges et les pressions hydrostatiques [6].

III.3. Généralités sur les palplanches

III.3.1. Définition des palplanches

Les palplanches sont des pièces, le plus souvent métalliques, à section mince, servant à consolider et soutenir les terres, hors de la construction d'un quai, forment des parois planes appelées rideaux, ou cylindriques appelées gabions.

Les rideaux de palplanches désignent l'ensemble structurel formé par les palplanches assemblées entre elles.

Ces rideaux peuvent être définitifs : éléments constitutifs de quais, écluses, protections de berges, murs de soutènement et para fouilles ou provisoires lors de la construction d'ouvrages : batardeau en rivière, écran d'étanchéité et blindage de fouille.



Figure III.1 : Image représentant un rideau de palplanche type acier dans le port de Béjaia.

III.3.2. Différents types de palplanches

- La palplanche en bois.
 - La palplanche en béton armé.
 - La palplanche en PVC.
 - La palplanche en acier.
- **Buts d'un soutènement par un rideau de palplanche**
- Protection des berges et Ecrans acoustiques.
 - Soutènement des terres et Rideau d'étanchéité.
 - Confinement de sites à risque.
 - Blindage (rideau de coffrage).



Figure III.2 : Images pour un soutènement des terres par un rideau de palplanche.

➤ **Principe de fonctionnement [5]**

Le fonctionnement des rideaux de palplanches est celui d'une structure chargée par la poussée des terres, de l'eau soutenue et résistant en flexion pour mobiliser des appuis constitués, d'une part, par le sol en fiche (partie enterrée du rideau en pied) et, d'autre part, s'il y a lieu, par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran.

➤ **Caractéristiques des palplanches en acier [14]**

- **Domaine géotechnique** : leur application s'effectue pour tous types de terrain à l'exception des terrains rocheux.
- **Terrain** : schiste, calcaire, argile et terrains pulvérulents.
- **Domaine d'utilisation** : réalisation d'ouvrage en site aquatique ou en présence d'eau et tous types d'ouvrages (batardeau, blindage, mur de soutènement).
- **Profils** : U, Z, plate, mixte, caisson et HZ.

- ✓ **Avantage** : solidité, durabilité, facilité et rapidité mise en œuvre et 100% recyclable.
- ✓ **Inconvénients** : coût, corrosion, nuisances sonores à la mise en place.
- **Longévité** : de 50 à 100 ans en fonction de l'environnement et du traitement anticorrosion.
- **Solutions de traitement** : contre corrosion (revêtement, protection cathodique, sur épaisseur).
- **Principaux fabricants** : Arcelor métal, Larssen, Altifer, Sacilor et Delmag France.

➤ **Principaux risques [15]**

La mise en place des palplanches expose un certain nombre de risques :

- Effondrement par sous-dimensionnement et risques liés aux terrains.
- Chute de hauteur du personnel et coincement des mains et heurtes au cours des manutentions.
- Risques propres au matériel de battage et Renversement de l'engin porteur.
- Renversement de matériels mal entreposés, Bruit et Risques dus au chalumeau.

➤ **Mise en œuvre et profilés [14]**

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 :

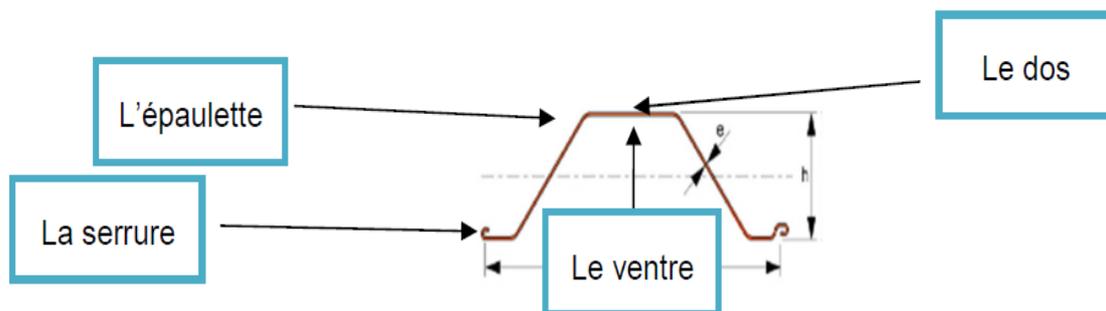


Figure IV.3 : Les éléments constitutifs d'une palplanche double [14].

➤ **Les différentes méthodes de mise en place**

- Vibrofonçage (la plus répandue).
- Trépideur à cadence rapide.
- Marteaux à percussion.
- Vérinage.
- Techniques d'assistance : Préforage et Lançage.

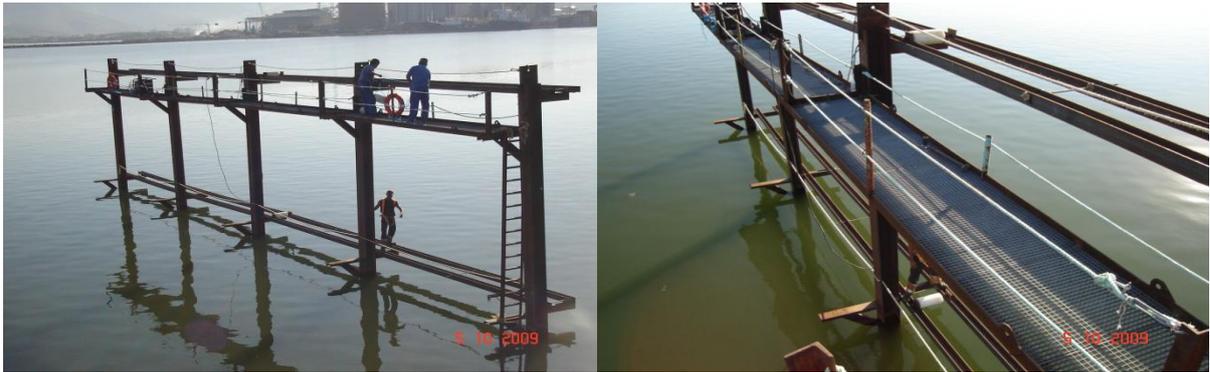


Figure III.4 : Image pour un guide de battage de palplanche au niveau du port de Béjaia.

➤ **Utilisation et placement**

- Un double ancrage à la base.
- Un système de liernes et tirants.
- Un système de tirants et de plots d'ancrage en béton.

➤ **Les différents profils de palplanches en acier**

Tableau III.1 : Les différents profils de palplanches en acier [14].

Type de section transversale	Palplanche simple	Palplanche double
Profils en Z		
Profils en U		
Profils plats		

III.4. Type des rideaux de palplanches

III.4. 1. Rideaux mixtes (Rideau à fort module type HZ/AZ)

Les rideaux mixtes HZ/AZ est 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 aux efforts de poussée des terres et hydrostatiques, mais aussi de reprendre a une charge verticale importante.



Figure III.5 : Images pour des rideaux de palplanche type HZ/AZ au niveau du port de Béjaia.

➤ Caractéristiques d'un rideau type HZ/AZ

Rideau de soutènement à haute résistance constitués d'élément en acier assemblés par l'enclenchement de serrures et ayant la même géométrie. Les éléments peuvent être composés de profils reconstitués, afin d'obtenir un module de résistance élevé.

III.4. 2. Les palplanches plates

Ces palplanches trouvent leur utilité dans la stabilité des terres telles que le blindage des fouilles, la réalisation de rideaux cylindriques ou la mise en place de rideaux de grande profondeur. De plus, ces palplanches sont très utilisées dans le cas de terrain où l'ancrage est rendu difficile par la présence de roche.

Elles sont utilisées principalement pour reprendre aux efforts de traction horizontale de l'âme.

III.4.3. Les rideaux mixtes tubes ou en 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 en 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 aux caissons.

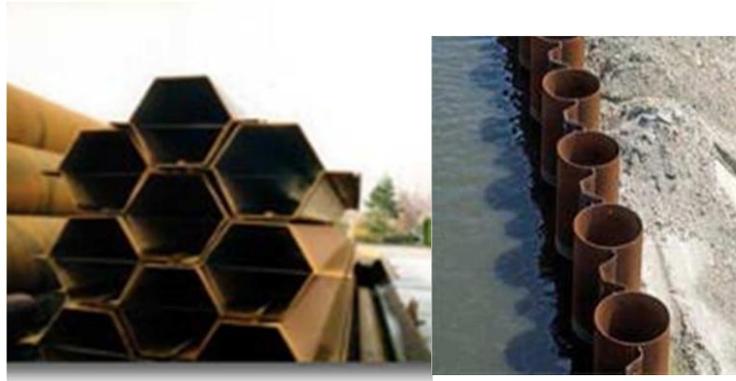


Figure III.6 : Images pour un exemple de rideau mixte tube et de caisson [14].

III.5. 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 Dos/Ventre 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 [14].

- ✓ **Serrure :** Chaque serrure autorise une rotation, l'angle de débattement maximal dépend du profil, de sa longueur, de la nature du terrain et du mode de fonçage. Il est en général de 5° . Au-delà de cette valeur, les barres doivent être pliées .

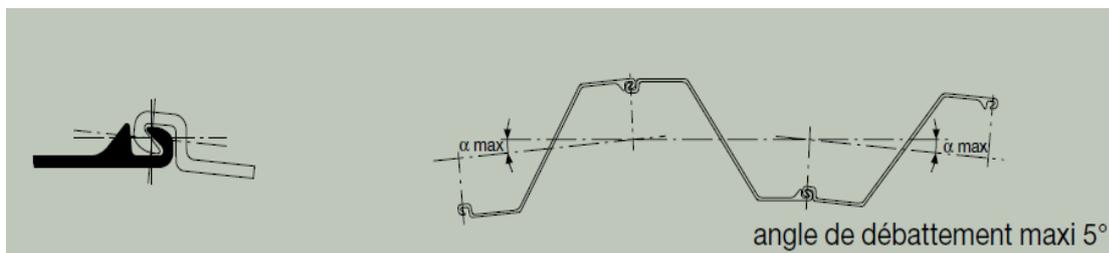


Figure III.7 : Schéma pour des serrures avec angle de débattement maximal 5° .

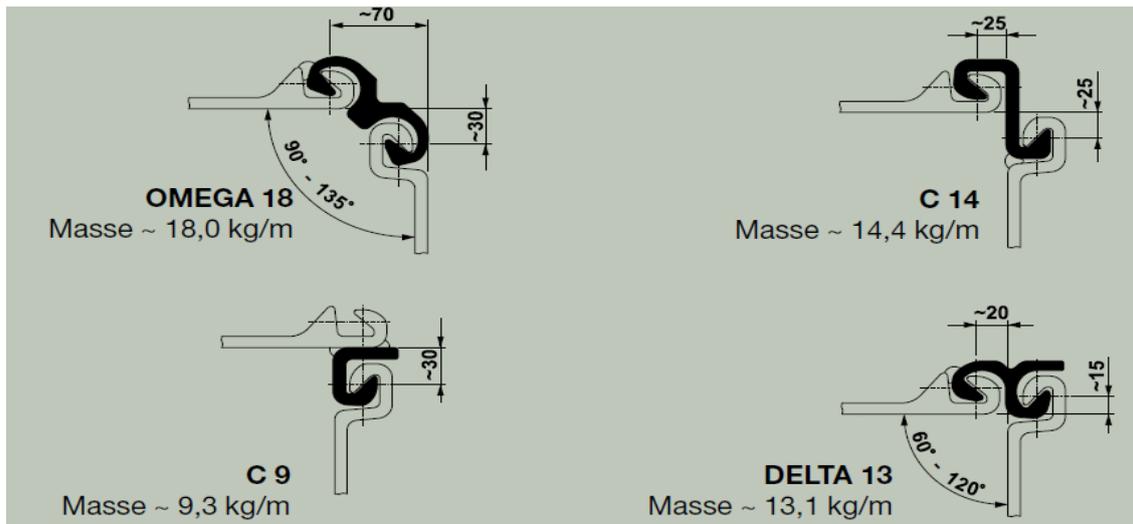


Figure III.8 : Schéma pour les différents types de raccords [14].

✓ **Avantage**

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

✓ **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 de palplanche PVC.

III.6. Dimensionnement d'un rideau de palplanche [14]

III.6.1. Les trois phases principales d'étude d'un rideau en palplanche

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

III.6.2. Méthode de calcul des palplanches

Les calculs peuvent être traités par méthode analytique ou graphique suivant les méthodes classiques de la loi de Coulomb ou de la méthode de Blum.

III.6.3. 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 d'essais géotechniques (pénétromètre, pressiomètre, essai Proctor).
- Les affouillements.

III.6.4. L'objectif du dimensionnement

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

La vérification d'un rideau de palplanches peut se faire par de nombreuses méthodes qui dépendent généralement du type de rideau (batardeau, rideaux doubles, gabion, rideau simple).

Cependant, dans l'objectif de donner une approche d'un calcul de dimensionnement de palplanches nous avons choisi de développer partiellement la méthode analytique de Blum.

III.6.5. La méthode analytique de Blum ou de la poutre équivalente

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

III.6.6. Conditions d'appuis d'un rideau de palplanche dans le sol [15]

Un rideau de palplanches assure la stabilité des parois d'une fouille ou d'un remblai. Sur sa face côté terre (face amont) s'applique la poussée des terres équilibrée par la réaction du sol au-dessous du fond de fouille et par la traction dans le tirant si le rideau est ancré en tête. La distribution des contraintes de poussée sur le rideau dépend de la nature du sol, de sa stratification, des conditions hydrauliques, etc., aussi étudierons-nous les conditions d'appui du rideau dans le sol en supposant pour simplifier qu'il est sollicité uniquement par une force horizontale F croissante.

III.6.7. Présentation du modèle de Blum [14]

Cette méthode permet d'analyser l'effet de l'allongement de la fiche sur la répartition de la pression des terres, du moment et du déplacement de l'écran. « Blum » remarque ainsi qu'un très grand allongement de la fiche ne produit pas d'augmentation significative de l'encastrement et estime que la longueur optimale d'encastrement est celle pour laquelle la

tangente à la déformée en pied passe par le point d'ancrage. Et propose dans cette méthode, de simplifier les calculs en prenant pour hypothèse une force localisée passant par le centre de rotation qui représenterait les efforts de contrebutée.

Cette hypothèse est compensée par une majoration de la fiche déterminée notée « f_0 » de 20% soit la fiche totale notée « f » : $f = f_0 \times 1,2$

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

III.6.8. Principe de la poutre équivalente

« Blum » admet que dans un rideau, le point de moment nul « I » et de pression des terres nulles « \mathcal{E} » sont voisins ; il propose de les confondre, cette méthode s'appelle « la méthode de la poutre équivalente » de la méthode de Blum.

III.6.9. Choix d'une palplanche et vérification

Le choix de la palplanche sera déterminé par la valeur du moment maximal que doit reprendre cette palplanche tel que : $M_{\max} \leq M_{\text{résistant palplanche}}$

$$\text{Avec : } \frac{I}{V} = \frac{M_{\max}}{\sigma_{adm}} \quad \text{et} \quad \sigma_{adm} = \frac{2}{3} \sigma_e$$

Où σ_e est la limite élastique de l'acier (la nuance d'acier en MPa). La détermination de I/V mini ou Wel (moment d'inertie) permet de choisir une palplanche. La méthode de Blum est une méthode qui se base sur des hypothèses nombreuses ce qui en fait une méthode approximative. Cependant, elle permet de comprendre le dimensionnement de la fiche et du type de palplanche pour un rideau de palplanche, voilà pourquoi nous avons choisi de présenter cette méthode de dimensionnement.

III.7. Conclusion

Les palplanches métalliques sont utilisées de plus en plus pour la réalisation d'ouvrages provisoires et définitifs.

D'après notre présentation des différents types de palplanches et leurs mises en œuvre, on peut conclure que l'application des rideaux mixtes est plus avantageuse, il se caractérise par des efforts supérieurs à ce que des palplanches courantes peuvent supporter.

PARTIE 02
ETUDE PRATIQUE

Chapitre « I »

**Reconnaissance géotechnique du site
de projet.**

I.1.Introduction

On s'intéresse dans ce chapitre à la caractérisation géotechnique des unités lithologiques les plus prépondérantes d'âge quaternaire de la zone portuaire de Bejaia.

il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable de collecter des renseignements aussi précis que possible sur la détermination des paramètres physiques et mécaniques des couches de sol par les différentes méthodes d'essais au laboratoire et in-situ.

I.2.Les essais in-situ

Les différents sondages réalisés par le LTP 'Est sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Présentation des différents sondages réalisés.

Type de sondage	Nombre de sondage	Profondeur (m)
sondage carotté	03	45
Standard Pénétration Test (S.P.T) Dans les forages des sondages N°1 et N°3	02	45
sondage de pénétration statique CPT	02	PR1 à 23.20m PR2 à 19.80 m
sondage pressiométriques Menard	02	17

N.B : l'implantation de ces points d'investigation est jointe en Annexe E (plan d'implantation).

I.2.1. Sondages

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.

I.2.1.1. Sondage carotté

Ce mode d'investigation permet d'obtenir un échantillon continu peu ou pas remanié, prélevé à l'aide d'un outil appelé carottier. Le mode d'enfoncement du carottier dans le sol peut se faire soit par poinçonnement (battage ou pression) soit par rotation, le fluide de forage peut être de l'air, de l'eau ou de la boue.

Nous présentons ci- dessous les différents essais in-situ avec interprétation :

➤ **Sondage Carotté N°1**

Tableau I.2 : Type de sol constaté dans le sondage n° 1 pour chaque distance de profondeur.

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

➤ **Sondage Carotté N°2**

Tableau I.3 : Type de sol constaté dans le sondage n°2 pour chaque distance de profondeur.

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

➤ Sondage Carotté N°3

Tableau I.4 : Type de sol constaté dans le sondage n°3 pour chaque distance de profondeur.

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

• Interprétation des sondages carottés

L'exploitation des coupes géologiques des sondages carottés indique deux horizons principaux de sol : le premier est de 6m d'épaisseur représenté par les matériaux d'apport (remblais), suivi par un deuxième horizon situé entre 6m et 45m constitué par les intercalations de sables lâches, limons, et vases.

I.2.1.2 Sondage pressiométriques [12]

➤ Objectif de l'essai

Il s'agit de déterminer par un essai d'expansion radial d'une sonde dans un sol en place, la pression limite P_1 et le module pressiométriques E_m qui permettent d'évaluer :

- La contrainte de rupture sous une fondation superficielle ou une fondation profonde.
- Le tassement d'une fondation superficielle.
- Le module de réaction sous une fondation superficielle.
- Le frottement négatif sur un élément de fondation profonde.
- Elle permet également d'obtenir des informations précises sur la nature et la qualité des sols (dans le cadre d'une campagne de reconnaissance).

❖ Essai au pressiomètre Ménard

➤ Domaine d'application

Cet essai s'applique dans tous les types de sols naturels saturée ou non, depuis les vases et les argiles molles même les roches, dans les remblais ou tout autre matériau artificielle utilisé en géotechnique.

➤ Principe de l'essai

L'essai pressiométriques a été réalisé conformément aux dispositions de la norme française « **NF P 94 – 110** ».

Cet essai a été réalisé par battage (vue la nature pulvérulente des sols); et le refus a été atteint à 17 m de profondeur.

Cet essai permet de mesurer les paramètres suivants :

- **E** : le module pressiométriques (en bars).
- **Pl** : la pression limite de rupture (en bars).
- **Pl^{e*}** : la pression limite nette (en bars).

Les résultats de cet essai sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau I.5 : Résultats du Pressiomètre Ménard n°1.

Profondeurs (en m)	Modules pressiométriques E (en Bars)	Pression limite PL (en Bars)	E/PL	
7	144,50	6,94	20,84	sol surconsolidé
8	151,90	7,69	19,71	
11	83,80	7,97	10,47	Sol normalement consolidé
14	75,60	9,18	8,25	
17	24.30	10.18	2.39	Sol sous consolidé

Tableau I.6 : Résultats du Pressiomètre Ménard n°2.

Profondeur en (m)	Module pressiométriques E (en Bars)	Pression limite PL(en m)	E/PL	
7.00	102,02	8,94	11,41	Sol normalement consolidé
9.00	192,62	14,58	13,21	Sol surconsolidé
12.00	193,52	11,58	16,71	
15.00	131,72	13,98	9,42	Sol normalement consolidé
17.00	197,54	11,76	16,80	Sol surconsolidé

I.2.3. Sondage pénétrométrique

I.2.3.1. Essai standard pénétration Test « SPT »

➤ Objet

Cet essai a été réalisé, pour déterminer la résistance mécanique in situ des couches.

Son utilisation doit être réservée aux sols pulvérulents

➤ Principe de l'essai

Cet essai est effectué conformément à la norme « **NF P 94 -116** » réalisé par « pas de 3m ». Le nombre de coups N doit être corrigé pour tenir compte de l'effet de la profondeur et de la nappe. Elle consiste à enfoncer dans le sol par battage un carottier à partir du fond d'un forage, et de noter le nombre de coups de mouton N nécessaire pour faire pénétrer le carottier dans le sol sur une longueur de 30 cm.

- N_0 : nombre coups amorçage (les 15 premiers cm).
- N_1, N_2 : nombre de coups sur les 30 cm, mesuré à 15 cm et 30 cm.

Les résultats des valeurs de N corrigé pour S.P.T.1 obtenus sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau I.7 : Résultats de Standart Pénétration Test n°1.

Profondeurs (m)	N	Correction de la profondeur N'1	Correction de la nappe N' 2	Compacité
03	34.00	46.00	31.00	Moyenne
06	06.00	12.00	12.00	
09	09.00	15.00	15.00	
12	22.00	22.00	18.00	
15	14.00	14.00	14.00	
18	18.00	18.00	16.00	Faible
21	09.00	09.00	9.00	
24	09.00	09.00	9.00	moyenne
27	36.00	36.00	25.00	
30	41.00	41.00	28.00	
33	16.00	16.00	15.00	
36	19.00	19.00	17.00	
42	37.00	37.00	26.00	
45	33.00	33.00	24.00	

Les résultats des valeurs de N corrigé pour S.P.T.2 obtenus sont insérés dans le tableau suivant.

Tableau I.8 : Résultats de Standart Pénétration Test n°2.

Profondeurs (m)	N	Correction de la profondeur N'1	Correction de la nappe N'2	Compacité
03	23.00	41.00	28.00	moyenne
06	10.00	15.50	15.00	
09	11.00	17.50	16.00	
12	22.00	22.00	18.00	
15	19.00	19.00	17.00	
18	12.00	12.00	12.00	
21	13.00	13.00	13.00	
24	18.00	18.00	16.00	
27	22.00	22.00	18.00	
30	27.00	27.00	21.00	
33	31.00	31.00	23.00	
36	41.00	41.00	28.00	
39	29.00	29.00	22.00	
42	36.00	36.00	25.00	
45	38.00	38.00	26.00	

Les valeurs de N après correction, montrent que ces sols présentent des compacités moyennes ; le SPT 1, indique un horizon à compacité faible entre 21 et 24m de profondeur

I.2.4. Essai au pénétromètre statique « CPT »

➤ **Objectif de l'essai [15]**

Cet essai géotechnique réalisé en place en vue d'obtenir les paramètres de sol suivants :

- la résistance à la pénétration d'un cône normalisée.
- éventuellement le frottement latéral mobilisé sur un manchon cylindrique.

A partir des paramètres mesurés, l'essai de pénétration statique permet d'apprécier entre autres :

- La succession des différentes couches de terrain, et éventuellement leur nature.
- l'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies.
- certaines caractéristiques des sols traversées.

➤ **Domaine d'application**

Cet essai s'applique dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm.

➤ **Principe de l'essai**

Ces essais ont été programmés, afin de compléter les pressiomètres au-delà de la profondeur de refus 17m.

Les essais de pénétration statique ont été réalisés conformément aux dispositions de la norme française « **NF P 94 – 113** ».

Cet essai consiste à enfoncer verticalement dans le sol sans choc ni vibration ni rotation, à vitesse constante imposée, une pointe munie d'un cône en partie inférieure par l'intermédiaire d'un train de tige, qui lui est solidaire et à mesurer la résistance à la pénétration de ce cône. Deux mesures sont effectuées simultanément par « pas de 20 » cm : la résistance de pointe R_p , la résistance au frottement latéral R_{FL} .

On peut mesurer l'effort total de pénétration, ainsi que l'effort de frottement latéral local sur un manchon de frottement situé immédiatement au-dessus du cône.

Les résultats de cet essai sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau I.9 : Résultats du CPT n°1.

Prof (m)	Rp (bars)	Rfl (bars)	Prof (m)	Rp (bars)	Rfl (bars)	Prof (m)	Rp (bars)	Rfl (bars)
0.20	0	0	8.00	25	3.46	15.60	35	18.33
0.40	0	0	8.20	25	3.8	15.80	4	19.73
0.60	2	0.8	8.40	26	4.38	16.00	2	19.2
0.80	8	-0.13	8.60	15	3.4	16.20	2	19.86
1.00	2	0.6	8.80	2	4.2	16.40	15	19
1.20	3	0.73	9.00	1	3.93	16.60	3	23.8
1.40	2	0.8	9.20	1	4.33	16.80	26	23.6
1.60	2	0.2	9.40	1	4.46	17.00	45	21
1.80	1	0	9.60	1	5.26	17.20	4	23.73
2.00	0	0	9.80	1	5.4	17.40	7	23.53
2.20	0	0	10.00	1	5.4	17.60	6	26.26
2.60	0	0.066	10.20	1	6	17.80	3	387
2.80	0	0	10.40	1	6.26	18.00	2	388
3.00	0	0	10.60	2	8.53	18.20	2	398
3.20	0	0.06	10.80	8	6.8	18.60	2	448
3.40	0	0.066	11.00	18	6.8	18.80	2	448
3.60	0	0.066	11.20	18	5.46	19.00	2	458
3.80	0	0.066	11.40	15	7	19.20	4	446
4.00	0	0	11.60	7	12.86	19.40	3	457
4.20	0	2.266	11.80	54	10.4	19.60	6	514
4.40	24	1.066	12.00	73	7.13	19.80	28	508
4.60	30	0.66	12.20	25	8.33	20.00	34	516
4.80	13	0.466	12.40	15	10.33	20.20	53	497
5.00	5	0.466	12.60	35	13.66	20.40	7	553
5.20	3	0.466	12.80	59	10.73	20.60	34	596
5.40	2	0.66	13.00	24	11.06	20.80	7	643
5.60	5	0.333	13.20	2	11.86	21.00	21	619
5.80	1	0.066	13.40	8	13.46	21.20	28	652
6.00	0	0.06	13.60	43	14.46	21.40	21	649
6.20	1	0.93	13.80	39	14.06	21.60	7	713
6.40	7	0.33	14.00	9	14.73	21.80	8	702
6.60	2	2.6	14.20	2	15.2	22.00	7	753
6.80	29	0.86	14.40	8	15.46	22.20	50	710
7.00	18	-0.53	14.60	13	17.8	22.40	4	766
7.20	24	1.86	14.80	16	16.93	22.60	30	780
7.40	21	4.4	15.00	20	16	22.80	15	795
7.60	28	4.53	15.20	2	16.53	23.00	17	803

Tableau I.10 : Résultats Du CPT n°2.

Prof (m)	Rp (bars)	Rfl (bars)	Prof (m)	Rp (bars)	Rfl (bars)	Prof (m)	Rp (bars)	Rfl (bars)
0.20	50	3	6.80	6	2.8	13.40	36	25.6
0.40	74	2.4	7.00	8	3.13	13.60	13	27.13
0.60	88	0.8	7.20	8	4.8	13.80	16	30.93
0.80	44	3.066	7.40	50	4	14.00	43	29.8
1.00	50	2.66	7.60	29	6.06	14.20	47	31.53
1.20	60	2.4	7.80	40	6.66	14.40	57	31.53
1.40	80	2	8.00	39	7.4	14.60	26	30.26
1.60	51	3	8.20	34	7.733	14.80	13	31.13
1.80	26	4.93	8.40	37	10.86	15.00	17	29.53
2.00	24	5.066	8.60	40	9.33	15.20	26	30.93
2.20	15	5.66	8.80	40	10.66	15.40	50	37.33
2.40	16	3.066	9.00	50	8.66	15.60	64	31.73
2.60	0	2.33	9.20	9	10.73	15.80	6	35.6
2.80	0	1.66	9.40	4	14.4	16.00	5	38.33
3.00	0	1.8	9.60	2	14.53	16.20	67	33.53
3.20	0	1.6	9.80	6	14.26	16.40	30	42.66
3.40	0	1.066	10.00	2	14.53	16.60	26	42.26
3.60	0	1	10.20	1	15.26	16.80	15	47
3.80	0	0.86	10.40	5	19	17.00	64	45.73
4.00	0	0.8	10.60	3	18.46	17.20	56	45.6
4.20	0	0.8	10.80	3	17.13	17.40	70	50
4.40	0	1	11.00	3	16.46	17.60	64	51.06
4.60	0	0.8	11.20	5	15.66	17.80	100	48
4.80	0	0.66	11.40	14	19.73	18.00	94	50.4
5.00	0	1.2	11.60	48	18.8	18.20	95	47
5.20	0	0.53	11.80	52	17.86	18.40	32	54.53
5.40	0	0.6	12.00	4	23.73	18.60	10	54
5.60	0	0.73	12.20	94	17.066	18.80	6	56.93
5.80	0	0.6	12.40	76	21.6	19.00	12	57.86
6.00	0	0.266	12.60	48	21.46	19.20	12	57.86
6.20	0	1.4	12.80	36	22.93	19.40	10	61.33
6.40	13	2.26	13.00	23	24.46	19.60	25	59.66
6.60	26	0.93	13.20	29	24.06	19.80	12	62.53

- **Remarque** : les pénétrographes des deux essais de pénétration statique sont joints en annexe A.

III.3. Essais réalisés au laboratoire

Les principaux essais de laboratoire réalisés pour l'étude géotechnique de ce projet sont :

Tableau I.11 : Présentation des différents essais réalisés.

N° de sondage carotté	Echantillon	Profondeur d'échantillon	Type d'essai
SC1	Ech1.1	16.00 m	-Analyse granulométrique et sédimentométriques -Equivalent de sable -Analyses chimiques Insolubles, carbonates, sulfates, Chlorures.
	Ech1.2	25.00 m	
SC2	Ech2.1	17.00m	
	Ech2.2	30.00 m	
SC3	Ech3.1	9.00 m	
	Ech3.2	25.00 m	

I.3.1. Données granulométriques

La granulométrie d'un sol est sa décomposition en diverse fractions selon la dimension ou diamètre des grains qui les composent.

On définit alors deux coefficients :

- Le coefficient d'uniformité : $C_u = D_{60} / D_{10}$
- Le coefficient de courbure : $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \cdot D_{60})$

Ces coefficients permettent de caractériser le sol à partir de son faisceau granulaire.

I.3.1.1. Analyse granulométrique par Sédimentation [12]

➤ Objectif et domaine d'application

L'objectif de cet essai est la détermination de la distribution pondérale de la taille des particules fines d'un sol.

Cet essai s'applique aux éléments d'un sol naturel passant à travers le tamis à maille carrée de 80 μm d'ouverture.

➤ Principe de l'essai

Les particules inférieure à 80 μm séparées du reste du sol par tamisage sont mises en suspension dans de l'eau additionnée d'un défloculant, les particules sédimentent à différentes vitesses en relation avec leur taille, au moyen d'un densimètre est mesurée l'évolution dans le temps de la masse volumique de la solution et la profondeur d'immersion de l'appareil, la distribution pondérale de la taille des particules est calculée à partir de ces données.

I.3.1.2. Classification triangulaire

L'analyse granulométrique a fait apparaître les pourcentages dimensionnels indiqués sur le tableau ci – après et la classification a été réalisée selon la norme française « XP94 – 011 » classification triangulaire.

Tableau I.12 : Classification triangulaire pour les différents échantillons.

N° de sondage	Profondeur d'échantillon (m)	Fractions granulaires des échantillons					Classification
		Argiles $\Phi < 2 \mu\text{m}$	Limons $2\mu\text{m} < \Phi < 63 \mu\text{m}$	Sables $63\mu\text{m} < \Phi < 02 \text{ mm}$	Gravier $02 < \Phi < 63 \text{ mm}$	Cailloux $63 < \Phi < 200 \text{ mm}$	
SC1	Ech 1-1	2	14	43	41	-	Sable classeB
	Ech 1-2	8	23	69	-	-	Sables limoneux
SC2	Ech 2-1	8	50	42	-	-	Limons sableux
	Ech 2-2	2	13	85	-	-	Sables classeA
SC3	Ech 3-1	3	32	63	2	-	Sables limoneux
	Ech 3-2	1	12	86	-	-	Sables classeA

- **Interprétation :** Ces sols de par leur structure pulvérulente, s'adaptent uniquement aux certains essais classiques de mécanique du sol.

I.3.1.3. Classification des sols grenus

Vu la structure et la nature pulvérulente du sol analysé par le laboratoire d'étude géotechnique, les résultats obtenus nous permet de faire une classification définitif selon une norme fondamentale LCPC.(voir l'annex B).

➤ **Classification des sols grenus « méthode L.C.P.C »**

Tableau III.13 : Classification de sols grenus selon la méthode « L C P C ».

Echantillons	Pourcentage des éléments de diamètre inférieur à 80µm	Coefficient d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10}$	Coefficient de courbure $CC = (D_{30})^2/D_{60}.D_{10}$	Classification des sols
Ech 1-1	4	51.28	0.02	Sable propre mal graduée, classe Sm
Ech 1-2	15	42.50	5.29	Sable limoneux classe SI
Ech 2-1	15	18.75	2.61	
Ech 2-2	4	5	0.84	Sables propre mal graduée. classe Sm
Ech 3-1	9	10	2.5	Sable limoneux, classe SI
Ech 3-2	5	4.76	1.71	

I.3.2. Equivalent de sable [7]

L'essai d'équivalent de sable (ES %) a pour but d'évaluer la proportion relative d'éléments fins contenus dans le sols dont la présence en quantité notable peut modifier le comportement mécanique. L'essai consiste à opérer sur l'échantillon de sol (fraction du matériau dont les éléments sont inférieurs à 5mm) un lavage énergétique de manière à le séparer de ses matières fines. L'éprouvette contenant le sol et la solution lavante est soumise à 90 cycles de 20 cm d'amplitudes en 30 secondes. La solution utilisée , en outre, possède un pouvoir flocculant sur les argiles et les colloïdes.

➤ Mesure (selon NF EN 933-8)

Après les 20 minutes de repos, procéder, dans l'ordre, aux mesures Suivantes :

- Avec le réglet : Mesure de h1.
 Mesure de h'2.
- Avec le piston : Mesure de h2.

➤ Calcul de l'ES

On distingue :

L'ES piston : $(H2/H1) * 100$.

L'ES visuel : $(H'2/H1) * 100$.

Tableau I.14 : Résultats des essais d'Equivalent de sable pour les différents échantillons.

N° d'échantillon	Ech 1-1	Ech 1-2	Ech 2-1	Ech 2-2	Ech 3-1	Ech 3-2
Equivalent du sable (%)	28	8	29	30	17	39

• Interprétation des essais d'équivalent de sables

Les sols sont généralement propres de l'argile (**ES > 20%**); sauf au niveau de certains échantillons (1-2 et 3-1).

I.3.3. Analyse chimique

III.3.3.1. Teneur en Carbonate « CaCO₃ » (Méthode du calcimètre) [11]

➤ Objectif et domaine d'application

Cette méthode s'applique à la détermination conventionnelle du pourcentage de la fraction carbonatée contenue dans un sol, une roche ou un matériau.

➤ Principe de l'essai

La détermination de la teneur en carbonate en **CaCO₃** s'effectue au calcimètre Dietrich –Fruling. l'essai consiste à mesurer à l'aide d'une burette à gaz le volume de CO₂ dégagé par la réaction du HCL sur le carbonate de calcium contenu dans l'échantillon.

La teneur en Carbonate CaCO₃ d'un sol fin est un bon indice de sa résistance mécanique et de sa sensibilité à l'eau. Suivant la valeur de cette teneur, le comportement du sol évolue depuis celui d'une argile jusqu'à celui d'une roche, la valeur de transition étant aux alentours de 60 - 70%.

I.3.3.2. Insolubles (selon NF P18-011-JUIN 1992)**➤ Principe d'essai**

- Prise d'essai 1g d'échantillon broyé et tamisé.
- Faire l'attaque avec 100cl d'HCL à 10%.
- Porter à ébullition pendant 10 min.
- Filtrer sur papier filtre (filtration moyenne) et faire sécher les filtres à l'étuve à 60° jusqu'à poids constant.
- Après refroidissement et dessiccation 1/4^h peser le filtre P2.
- $P = P2 - P1$ (P1 : poids du papier filtre vide).
- % insolubles = $P \times 100$.

➤ Equipement : Tamis 0.2 mm, balance et étuves : verreries, plaque chauffante.

I.3.3.3. Détermination du gypse CASO-2H2O

- Compléter le filtrat recueilli des insolubles jusqu'à 250 ml , le bien mélanger.
- Chauffer 100ml de ce dépôt.
- Ajouter au dépôt 25 ml à 30 ml de BaCL₂ à 10%, mettre en ébullition (20 min) et laisser décompter 24^H.
- Filtrer sur papier filtre (filtration lente) et calciner ce filtre à 105°C pendant 1^H.
- Après refroidissement et dessiccation 1/4^H peser le filtre P2.
- %CaSO-2H2O = $P \times 184.5$.

➤ Equipement : verreries, plaque chauffante et balance.

I.3.3.4. Dosage des chlorures évalué en NaCL (NF P18-011-JUIN 1992)

- Prise d'essai 1g.
- Ajouter 100ml d'eau distillée et porter à ébullition.
- Filtrer sur papier filtre (filtration moyenne) et rincer le résidu avec l'eau distillée.
- Additionner 02 gouttes de chromate de potassium au filtra recueilli et titrer par le nitrate d'argent N/10.
- Noter le volume (v) lorsque la solution passe du jaune au rose orangé.
- %NaCl= $V \times 0.585$.

➤ Equipement : balance et étuve.

Les résultats des analyses chimiques sont indiqués dans le tableau ci – dessous :

Tableau I.15 : Résultats des essais d’analyse chimique pour les différents échantillons.

Profondeur (m)	Pourcentage des insolubles	Pourcentage des carbonates (% CaCO ₃)	Pourcentage Des chlorures (%)	Pourcentage de gypse
Ech 1-1(16.00m)	59.88	31.65	0.29	Néant
Ech 1-2 (25.00m)	57.32	33.09	0.41	-
Ech 2-1 (17.00m)	58.48	33.33	0.64	-
Ech 2-2 (30.00m)	62.20	30.93	0.23	-
Ech 3-1(09.00m)	58.59	34.06	0.23	-
Ech 3-2 (25.00m)	57.91	33.81	0.23	-

- **Interprétation des essais d’analyses chimiques**

Le sol est dépourvu des sulfates (% de gypse est nul), donc il n’est pas agressif pour les bétons de fondation.

I.4. Conclusion

D’après les reconnaissances précédentes ; on peut conclure que le sous-sol dans cette région est sédimenté en couches fines.

L’investigation par les essais « standard pénétration test (S.P.T) » définit un sol moyennement compact à l’exception, de l’horizon à compacité faible entre 21 et 24 m de profondeur.

L’investigation par les essais au pressiomètre Ménard indique un sol hétérogène : à 7.00 m, le sol normalement consolidé, à 9.00 et à 12.00 m, le sol est surconsolidé, à 15.00m, sol normalement consolidé et à 17 m, le sol est surconsolidé.

L’analyse granulométrique a fait apparaître deux classes de sols: sables (Classe A), et sables limoneux (Classe B) .La classification des sols grenus par la méthode L.C.P.C confirme aussi deux classes de sols : sable mal gradué (Classe Sm) et sable limoneux (Classe Sl).

Du point de vue chimique, les sols analysés sont dépourvus des sulfates, et renferment des chlorures. Ainsi que, les eaux de mer constituent un environnement agressif « degré d’agressivité A2 ». Et sur le plan du risque sismique la région de Bejaia se situe dans la zone **IIa**, et ces sols sont classés dans la catégorie S3 (sols lâches) qui sont susceptibles à la liquéfaction.

Chapitre « II »
Prédimensionnement des
palplanches.

II.1.Introduction

Les palplanches sont des profilés métalliques qui peuvent être assemblés pour former un rideau qui assure une fonction d'étanchéité et de soutènement.

Son prédimensionnement se fait avec la méthode du Blum permettant de simplifier les calculs en prenant pour hypothèse une force localisée passant par le centre de rotation qui représenterait les efforts de contrebutée.

II.2.Donnée de sol de fondation

Pour le calcul de la portance du sol, on a les données qui suivent :

Matériau de carrière (TVC et enrochement) :

- Le poids volumique des enrochements émergé $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$.
- Le poids volumique des enrochements immergé $\gamma' = 1,1 \text{ t/m}^3$.
- L'angle de frottement interne des enrochements $\phi = 38^\circ$.
- La cohésion $C = 0,00 \text{ t/m}^2$

Ces valeurs sont valables aussi bien pour le cas statique que pour le cas dynamique.

- L'accélération de la gravitation $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- L'accélération sismique horizontale : $a_h = k_h \times g$.
- L'accélération sismique verticale : $a_v = k_v \times g$.

La ville de Bejaïa est située dans la zone IIa, d'après le RPOA version 2008 (Règlement Parasismique des ouvrages d'art), k_h et k_v prennent les valeurs suivantes :

($k_h = 0,20$, $k_v = 0,3k_h$).

Pour le calcul, on a choisi une stratification composé 2 couches, tel que :

➤ la couche qui se trouve de la cote 0.00 à -12.5 m a les caractéristiques suivantes :
 $\phi = 38^\circ$, $C = 0 \text{ (t/m}^2)$, $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$.

➤ la couche intermédiaire de la cote -12.5 à f m a les caractéristiques suivantes :
 $\phi = 30^\circ$ $C = 0 \text{ (t/m}^2)$, $\gamma' = 1 \text{ t/m}^3$.

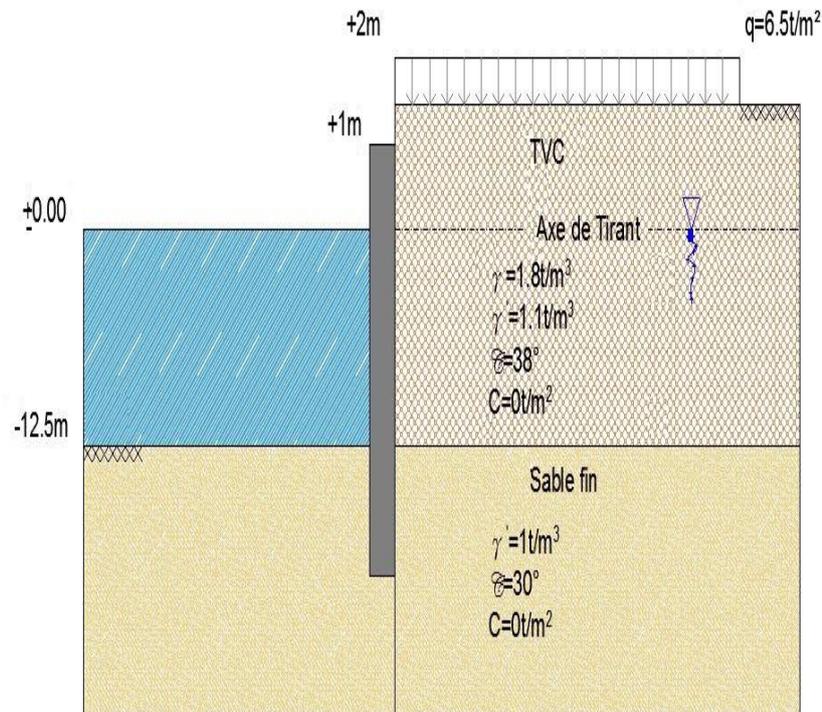


Figure II.1 : Coupe du sol.

II.3. Prédimensionnement de la palplanche

II.3.1. Détermination des coefficients de poussée et de butée

Tableau II.1 : Coefficient de poussée et de butée (d'après Caquot-Kerisel).

Couche	φ°	δ_A°	K_a	K_p
1 (TVC)	38	0	0.237	4.21
2 (TVC)	38	0	0.237	4.21
3 (Sable fin)	30	0	0.333	3

II.3.2. Calcul des contraintes de poussées et de butées

Contrainte de poussée et de butée

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = (\gamma \times z) + q$$

- Calcul des poussées

Tableau II.2 : Les forces dues aux poussées et butées des terres.

Les couches de sol	Z (m)	Ka et Kp	σ_H (t/m ²)	Zone du diagramme	Force correspondante F_i (t/ml)
1	0	0.237	0	1	0.853
2	0	0.237	0.853	2	10.662
	12.5		4.111	3	20.362
3 (poussée)	0	0.333	5.777	4	5.777f
	F		0.333f+5.777	5	0.166 f ²
3 (butée)	F	3	0	6	0
	0		3 f		1.5 f ²

II.3.3. Calcul des Poussées due aux surcharges

La contrainte des poussées est uniformément répartie sur l'écran et due à la surcharge verticale q. Elle s'écrit comme suit :

$$K_q = K_A \text{ car dans notre cas } \beta = 0; \lambda = 0.$$

Tableau II.3 : Les poussées dues aux surcharges.

Les couches de sol	Z (m)	Ka	σ_H (t/m ²)	Zone du diagramme	Force correspondante F_i (t/ml)
1(TVC)	2	0.237	1.54	1	3.08
2(TVC)	12.5	0.237	1.54	2	19.25
3(Sable fin)	f	0.333	2.164	3	2.164 f

IV.3.4. Calcul de point de contrainte résiduelle nulle dans le rideau de palplanche

Le diagramme de pression des terres fait apparaître un point de pression nulle « O » situé à une distance "ε" par rapport au fond de fouille. En ce point la poussée est égale en module à la butée on aura donc :

$$3\varepsilon = 0.333 \varepsilon + 5.777$$

$$D'où : \varepsilon = \frac{5.777}{2.667} = 2.166m$$

$$AI = 2 + 12.5 + 2.166 = 16.666m$$

IV.3.5. Calcul de la fiche totale des palplanches

➤ **Partie AO**

• **Réaction d'appui dans les tirants par ml**

L'hypothèse fait que le point ω 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 ω Donne le module de ce dernier.

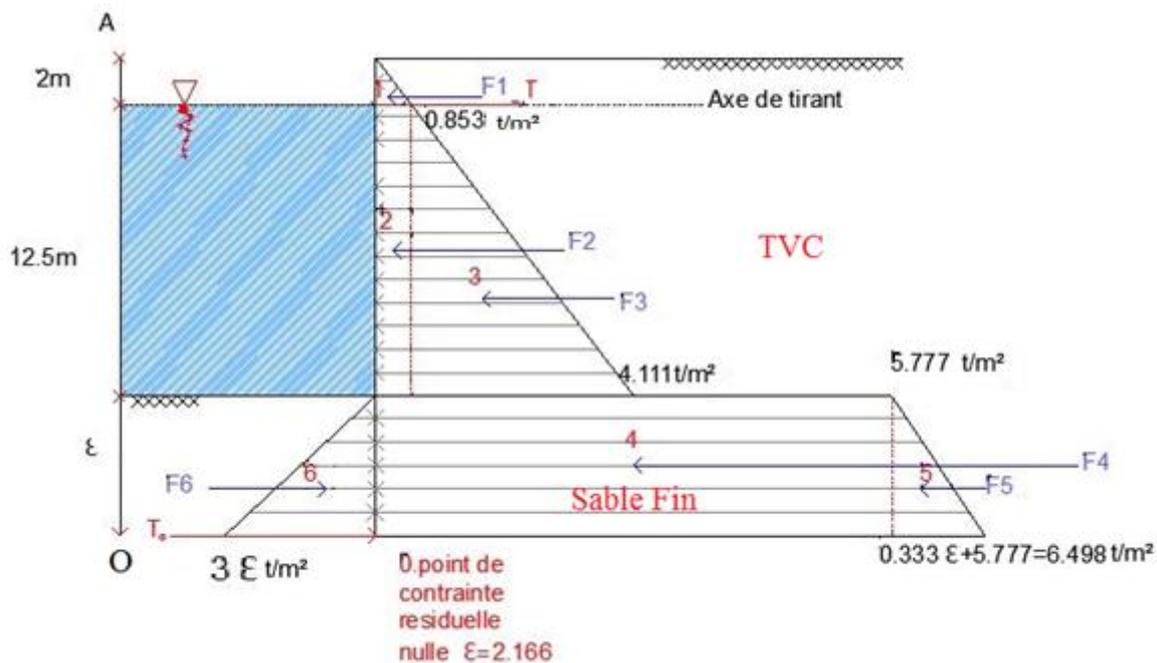


Figure IV.2 : Diagramme des contraintes de la partie 'AO'.

Tableau II.4 : Récapitulation des forces et moments de poussés et de butée (dynamique).

Zone du diagramme	Forces correspondante F_i (t/ml)	Bras de levier Par rapport au point « I » D_i (m)	Les moments par rapport au point « I » (t.m)
1	0.853	15.332	13.078
2	10.662	8.416	89.731
3	20.362	6.332	128.932
4	12.512	1.083	13.550
5	0.778	0.722	0.561
6	7.037	0.722	-5.080
	$\Sigma f=38.13$		$\Sigma M=240.772$

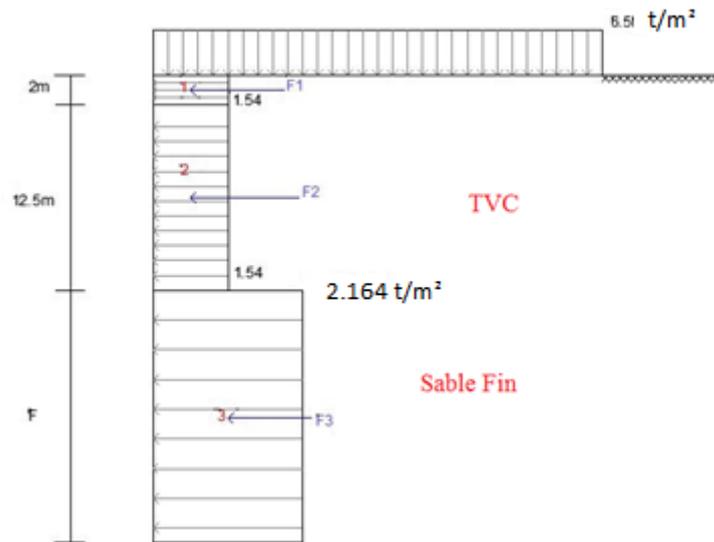


Figure II.3 : Diagramme des poussées dues aux surcharges.

Tableau II.5: Récapitulation des forces et moments des surcharges.

Zone du diagramme	Forces correspondante F_i (t/ml)	Bras de levier Par rapport au point « I » D_i (m)	Les moments par rapport au point « I » (t.m)
1(TVC)	3.08	15.666	48.251
2(TVC)	19.25	8.416	162.008
3(Sable Fin)	4.687	1.083	5.076
	$\Sigma f=27.017$		$\Sigma M=215.335$

On en déduit immédiatement l'effort du tirant, de bras de levier « d » est de 14.666m

$$D'où : T = \frac{\Sigma M}{d} = \frac{456.107}{14.666} = 31.099 \text{ t/ml}$$

➤ Partie OI

• Calcul de l'effort tranchant

On considère la partie encastree, la longueur « b » est determinee en assimilant la portion « OI » du rideau à une poutre droite sur appuis simple de portee « b », tout en admettant pour reaction d'appui l'effort tranchant T_0 au point « O ».

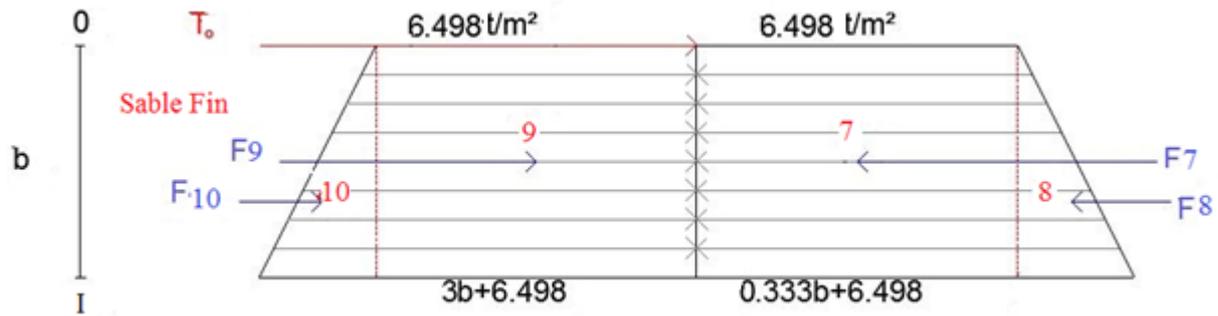


Figure II.4 : Diagramme des contraintes de la partie 'IO'.

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-dessus.

$$\text{Calcul de } T_0: \quad T_0 + T = \Sigma F_i$$

$$\text{Avec les valeurs de tableau IV.7 soit :} \quad T_0 = \Sigma F_i - T$$

$$T_0 = 65.147 - 31.099 = 34t$$

Tableau II.6 : Récapitulation des moments des poussées et butées des terres.

Zone du diagramme	Forces correspondante F_i (t/ml)	Bras de levier Par rapport au point « O » D_i (m)	Les moments par rapport au point « O » (t.m)
7	$6.498 \times b$	$0.5 \times b$	$3.249 \times b^2$
8	$0.166 \times b^2$	$\frac{1}{3} \times b$	$0.055 \times b^3$
9	$-6.498 \times b$	$0.5 \times b$	$-3.249 \times b^2$
10	$-1.5 \times b^2$	$\frac{1}{3} \times b$	$-0.5 \times b^3$

$$\Sigma M/o = -0.055 \times b^3 - 0.5 \times b^3 + 33.575 \times b = 0$$

$$b = \sqrt{\frac{34}{0.445}} = 8.74m$$

$$\text{On a donc : } f_0 = b + \varepsilon = 8.686 + 2.166 = 10.906m$$

$$\text{D'où : } f = 1.2 \times f_0 = 13.087m$$

$$\text{On retiendra une fiche : } f = 13.087m$$

II.4. Calcul du moment fléchissant maximum

Le moment fléchissant est maximum quand l'effort tranchant est nul

Partie « AI » :

$$\Sigma F/X=0$$

$$T = -1.334 X^2 + 7.941 X + 31.877 = 0$$

Avec : $T=31.099 \text{ t/ml}$

$$\text{On devra donc avoir : } -1.334 X^2 + 7.941 X + 0.778 = 0$$

Equation dont la valeur positive donne la valeur cherchée $X=6.049 \text{ m}$

$$\text{D'où } M_{max} = \Sigma M/6.049 = 120.8 \text{ t.m}$$

II.5. Choix de type de la palplanche

Après avoir calculé le moment maximal qui agit sur la palplanche, nous devons choisir le type de palplanche approprié et ses dimensions. Cela en calculant le module de flexion élastique « w »

$$\text{Où : } W = \frac{M_{max}}{\sigma_{max}}$$

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

$$w = \frac{M^{max}}{\sigma_{max}} = \frac{1208}{2.66 \times 10^5} = 4541.35 \text{ cm}^3$$

Le module de flexion élastique : $w=4541.35 \text{ cm}^3$

En utilisant le catalogue des palplanches du constructeur Arcelor-Métal (catalogue 2006) on a choisi des palplanches en profil **AZ46** avec ses caractéristiques qui suivent :

- Profile : **AZ46**
- Largeur : **b = 580mm.**
- Epaisseur : **18mm**
- Masse de palplanche : **265.2 kg/cm**
- Moment d'inertie : **128120cm⁴**
- Section : **337.8cm²**
- Module de flexion élastique : **5330cm³**
- Rayon de giration : **19.48cm**
- Surface à traité : **1.89 m²**
- Classe 2 : **Palplanche double**

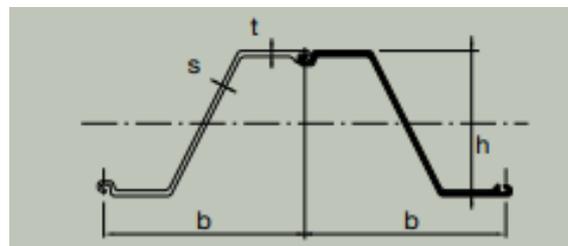


Figure II.5 : Palplanche AZ46.

II.6.Conclusion

Pour le prédimensionnement des palplanches, nous retenons un moment maximal de 120.8 t.m qui nous a permet de supposer le type de rideau convenable.

Chapitre « III »

**Répartition et caractéristiques des
appareaux.**

III.1.Introduction

Les caractéristiques des navires devant fréquenter le nouveau quai sont indispensables pour le calcul de la hauteur du quai ainsi que le déplacement du navire.

Les données suivantes vont nous servir pour le calcul de l'énergie d'accostage et les tensions des amarres:

- La longueur hors tout pour positionner les organes d'accostage et d'amarrage.
- Le creux pour le dimensionnement et la position de la poutre de couronnement.
- Les tirants d'eau (avant – arrière) pour déterminer la hauteur libre.
- Ainsi que les dimensions de capacité du navire.

III.2.Taille du navire de projet

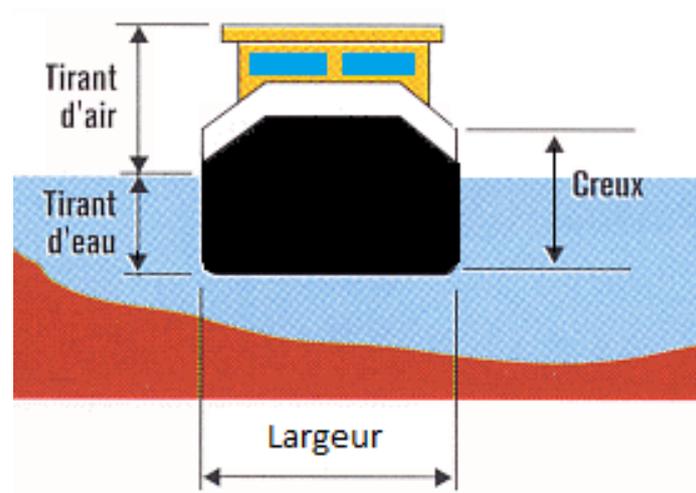


Figure III.1 : Caractéristiques d'un navire [18].

- **Tirant d'air** : C'est la distance verticale entre le niveau du plan d'eau et la partie fixe la plus haute du bateau, à savoir la hauteur du bateau au-dessus de l'eau.
- **Tirant d'eau** : Hauteur de la partie immergée du bateau. Le tirant d'eau varie donc avec la charge.
- **Le creux** : pour le dimensionnement et la position de la poutre de couronnement.

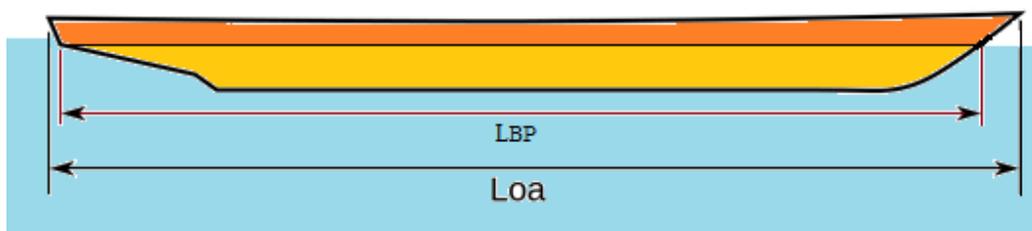


Figure III.2 : Données sur le navire.

- **Length over all (Loa)** : longueur hors tout, mesurée de l'extrémité avant à l'extrémité arrière, pour positionner les organes d'accostage et d'amarrage.
- **Length between perpendiculars (L_{BP})** : Longueur entre perpendiculaires (m).

Pour notre étude le plus grand navire susceptible de fréquenter le quai dans les conditions normales d'exploitation est un navire de 60 000 DWT (Dead Weight Tonnes), dont les caractéristiques sont :

- **longueur** : 170m.
- **largeur** : 30 m.
- **Tirant d'eau** : 12 m.

III.3.Déplacement d'un navire

Le poids d'un navire est généralement caractérisé par son déplacement exprimé en tonnes. Ce dernier est égal au volume de carène (volume d'eau déplacée) multiplié par la densité de l'eau.

Ce déplacement peut être évalué approximativement à partir des dimensions du navire par la formule :

$$D = L \times l \times t \times \alpha \times \gamma_w \quad [16]$$

D : déplacement du navire (en tonnes).

L : longueur du navire $L = 170$ m.

l : largeur du navire $l = 30$ m.

t : le tirant d'eau $t = 12$ m.

α : coefficient prismatique ou de forme (a varié entre 0.65 et 0.70 pour les navires de marchandises générales).

γ_w : masse volumique de l'eau de mer $\gamma_w = 1.03 \text{ t/m}^3$

$$D = 170 \times 30 \times 12 \times 0.7 \times 1.03$$

$$D = 44125.2 \text{ t}$$

III.4.Equipement de quai [4]

III.4.1.Bollard

Un bollard est une grosse masse à la fois cylindrique et coudée, ce dernier est encastré dans la poutre de couronnement ; il assure l'amarrage des navires et transmet les efforts correspondants à l'ouvrage.

III.4.1.1. Disposition et charges des bollards

L'espace entre bollard est pris égal à la longueur de bloc normale d'environ 30 mètres (Longueur entre joint de dilatations successives).

Dans notre cas, le couronnement long de 170 m est réparti en 8 plots de 20 m et un plot de 10m à l'extrémité, la longueur des plots est réduite compte tenu de la rigidité modeste de la poutre de couronnement et de l'importance relative des efforts agissant sur elle.

Les bollards sont, de ce fait disposé tous les 20 m environ, soit un bollard au milieu de chaque plot. Un bollard est dimensionné en fonction de déplacement des navires qui utilisent le quai, à partir de ce déplacement et selon Catalogue « Trelleborg marine systems » ce navire nécessite un bollard de 80 tonnes.



Figure III.3 : Image pour un bollard.

III.4.2. Les défenses d'accostage

Pour permettre aux navires d'accoster sans risques à des murs de quais, ces derniers doivent être munis de défenses.

Ces défenses amortissent le choc de navire à l'accostage et évitent les dommages aux navires et à l'ouvrage pendant la durée de mise à poste.



Figure III.4 : Image pour une défense d'accostage [4].

Les défenses les plus couramment utilisées sont :

- Les défenses en bois.
- Les défenses métalliques.
- Les défenses en caoutchouc.
- Les défenses dites « mécaniques »

III.4.2.1. Disposition et caractéristiques des défenses d'accostage

Nous disposons dans notre cas de deux défenses à chaque plot, ces dernières sont disposées tous les 10 m.

III.4.2.1.1. Caractéristiques des défenses

a. Energie cinétique totale de navire E_t

$$E_t = E_n + E_e \quad [16]$$

E_e : énergie cinétique de l'eau entraînée

E_n : énergie cinétique du navire

➤ Energie cinétique du navire

La vitesse du navire donne une énergie cinétique, donc on peut considérer l'origine du temps l'arrêt des machines, ainsi l'énergie cinétique du navire sera :

$$E_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{D}{g} V^2 \quad [16]$$

D : déplacement du navire (en tonnes).

g : accélération de la pesanteur $g=9.81 \text{ m/s}^2$.

V : vitesse d'accostage (m/s).

• Vitesse d'accostage V

On cherche dans ce cas le tonnage du navire le plus élevé pour des raisons de sécurité et de confort, donc à obtenir la vitesse la plus faible possible.

Dans notre cas on admet pour ce type de navire :

$$V = 0.22 \text{ m/s.}$$

$$E_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{D}{g} V^2 = \frac{1}{2} \times \frac{44125.2}{9.81} \times (0.22)^2$$

$$E_n = 108.851 \text{ t.m}$$

➤ Energie cinétique de l'eau entraînée E_e

Le volume d'eau entraînée est assimilé à un cylindre de longueur « L » (longueur du navire) et de diamètre « t » (tirant d'eau du navire).

$$E_e = \frac{1}{2} \frac{t^2 \pi}{4} \times L \times \frac{\gamma_w}{g} \times v^2 \quad [16]$$

$$E_e = \frac{1}{2} \times (12)^2 \times \frac{3.14}{4} \times 170 \times \frac{1.03}{9.81} \times (0.22)^2$$

D'où : $E_e = 48.827 \text{ t.m}$

Energie cinétique totale E_t :

$$E_t = E_n + E_e = 108.851 + 48.827 = 157.678 \text{ t.m}$$

b. Energie cinétique absorbée par la défense

E_d

$$E_d = E_t \times K \quad [16]$$

E_t : énergie cinétique du navire $E_t = 157.678 \text{ t.m}$

K : coefficient d'accostage $K = K_1 \times K_2 \times K_3$

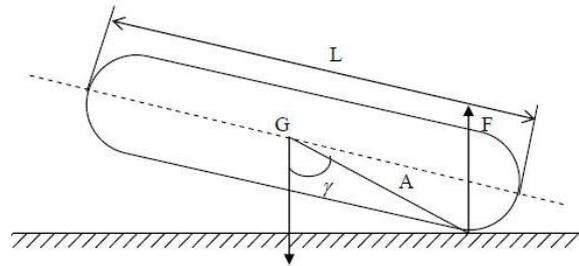


Figure III.5 : Déplacement du navire.

➤ **Coefficient d'accostage k**

De l'énergie cinétique totale E_t , seule une partie E_d est réellement absorbée par le système de défenses.

L'autre partie se dissipe sous forme de :

- Déformation élastique du quai.
- Déformation élastique de bateau.
- Résistance de l'eau.
- Vibration.

Ce coefficient se décompose en :

- K_1 caractérise le mode d'accostage, il tient compte de l'énergie absorbée par l'eau au cours de la rotation éventuel du navire autour d'un axe vertical à partir du moment où la coque entre en contact avec la défense.

Il peut se calculer par la formule suivante

$$K_1 = \frac{R^2 + b^2 \cos^2 \gamma}{R^2 + b^2}$$

R : rayon de giration du navire (voisin de $0.25 L$)

b : distance entre le point de contact A (navire-défense) au centre de gravité G du navire (compris entre $0.25L$ et 0.5)

γ : angle de vecteur vitesse de translation V' avec la droite AG

$$0.2 > K_1 < 1$$

On prend k_1 moyen = 0.6

- K_2 : caractérise la configuration de la zone d'accostage.

Il tient compte de l'effet amortisseur du volume d'eau compris entre le quai, le bateau et le sol. Pour un quai plein $K_2=0.8$.

- K_3 : caractérise la contribution du navire à l'absorption de l'énergie par la déformation élastique de sa coque.

Pour une coque rigide $K_3=1$

Soit : $E_d=0.8 \times 0.6 \times 1 \times 157.678=75.685 \text{ t.m}$

Les valeurs les plus proches dans le tableau donnant l'énergie absorbée par la défense et réaction correspondante pour une déflexion égale à 50% par 1 ml.

Pour cette énergie : 50% de E_d est transmet directement à l'ouvrage et 50% qui reste est absorbé par la défense.

Donc les 50% de E_d soit, égale à 37.842 t.m.

III.4.2.1.2.Choix du type de défense

On prend la défense cylindrique de dimensions suivantes :

Diamètre intérieur : $D_{int}= 1000\text{mm}$.

Diamètre extérieur : $D_{ext}=2000\text{mm}$.

Longueur de la défense : $l= 2500\text{mm}$.

Ces défenses sont espacées d'un pas de 10 m.

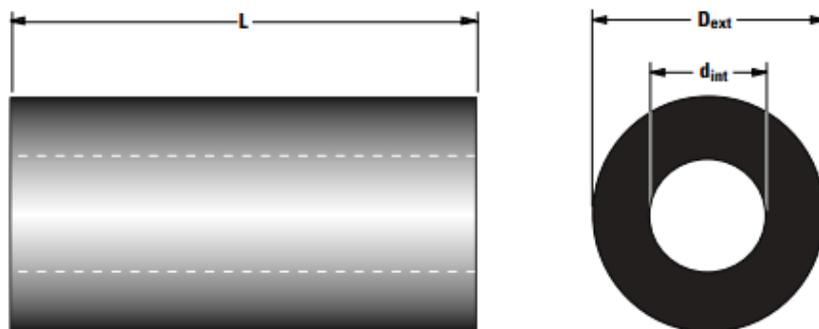


Figure III.6 : Dimensions de la défense [4].

L'effort d'accostage introduit par les défenses est déterminé par la formule suivante :

$$F_a = \frac{2 \times E_d}{d} [4]$$

d : déplacement autorisé par les défenses.

Pour les défenses cylindriques on prend :

$$d = (D_{ext} - D_{int}) \times 90\%$$

$$d = 1 \times 0.9 = 0.9$$

$$F_a = \frac{2 \times 45}{0.9} = 100 \text{ t}$$

Finalement la force F à prendre en compte pour le calcul de la super structure sera :

$$F = 1.2 F_a = 1.2 \times 100 = 120 \text{ t}$$

L'effort d'accostage est de : F = 120 t.

La réaction linéaire : $F = \frac{120}{10} = 12 \text{ t}$

III.4.2.1.3. Qualités et spécifiques

- Une défense très robuste et simple.
- Conception simple et économique.
- Une installation simple permettant un usage multiple sur différents points d'accostage.
- Diamètres de 100 à 2700 mm disponibles dans la plupart des longueurs.
- Courbes de réaction en fonction de la déflexion progressives.
- Grande capacité d'usure à l'abrasion des plus grands diamètres.

III.4.3. Echelle de sécurité

Les échelles servent essentiellement d'accès aux dispositifs d'amarrage et dans le cas d'urgence pour permettre aux personnes tombées à l'eau de regagner la terre. Dans notre cas on se contente de type trellex [18].

➤ Ce modèle présente les caractéristiques suivantes

- L'échelle de sécurité Trellex est le système d'échelle de sécurité le plus flexible sur le marché pour les applications maritimes.
- Il est conçu pour résister à des chocs accidentels occasionnés par de petits bateaux ou des remorqueurs : il se déforme sous les chocs et revient ensuite à son état initial.
- L'échelle est constituée de modules en polyuréthane qui peuvent être combinés avec des éléments d'extension dans la même matière Ensemble ils forment un produit qui est hautement résistant à la corrosion.



Figure III.7 :

Echelle de sécurité

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre on s'est focalisé sur la présentation des caractéristiques de notre navire, ainsi que le dimensionnement des équipements du quai.

Chapitre « IV »

Calcul des efforts agissant sur le quai.

IV.1.Introduction

Pour la conception et le calcul d'un quai en palplanches métallique, il est impératif de déterminer les différents efforts qui agissent sur le mur de quai, qui peuvent être dû aux :

- Poids propre.
- Marnage : 0.5m,
- Bollard : la force maximale sera de 80 t,
- Charge d'exploitation uniformément répartie : 6.5 t/m^2 ,
- Chariot élévateur.
- Séisme : les coefficients d'accélération: $k_h = 0.20$ et $k_v = \pm 0.06$ (RPOA 2008).

IV.2. Efforts verticaux

IV.2.1.Poids propre des ouvrages

Le poids propre des ouvrages doit être réduit de la poussée d'Archimède, c'est la pleine mer qui donne les conditions de stabilité les plus sévères pour les ouvrages massif : la réduction du poids diminue le moment stabilisateur et augmente le risque de glissement horizontal. Pour notre étude le couronnement long est de 170m, qui est réparti en plots de 20m.

IV.2.2.Surcharges uniformément répartie sur le terre-plein

L'ouvrage est exposé à une surcharge sur lui-même ainsi que sur le terre-plein, ces dernières doivent être prises en compte dans la mesure où elles aggravent les conditions de calculs. Il faut alors forcément tenir compte des poussées horizontales induites.

Dans notre étude, Pour un trafic de marchandises diverses, elle est prise égale à 6.5 t/m^2

IV.3.Efforts horizontaux

IV.3.1.Les efforts d'accostages

Quand un navire approche du quai à une certaine vitesse il lui attribue une énergie cinétique. L'accostage s'effectue donc avec un choc qui impose de violents efforts aux ouvrages.

Cette force d'accostage tient compte de la vitesse, la dérive et la taille du navire ainsi que de l'utilisation des machines et de remorqueurs. L'énergie absorbée par la défense lors de l'impact d'accostage est de 64.7 tonnes.

IV.3.2. Les efforts d'amarrage

Les amarres sont frappées sur des bollards, fixés sur le quai, auxquels elles imposent des efforts qui dépendent :

- De l'action du vent sur le navire, effet de voile.
- De l'action du courant sur les œuvres mortes.
- De l'agitation du plan d'eau (passage de navire, ...).

Ces efforts sont répartis sur l'ouvrage par une poutre longitudinale sur laquelle sont fixés les organes d'amarrage. Ces efforts ont pour direction celle des amarres et dépendent donc des conditions locales, des caractéristiques du navire et de son amarrage.

L'effort de traction sur un bollard peut s'exercer sous n'importe quel angle en direction du côté d'eau.

La force exercée sur le bollard est de 80t, et les bollards sont répartis tous les 20m le long du quai donc

$$p = \frac{80}{20} = 4t/ml.$$

Elle est appliquée au niveau de 2.5 m c'est-à-dire que 0.494 m au-dessus du niveau supérieur de quai.

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

Force résultante F (t/ml)	Hauteur (m)	Moment par rapport à O M (t.m)
4	14.994+f	59.976+4f

IV.3.3. Les forces dues à la houle

Ces forces sont négligées car les quais sont des ouvrages intérieurs et donc ne sont pas exposés aux effets de la houle.

IV.3.4. Poussée hydrodynamique

Pour les ouvrages immergés, la face avant du parement est soumise en plus des autres effets, à des effets hydrodynamiques pendant le séisme ; évalués à partir de la théorie de **WESTERGAARD**, qui donne une distribution parabolique des surpressions :

$$\sigma_{wd} = \frac{7}{8} \times \gamma_w \times k_h \times \sqrt{h \times z}$$

Avec :

$\gamma_w = 1.03t/m^3$ poids volumique de l'eau de mer.

$k_h = 0.2$ coefficient séismique horizontal

$h = 12.5m$ profondeur de l'eau totale

z : profondeur de l'eau variable

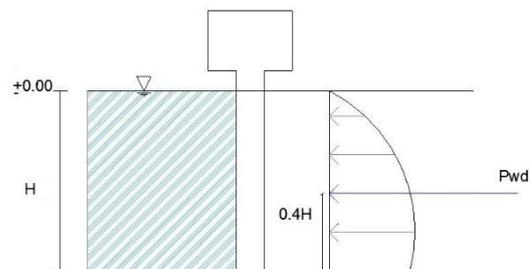


Figure IV.1 : Poussée hydrodynamique [16].

La poussée hydrodynamique sera :

$$P_{wd} = \frac{7}{12} \times \gamma_w \times k_h \times h^2 \quad [16]$$

Pour le mur de quai, « **MATSU** » et « **OHARA** » suggèrent que la pression à l'aval du mur pendant le séisme, est réduite de la quantité donnée plus haut par la théorie de « **WESTERGAARD** » et qu'à l'amont, elle sera augmentée de 70%.

$$P_{wd} = \frac{7}{12} \times \gamma_w \times k_h \times h^2 + 0.7 \times \frac{7}{12} \times \gamma_w \times k_h \times h^2$$

$$P_{wd} = 1.7 \times \frac{7}{12} \times \gamma_w \times k_h \times h^2$$

$$P_{wd} = 1.7 \times \frac{7}{12} \times 1.03 \times 0.2 \times (12.5)^2$$

$$P_{wd} = 31.919 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Appliquée à : } Y = 0.4 \times 12.5 = 5 \text{ m.}$$

Tableau IV.2 : Récapitulation de la poussée hydrodynamique.

La force résultante F (t/ml)	Bras de levier par rapport à O (m)	Moment par rapport à O (t.m)
31.919	5+f	159.595+31.919f

IV.3.5. Poussée hydrostatique du marnage

La dénivellation maximale en hauteur de marnage de chaque côté du mur est généralement choisie égale en inférieure à la demi amplitude de la marée.

Concernant le port de Bejaïa, la plus haute marée enregistrée est de +0,50m, le niveau des plus basses est de -0,50 m. ce qui donne une contrainte uniforme sur la hauteur du quai.

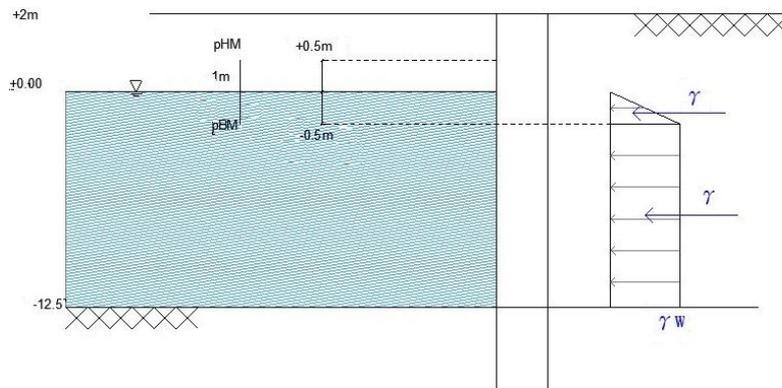


Figure IV.2 : La marrée.

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

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.

$$\sigma = 1.03 \times 0.5 = 0.515 \text{ t/m}^2$$

- Pour : $h = 2 \text{ m}$

$$P = 1/2 \times e \times \sigma = 0.5 \times 0.5 \times 0.515 = 0.128 \text{ t/ml}$$

$$\text{Appliquer à : } Y = \frac{1}{3} \times 0.5 \times 12.5 = 12.66 \text{ m}$$

- Pour : $h = 12.5 \text{ m}$.

$$P = \sigma \times e = 0.515 \times 12.5 = 6.437 \text{ t/m}$$

$$\text{Appliquer à : } Y = \frac{12.5}{2} = 6.25 \text{ m.}$$

Tableau IV.3 : Récapitulation de la poussée hydrostatique.

Zone du diagramme	Force résultante F (t/ml)	Bras de levier par rapport à o (m)	Moment par rapport à o M (t.m)
1	0.128	12.66+f	1.62+0.128f
2	6.437	6.25+f	40.23+6.437f

IV.3.6. Les efforts sismiques.

Les ouvrages construits dans des zones soumises à des séismes fréquents doivent être conçus pour résister aux effets des tremblements de terre.

Selon RPOA 2008 la région de Bejaïa est classée en zone de moyenne sismicité **IIa**, Le coefficient d'accélération de zone (A) est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas les ports de commerce sont considérés comme des ouvrages important de groupe 02.

La force sismique est définie par la formule : $FA = A \times P$.

A : coefficient d'accélération sismique $A=0.20$

P : poids total du mur de quai.

- **Poids de la dalle de couronnement**

$$P_{dalle} = L \times l \times h \times \gamma_{beton} = 20 \times 2.5 \times 2.3 \times 2.5 = 287.5 \text{ t}$$

Avec :

L : la longueur de la dalle de couronnement.

l : la largeur de la dalle de couronnement.

h : la hauteur de la dalle de couronnement.

- **Poids des palplanches**

Admettons que la palplanche choisie est de type **AZ46**:

Épaisseur $e = 18\text{mm}$

Largeur $b = 580\text{mm}$

La masse d'un mètre de palplanche $m = 0.2652\text{ t/ml}$

Nombre de palplanche $n = 34$

$$P_{\text{palplanc he}} = n \times e \times b \times m = 34 \times 0.2652 \times 0.018 \times 0.58 = 0.094\text{ t/ml.}$$

- **Poids total**

$$P_{\text{total}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{palplanche}} = 287.5 + 0.094 = 287.594\text{ t/ml.}$$

- **Force dû aux séismes**

$$F_A = A \times P_t = 287.594 \times 0.2 = 57.518\text{ t/ml}$$

La force due au séisme sur le couronnement est :

$$F_{A1} = A \times P_{\text{dalle}} = 0.2 \times 287.5 = 57.5\text{ t/ml.}$$

La force due au séisme sur les palplanches est

$$F_{A2} = A \times P_{\text{palplanc he}} = 0.2 \times 0.094 = 0.018\text{ t/ml.}$$

Tableau IV.4 : Forces et moments dues au séisme.

	Force dû aux séismes F (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à O M (t.m)
Dalle de couronnement	57.5	13.25+f	761.875+57.5f
Palplanche	0.018	13.75+f	0.247+0.018f

IV.3.7. La poussée due au chariot élévateur

a. Engins de levage et de transfert

Tableau IV.5 : Chariot élévateur.

Caractéristiques du chariot élévateur Chariot élévateur type usuellement utilisé pour le dimensionnement		
Poids du chariot : 51 t , poids du conteneur : 30 t , poids du spreader : 8 t		
Répartition	En charge	à vide
- avant	75 t	27 t
- arrière	14t	24 t

Les surfaces d'appui sont sur certaines marques encore plus réduites (1,10mx0,40m)

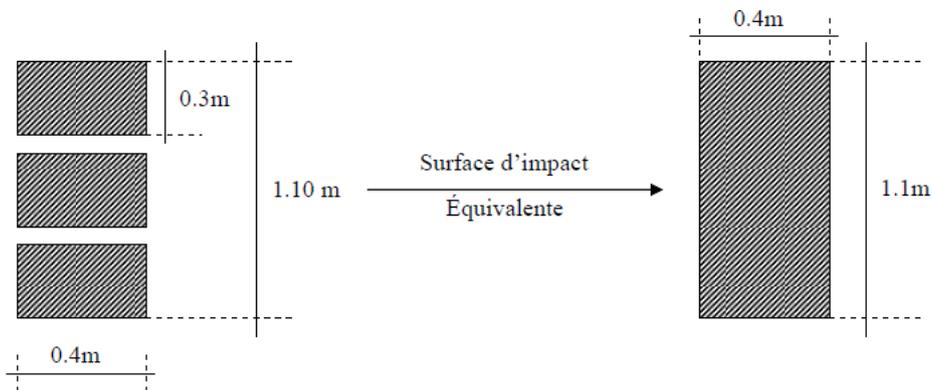


Figure IV.3 : Surface d'impact.

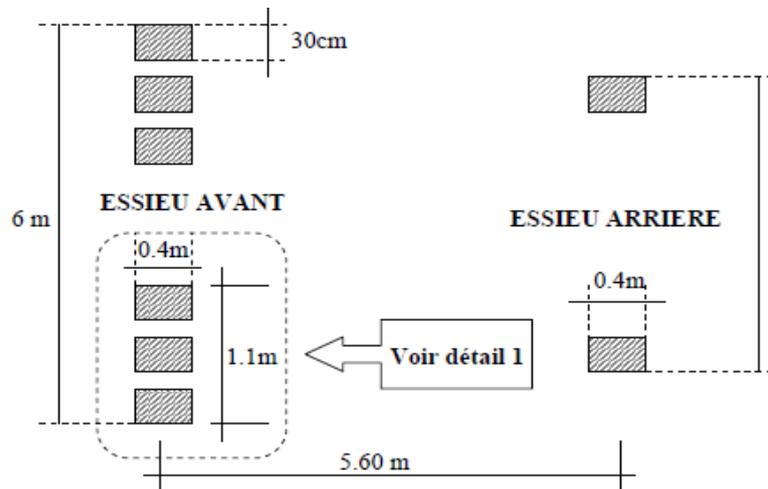


Figure IV.4 : Vue en plan de chariot élévateur.

-Calcul de la poussée

La charge concentré W sera égale à

$$W = \frac{75}{2} = 37.50t$$

Poussée due à la charge concentrée

$$P = \frac{W}{2a+L}$$

a : est la distance de la roue et l'extrémité du mur de quai.

$$P = \frac{37.50}{2 \times 2 + 1.1} = 7.35t/ml.$$

La poussée totale sur le mur due à la charge W .

P_n est donnée par la formule suivante :

$$P_n = P \times K$$

K : coefficient de poussée des terres.

- **Cas statique**

$$P_{ns} = 7.35 \times 0.237 = 1.741 \text{ t/ml.}$$

- **Cas dynamique**

$$P_{nd} = 7.35 \times 0.362 = 2.66 \text{ t/ml.}$$

-Calcul du d :

On a : $Z_2 = a \times \text{tg } \varphi$

$$Z_2 = 1.56 \text{ m.}$$

$$Z_1 = (a+b) \times \text{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = 4.92 \text{ m}$$

$$d = Z_2 - Z_1 = 4.92 - 1.56 = 3.36 \text{ m.}$$

Calcul des pressions dues à la charge concentrée :

- **Cas statique :**

$$\sigma_{st} = \frac{2 \times P_{nst}}{d} = \frac{2 \times 1.741}{3.36} = 1.036 \text{ t/m}^2.$$

- **Cas dynamique :**

$$\sigma_{nd} = \frac{2 \times P_{nd}}{d} = \frac{2 \times 2.66}{3.36} = 1.583 \text{ t/m}^2$$

Calcul du point d'application de la poussée total P_n :

On a :

$$H = 14.5 + f \text{ m; } d = 3.36 \text{ m}$$

La poussée est appliqué à :

$$Y = H - Z_2 - \frac{d}{3} = 14.5 - 1.56 - \frac{3.36}{3}$$

$$Y = 11.82 + f \text{ m}$$

Tableau IV.6 : Les poussées dues aux chariots.

Les cas	La poussée due au chariot p_n (t/ml)	Le bras de levier par rapport à O (m)	Moment par rapport à O M (t.m)
Cas statique	1.741	11.28+f	19.638+1.741f
Cas dynamique	2.66	11.28+f	30.004+2.66f

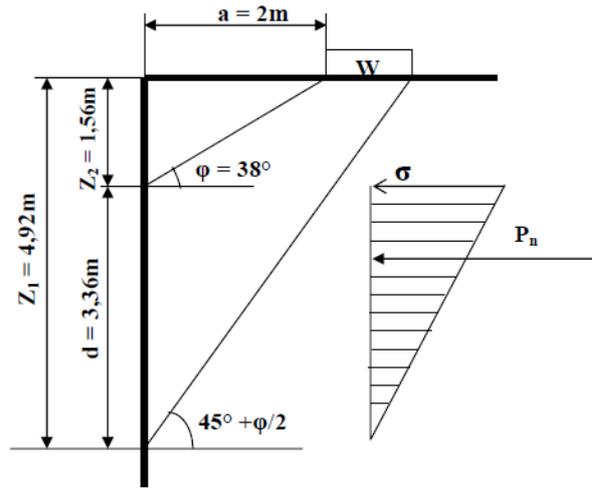


Figure IV.5 : Poussée de chariot élévateur [16].

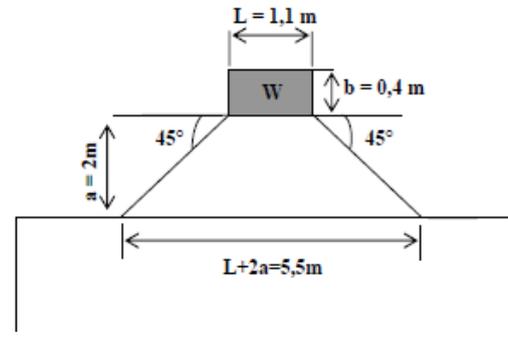


Figure IV.6 : Vue en plan [16].

IV.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté et calculé les différents efforts qui sont soumis sur les ouvrages portuaires, à savoir les quais en palplanche.

Chapitre « V »
Calcul du rideau frontal.

V.1.Hypothèses de calcul

Le calcul de la stabilité d'ensemble du nouveau ouvrage consiste à vérifier que les réactions horizontales du sol sur le rideau et ces ancres équilibrent les forces qui lui sont appliquées ; ces forces dues à la poussée des terres et tenant compte de l'effet des surcharges verticales.

La méthode utilisée sera celle de BLUM dite de la « poutre équivalente »

Le calcul se fait pour l'état limite d'utilisation en supposant que le rideau est maintenu en tête encastré en pied.

V.2.Combinaison de charge

Les combinaisons de charge adoptées pour le calcul

➤ Cas statique

Combinaison 01

- Effort de bollard de 4tonnes/ml.
- Efforts dû au chariot.
- Surcharge uniforme de 6.5tonnes/m².
- Marnage.

➤ Cas dynamique

Combinaison 02 :

- Effort de bollard 2tonnes/ml.
- Efforts dû au chariot.
- Surcharge uniforme de 3.25 tonnes/m².
- Poussée hydrodynamique.
- Séisme.

V.3.Données pour le calcul

- Le coefficient de poussée et de butée sont déterminés à partir du tableau de Caquot-Kerisel avec une inclinaison nulle de la poussée ainsi que de la butée $\delta_a = \delta_p = 0$.
- 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 largeur de rideau.

V.4.Calcul du rideau

V.4.1.Sollicitation – cas statique

V.4.1.1.Détermination des coefficients de poussée et butée

Tableau V.1 : Coefficient de poussée et butée (d'après Caquot-Kerisel).

Couche	φ°	δ_A°	K_a	K_p
1(TVC)	38	0	0.237	4.21
2(TVC)	38	0	0.237	4.21
3(Sable Fin)	30	0	0.333	3

V.4.1.2.Calcul des contraintes de poussées et de butées

Contrainte de poussée et de butée

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = (\gamma \times z) + q$$

- Calcul des poussées et butées

Tableau V.2 : Les forces dues aux poussées et butées des terres.

Les couches de sol	Z (m)	Ka et Kp	σ_H (t/m ²)	Zone du diagramme	Force correspondante F_i (t/ml)
1	0	0.237	0	1	0
	2		0.853		0.853
2	0	0.237	0.853	2	10.662
	12.5		4.111	3	20.362
3 (poussée)	0	0.333	5.777	4	5.777 f
	F		0.333f+5.777	5	0.166 f ²
3 (butée)	0	3	0	6	0
	F		3f		-1.5 f ²

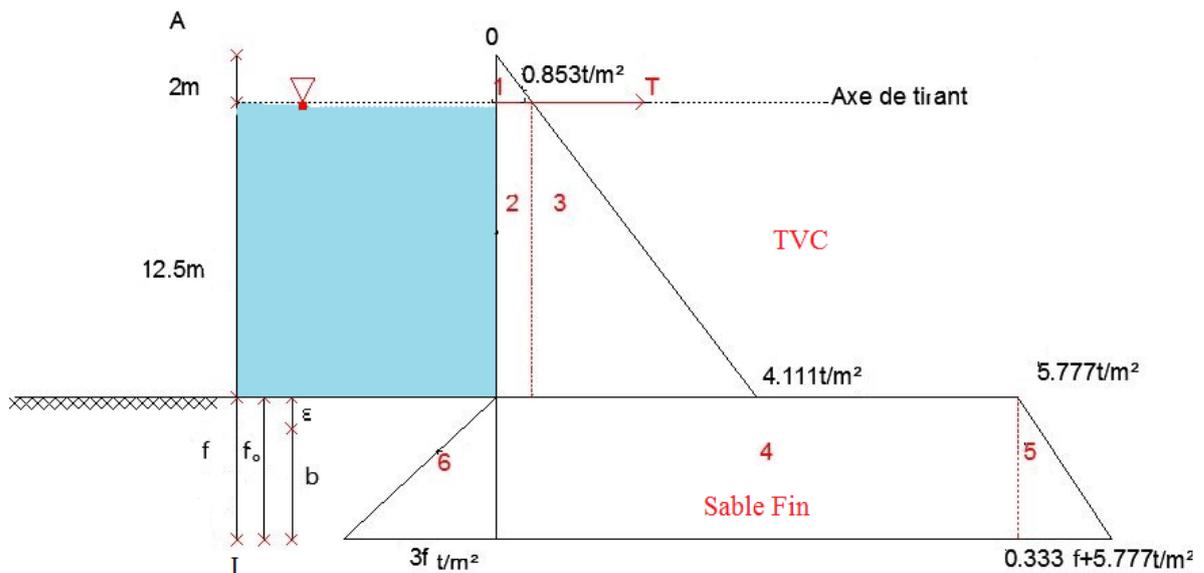


Figure V.2 : Diagramme des contraintes poussées butée des terres (statique).

V.4.1.3. Calcul des Poussées due aux surcharges

La contrainte de poussée due à la surcharge verticale q est uniformément répartie sur l'écran.

Elle s'écrit comme il se suit :

$K_q = K_A$ car dans notre cas $\beta = 0$; $\lambda = 0$.

Tableau V.3 : Les poussées dues aux charges (statique).

Les couches de sol	Z (m)	K_q	σ_H (t/m^2)	Zone du diagramme	Force correspondante F_i (t/ml)
1(TVC)	2	0.237	1.54	1	3.08
2(TVC)	12.5	0.237	1.54	2	19.25
3(Sable Fin)	f	0.333	2.164	3	2.164f

V.4.1.4. Calcul de point de contrainte résiduelle nulle dans le rideau de palplanche

Le diagramme de pression des terres fait apparaître un point de pression nulle « O » situé à une distance " ε " par rapport au fond de fouille. En ce point la poussée est égale en module de la butée, on aura donc :

$$3\varepsilon = 0.333 \varepsilon + 5.777$$

$$D'où : \varepsilon = \frac{5.777}{2.667} = 2.166m$$

$$AO = 2 + 12.5 + 2.166 = 16.666m.$$

V.4.1.5. Calcul de la fiche totale des palplanches

➤ Partie AO

• Réaction d'appui dans les tirants par ml

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

Tableau V.4 : Récapitulation des forces et moments des surcharges (statique).

Zone du diagramme	Forces correspondante F_i (t/ml)	Bras de levier Par rapport au point « I » D_i (m)	Les moments par rapport au point « I » (t.m)
1	3.08	15.666	48.251
2	19.25	8.416	162.008
3	4.687	1.083	5.076
	$\Sigma f=27.017$		$\Sigma M=215.335$

Tableau V.5 : Récapitulation des forces et moments de poussées et de butée (statique).

Zone du diagramme	Forces correspondante F_i (t/ml)	Bras de levier Par rapport au point « I » D_i (m)	Les moments par rapport au point « I » (t.m)
1	0.853	15.332	13.078
2	10.662	8.416	89.731
3	20.362	6.332	128.932
4	12.512	1.083	13.550
5	0.778	0.722	0.561
6	7.037	0.722	-5.080
	$\Sigma f=38.13$		$\Sigma M=240.772$

On en déduit immédiatement cet effort dans le bras de levier « d » est de 14.666 m

$$D'où : T = \frac{\Sigma M}{d} = \frac{456.107}{14.666} = 31.099t/ml$$

Tableau V.6 : Récapitulation des forces et moments dues au chariot, bollard, marnage (statique).

	Force correspondante F_i (t/ml)	Bras de levier par rapport au point « I » (m)	Les moments par rapport au point « I » (t.m)
Effort due au bollard	4	17.16	68.64
poussée due au marnage	0.128	14.826	1.897
	6.437	8.416	54.173
Poussée due au chariot	1.741	13.446	23.409

V.4.1.6. Calcul des sollicitations

La force optimale qu'on doit calculer, soit appliquée tout au long de la palplanche, on appliquant toutes les forces qui sont transmises à la palplanche à l'ELU et l'ELS en utilisant pour le cas de cet ouvrage les combinaisons suivante :

Tableau V.7 : Combinaison fondamentale des charges (cas statique).

Combinaison fondamentale : cas statique	
ELU	ELS
1.35G + 1.5Q	G + Q

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

Les tableaux si dessous résumant les efforts qui sollicitent sur le mur de quai :

➤ **Cas : N°01****Tableau V.8 : Combinaison d'action du cas N°1 (statique).**

Cas de charge		Force correspondante F_i (t/ml)	Les moments par rapport au point « O » (t.m)
Poussée des terres	G_1	45.167	235.692
Butée des terres	G_2	7.037	5.08
Poussée surcharge	Q_3	25.979	207.048
Marnage	Q_4	6.565	56.07
bollard	Q_5	4	68.64

1. Combinaison d'action du cas 1 à l'ELU

➤ Partie AO

• Réaction d'appui dans les tirants

On en déduit immédiatement cet effort dans le bras de levier « d » est de 14.666m

$$M_G = \sum M_{\text{poussé}} - M_{\text{butée}}$$

$$\sum M/O = 1.35 \sum MG + 1.5 \sum MQ = 835.109 t.m$$

$$D'où : T = \frac{\sum M}{1.35d} = 42.179 t$$

➤ Partie OI

Calcul de l'effort tranchant T_0

• Calcul de l'effort tranchant

On considère la partie inférieure au point « I », la longueur « b » est déterminée en assimilant la portion « IO » du rideau à une poutre droite sur appuis simple de portée « b », tout en admettant pour réaction d'appui l'effort tranchant T_0 au point « O ».

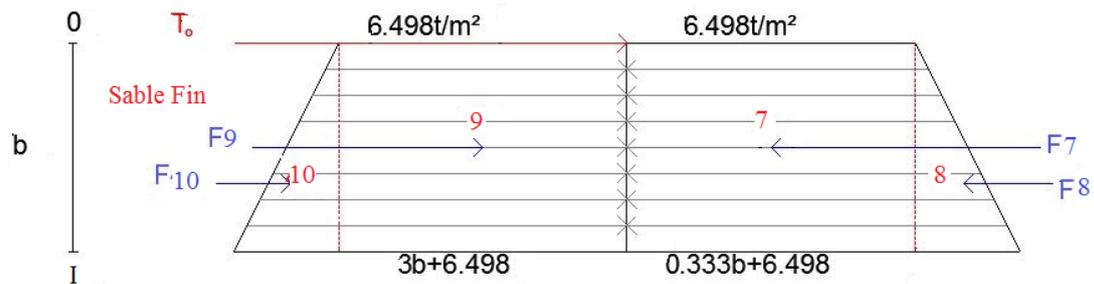


Figure V.2 : Diagramme des contraintes de la partie 'IO' (statique).

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-dessus.

Calcul de T_0 :

$$T_0 = 1.35 (\sum F_G - T) + 1.5 (\sum F_Q)$$

$$D'où : T_0 = 50.907 t$$

Le moment de l'effort tranchant :

$$D'où : MT_0 = 50.198 \times (b) t.m$$

Tableau V.9 : Récapitulation des moments des poussées et butées des terres.

Zone du diagramme	Forces correspondante F_i (t/ml)	Bras de levier Par rapport au point « O » D_i (m)	Les moments par rapport au point « I » (t.m)
7	$6.498 \times b$	$0.5 \times b$	$3.249 \times b^2$
8	$0.166 \times b^2$	$\frac{1}{3} \times b$	$0.055 \times b^3$
9	$-6.498 \times b$	$0.5 \times b$	$-3.249 \times b^2$
10	$-1.5 \times b^2$	$\frac{1}{3} \times b$	$-0.5 \times b^3$

$$\Sigma M/I = -0.055 \times b^3 - 0.5 \times b^3 + 50.907 \times b = 0$$

$$b = \sqrt{\frac{50.907}{0.445}} = 10.695m$$

On a donc : $f_0 = b + \varepsilon = 10.695 + 2.166 = 12.861m$

D'où : $f = 1.2 \times f_0 = 15.433m$

On retiendra une fiche : $f = 15.433m$

2. Combinaison d'action du cas 1 à l'ELS

➤ Partie AO

• Réaction d'appui dans les tirants

On en déduit immédiatement cet effort dans le bras de levier « d » est de 14.666m

$$M_G = \Sigma M_{\text{poussé}} - M_{\text{butée}}$$

$$\Sigma M/O = \Sigma MG + \Sigma MQ = 580.817t.m$$

$$D'où : T = \frac{\Sigma M}{1.35d} = 39.602t$$

➤ Partie OI

• Calcul de l'effort tranchant T_0

Calcul T_0 selon le diagramme ci-dessous:

$$T_0 = \Sigma F_G - T + \Sigma F_Q$$

$$D'où : T_0 = 36.11t$$

Les valeurs des moments seront les mêmes que ceux trouvée dans le tableau IV.8 mais le moment de l'effort tranchant différent d'un cas à un autre.

$$D'où : MT_0 = 36.11 \times b t.m$$

$$\Sigma M/I = -0.055 \times b^3 - 0.5 \times b^3 + 36.11 \times b = 0$$

$$b = \sqrt{\frac{36.11}{0.445}} = 9.008m$$

On a donc : $f_0 = b + \varepsilon = 9.008 + 2.166 = 11.174m$

D'où : $f = 1.2 \times f_0 = 13.408m$

On retiendra une fiche : $f = 13.408m$

➤ **Cas : N°02**

Tableau V.10 : Combinaison d'action du cas N°2 (statique).

Cas de charge		Force correspondante F_i (t/ml)	Les moments par rapport au point « O » (t.m)
Poussée des terres	G_1	45.167	235.692
Butée des terres	G_2	7.037	5.08
chariot	Q_3	1.741	23.409
Marnage	Q_4	6.565	56.07

On procède aux mêmes étapes de calcul de premier cas, les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Récapitulation de la fiche du cas N°2 (statique).

Combinaison d'action	L'effort de tirant T (t)	L'effort tranchant T_0 (t)	La longueur b (m)	La fiche f (m)
ELU	22.447	33.631	8.693	13.030
ELS	21.836	24.601	7.435	11.521

➤ **Cas N°03 :**

Tableau V.12 : Combinaison d'action du cas N°3 (statique).

Cas de charge		Force correspondante F_i (t/ml)	Les moments par rapport au point « O » (t.m)
Poussée des terres	G_1	45.167	235.692
Butée des terres	G_2	7.037	5.08
Poussée surcharge	Q_3	27.017	215.335
Marnage	Q_4	6.565	56.07

On procède aux mêmes étapes de calcul de premier cas, les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Récapitulation de la fiche dans le cas N°3 (statique).

Combinaison d'action	L'effort de tirant T (t)	L'effort tranchant T ₀ (t)	La longueur b (m)	La fiche f (m)
ELU	36.978	51.93	10.802	15.561
ELS	34.922	36.79	9.092	13.509

V.4.2.Sollicitation, cas dynamique

V.4.2.1.calcul des coefficients de poussée et butée

Les coefficients sismique sont calculés selon les théories de COULOMB et MONONOBE -OKABE

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta)\cos\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta)\cos(\beta - \lambda)}} \right]^{-2}$$

Où : $\theta = \left[\frac{k_h}{1+k_v} \right]$

D'après le RPA (2008), Bejaïa est classée dans la zone IIa :

$$k_h = 0.20.$$

$$k_v = 0.3 \quad k_h = 0.06.$$

D'où : $\theta = 12.01^\circ$

$-\theta$ (°) : Inclinaison sur la verticale de la résultante des forces de masse.

- **Pour notre cas :**

$$\beta=0^\circ \quad \lambda=0^\circ \quad \theta = 12.01^\circ \quad \delta=0$$

Couche 01 : $0 < h < 2.0$ (en m) : $\varphi = 38^\circ$ $\delta/\varphi = 0$

$$K_{ad1} = \frac{\cos^2(38 - 12.01)}{\cos(12.01)\cos(12.01)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(38)\sin(38 - 12.01)}{\cos(12.01)\cos(0)}} \right]^{-2}$$

$$K_{ad1} = 0.363$$

Couche 02: $0 < h < 12.5$ (en m) $\varphi = 38^\circ$ $\delta/\varphi = 0$

$$K_{ad2} = \frac{\cos^2(38 - 12.01)}{\cos(12.01)\cos(12.01)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(38)\sin(38 - 12.01)}{\cos(12.01)\cos(0)}} \right]^{-2}$$

$$K_{ad2} = 0.363$$

Couche 03 : $0 < h < f$ (en m) $\varphi = 30^\circ$ $\delta/\varphi = 0$

$$K_{ad3} = 0.484$$

- **Calcul de coefficient de butée (par la méthode « MONONOBE et OKABE »)**

$$K_{pd} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cos(\theta)} \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^{-2}$$

$$K_{pd} = \frac{\cos^2(30 - 12.01)}{\cos(12.01) \cos(12.01)} \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(30) \sin(30 - 12.01)}{\cos(12.01) \cos(0)}} \right]^{-2}$$

$$K_{pd} = 2.603$$

V.4.2.2. Calcul des contraintes de poussées et de butées

Contrainte de poussée et de butée

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = (\gamma \times z) + q$$

- **Calcul des poussées**

Tableau V.14 : les forces dues aux poussées des terres (dynamique).

Les couches de sol	Z (m)	Ka ou k _p	σ_H (t/m ²)	Zone du diagramme	Force correspondante F _i (t/ml)
1	0	0.363	0	1	0
	2		1.306		1.306
2	0	0.363	1.306	2	16.325
	12.5		6.298	3	31.20
3 (poussée)	0	0.484	8.397	4	8.397f
	F		0.484f+8.397	5	0.242f ²
3 (butée)	0	2.603	0	6	0
	F		2.603f		-1.301f ²

V.4.2.3. Calcul des Poussées due aux surcharges

La contrainte des poussées est uniformément répartie sur l'écran et due à la surcharge verticale q. Elle s'écrit comme suit :

$$K_q = K_A \text{ car dans notre cas } \beta = 0; \lambda = 0.$$

Tableau V.15 : les poussées dues aux surcharges (dynamique).

Les couches de sol	Z (m)	Ka	σ_H (t/m ²)	Zone du diagramme	Force correspondante F _i (t/ml)
1(TVC)	2	0.363	1.176	1	2.352
2(TVC)	12.5	0.363	1.176	2	14.737
3(Sable Fin)	f	0.484	2.573	3	1.573f

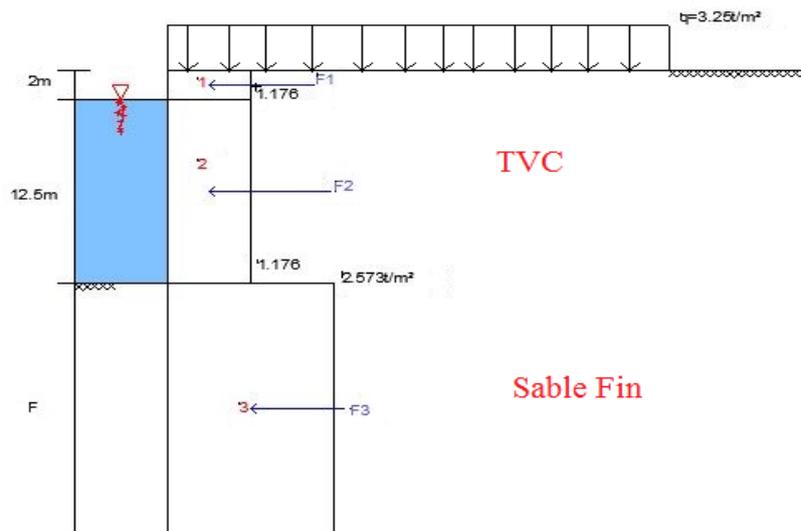


Figure V.3 : Diagramme des poussées dues aux surcharges (dynamique).

V.4.2.4. Calcul de point de contrainte résiduelle nulle dans le rideau de palplanche

Le diagramme de pression des terres fait apparaître un point de pression nulle « I » situé a une distance "ε" par rapport au fond de fouille. En ce point la poussée est égale en module a la butée on aura donc :

$$2.603 \varepsilon = 0.484 \varepsilon + 8.397$$

$$D'où : \varepsilon = \frac{8.397}{2.119} = 3.962m$$

$$AO = 2 + 12.5 + 3.962 = 18.462m$$

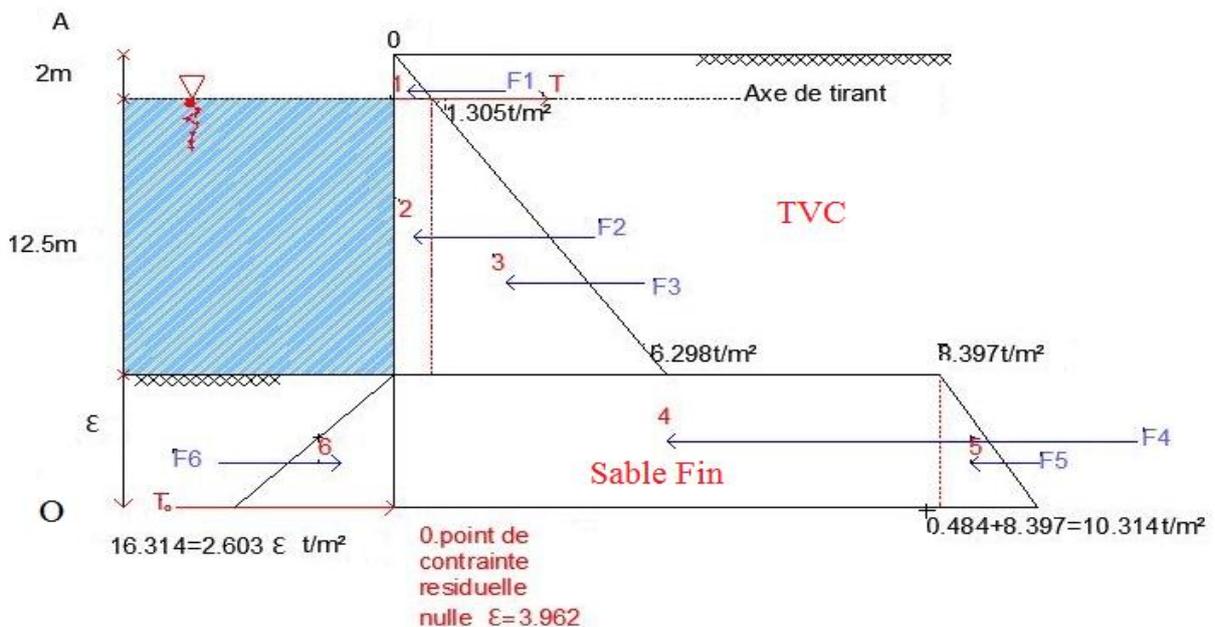


Figure V.4 : Diagramme des contraintes de la partie 'AI' (dynamique).

V.4.2.5. Calcul de la fiche totale des palplanches

➤ Partie AI

• Réaction d'appui dans les tirants par ml

L'hypothèse fait que le point ω 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 ε donne le module de ce dernier.

Tableau V.16 : Récapitulation des forces et moments de poussées et de butée (dynamique).

Zone du diagramme	Forces correspondante F_i (t/ml)	Bras de levier Par rapport au point « I » D_i (m)	Les moments par rapport au point « I » (t.m)
1	1.306	17.128	22.369
2	16.325	10.212	166.710
3	31.20	8.128	253.593
4	33.268	1.981	65.903
5	3.798	1.320	05.013
6	-20.422	1.320	-26.957
	$\Sigma f=65.475$		$\Sigma M=486.631$

Tableau V.17 : Récapitulation des forces et moments des surcharges (dynamique).

Zone du diagramme	Forces correspondante F_i (t/ml)	Bras de levier Par rapport au point « I » D_i (m)	Les moments par rapport au point « I » (t.m)
1	2.358	17.462	41.175
2	14.737	10.212	150.494
3	6.232	1.981	12.345
	$\Sigma f=23.327$		$\Sigma M=204.014$

On en déduit immédiatement cet effort dans le bras de levier « d » est de 16.462m

$$D'où : T = \frac{\Sigma M}{d} = \frac{690.645}{16.462} = 41.953t/ml$$

Tableau V.18 : Récapitulation des forces et moments dues au chariot, bollard, marnage (dynamique).

		Force correspondante F_i (t/ml)	Bras de levier par rapport au point « I » (m)	Les moments par rapport au point « I » (t.m)
Effort due au bollard		2	18.952	37.904
Séisme	couronnement	57.5	17.212	989.69
	palplanche	0.018	17.712	0.318
Poussée due au chariot		2.66	15.242	40.121
Poussée hydrodynamique		31.919	8.962	37.904

V.4.1.6. Calcul des sollicitations

Le système de charge dans le cas accidentel, c'est un système de charge dans le cas statique et en introduisant les efforts hydrodynamique et sismique.

Tableau V.19 : Combinaison fondamentale des charges (cas dynamique).

ELU dynamique
G+Q+SI

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

Ces tableaux résument les efforts qui sollicitent sur le mur de quai

➤ **Cas : N°01**

Tableau V.20 : Combinaison d'action du cas N°1 (dynamique).

Cas de charge		Force correspondante F_i (t/ml)	Les moments par rapport au point « O » (t.m)
Poussée des terres	G₁	85.897	513.588
Butée des terres	G₂	20.422	26.957
Poussée surcharge	Q₃	23.327	204.014
Poussée hydrodynamique	Q₄	31.919	286.058
Séisme	F_A	57.518	990.008

➤ **Partie AO**

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

On en déduit immédiatement cet effort dans le bras de levier « d » est de 16.462m

$$M_G = \sum M_{\text{poussé}} - M_{\text{butée}}$$

$$\Sigma M/O = \Sigma MG + \Sigma MQ = 1966.711t.m$$

$$D'o\grave{u} : T = \frac{\Sigma M}{d} = 119.469t$$

➤ **Partie OI**

Calcul de l'effort tranchant T_0

Calcul T_0 selon le diagramme ci-dessous :

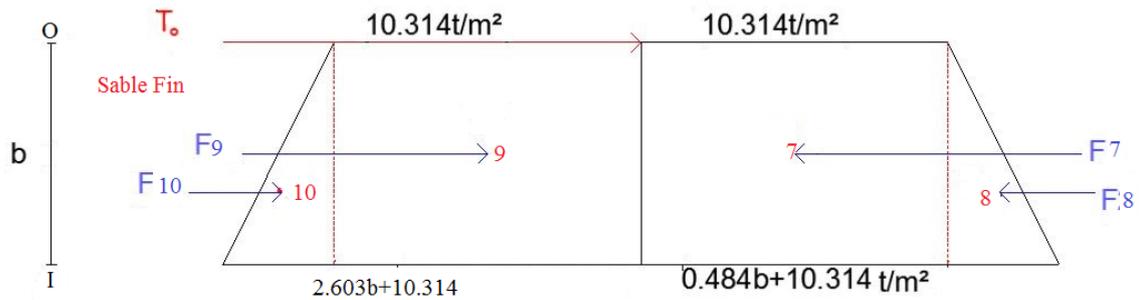


Figure V.5 : Diagramme des contraintes de la partie 'IO' (dynamique).

$$T_0 = \Sigma F_G - T + \Sigma F_Q$$

$$D'o\grave{u} : T_0 = 58.77t$$

le moment de l'effort tranchant :

$$MT_0 = 58.77 \times (b)t.m$$

$$D'o\grave{u} : \Sigma M/I = -0.08 \times b^3 - 0.433 \times b^3 + 58.77 \times b = 0$$

$$b = \sqrt{\frac{58.77}{0.353}} = 11.52m$$

$$\text{On a donc : } f_0 = b + \varepsilon = 11.52 + 23.962 = 15.482m$$

$$D'o\grave{u} : f = 1.2 \times f_0 = 18.916m$$

$$\text{On retiendra une fiche : } f = 18.961m$$

➤ **Cas : N°02**

Tableau V.21 : Combinaison d'action du cas N°2 (dynamique).

Cas de charge		Force correspondante F_i (t/ml)	Les moments par rapport au point « O » (t.m)
Poussée des terres	G_1	85.897	513.588
Butée des terres	G_2	20.422	26.957
Chariot	Q_3	2.66	40.121
Poussée hydrodynamique	Q_4	31.919	286.058
Séisme	F_A	57.518	990.008

On procède aux mêmes étapes de calcul de premier cas, les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.22 : Récapitulation de la fiche du cas N°2 (dynamique).

Combinaison d'action	L'effort de tirant T (t)	L'effort tranchant T_0 (t)	La longueur b (m)	La fiche f (m)
ELU	109.513	48.059	11.668	18.756

➤ **Cas N°03 :**

Tableau V.23 : combinaison d'action du cas N°3 (dynamique).

Cas de charge		Force correspondante F_i (t/ml)	Les moments par rapport au point « O » (t.m)
Poussée des terres	G_1	85.897	513.588
Butée des terres	G_2	20.422	26.957
Poussée surcharge	Q_3	23.327	204.014
Poussée hydrodynamique	Q_4	31.919	286.058
Bollard	Q_5	2	37.904
Séisme	F_A	57.518	990.008

On procède aux mêmes étapes de calcul de premier cas, les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 : Combinaison d'action du cas N°3 (dynamique).

Combinaison d'action	L'effort de tirant T (t)	L'effort tranchant T_0 (t)	La longueur b (m)	La fiche f (m)
ELU	121.772	58.467	12.869	20.197

V.5. Calcul du moment fléchissant maximum

Le moment fléchissant est maximum quand l'effort tranchant est nul

Partie « AO » :

$$\Sigma F/X=0$$

$$T = -1.059 X^2 + 9.97 X + 159.347 = 0$$

$$\text{Avec : } T=121.772 \text{ t/ml}$$

$$\text{On devra donc avoir : } -1.059 X^2 + 9.97 X + 37.575 = 0$$

Equation dont la valeur positive donne la valeur cherchée $X=12.299 \text{ m}$

$$\text{D'où } M_{max} = \Sigma M/6.049 = 312.387 \text{ t.m}$$

V.6. Choix de type de la palplanche

Après avoir calculé le moment maximal qui agit sur la palplanche, nous devons choisir le type de palplanche approprié et ses dimensions. Cela se base sur la recherche de module de

flexion élastique « w » qui est le rapport entre M_{max} sur la contrainte admissible $\bar{\sigma}_a$ dans l'acier.

$$\text{Où : } W = \frac{M_{max}}{\sigma_{max}}$$

Pour une nuance d'acier E 400 on a $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_e = 266.66 \text{ MPa}$

$$w = \frac{M^{max}}{\sigma_{max}} = \frac{3123.87}{2.66 \times 10^5} = 11743.872 \text{ cm}^3$$

Le module de flexion élastique : $w=11743.872 \text{ cm}^3$

On utilisant le catalogue des palplanches du constructeur Arcelor-Métal (catalogue 2011) on a choisi des palplanches en profil **HZ1180M D-12 /AZ18-700** avec les caractéristiques suivante:

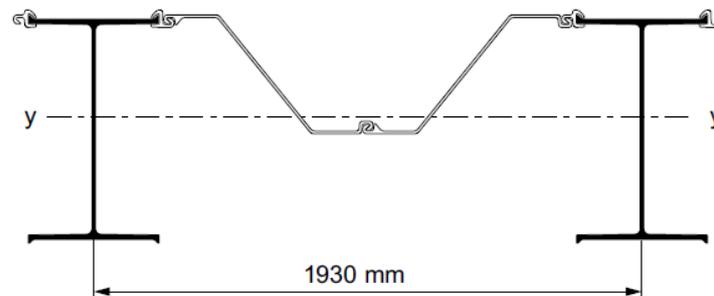


Figure V.6 : Rideau mixtes en profil HZ1180M D-12 /AZ18-700.

- Moment d'inertie : **681600cm⁴/m**
- Module de flexion élastique : **11830cm³/m**

V.7.Conclusion

Pour le dimensionnement du rideau de palplanche, nous retenons un moment maximal de 11743.872 t.m dans le cas dynamique.

La fiche obtenue pour les deux cas statique et dynamique est respectivement de 15.561m et 20.197m par conséquent nous retenons pour l'ensemble du quai une fiche de 20.197m.

La réaction d'encrage maximale est obtenue dans le cas de la présence de séisme et poussée hydrodynamique $T=121.772 \text{ t}$.

Chapitre « VI »
Calcul du rideau d'ancrage.

VI.1.Introduction

Le calcul du rideau frontal fait connaître les réactions d'encrage ; le plus souvent celles-ci sont reportées par l'intermédiaire des tirants sur un ancrage situé en arrière dans le terre-plein.

L'encrage de rideau peut être peu profond ou profond, comme il peut être continu (rideau de palplanche, murette en béton) ou bien discontinu (croix en palplanches, plaque en béton armé, bloc en béton).

VI.2.Hypothèse de calcul

Les réactions de butée des ancrages sont généralement calculées dans l'hypothèse d'un équilibre limite de rupture du sol.

La sécurité sur l'ancrage pourra toutefois être inférieure à la sécurité prise en compte pour les tirants, puisque celle-ci comprenait l'effet d'efforts parasites à l'attache et de flexion par tassement. En outre, la réaction sur l'ancrage est inférieure à celle de l'attache sur le rideau frontal à cause de l'adhérence du tirant dans le sol.

L'ancrage pourra donc être déterminé pour une valeur ultime de traction : $T' = 1.2T$.

Le rideau d'encrage sera constitué d'un rideau de palplanches. La surcharge ne couvre le terre-plein qu'en amont de la paroi d'ancrage. Ceci a pour effet d'augmenter les poussées actives sur l'arrière de rideau sans influencer les butées.

Le rideau sera arasé à la cote (+1.0m). Alors le rideau d'ancrage sera calculé avec des poussées et butées comme dans le cas du rideau principal avec :

$\delta_a = \delta_p = 0$ dans les deux cas : statique et dynamique.

VI.3.Méthode de calcul

Le rideau d'ancrage est arasé à la cote (+1 m), Nous optons pour un rideau d'ancrage contenu peu profond, toute fois il faut vérifier la condition $\frac{D}{d} \leq 2$, une fois que la hauteur du rideau est calculé.

Sous l'effet de traction T' des tirants, le rideau mobilise en avant la butée du terrain, tandis qu'il reçoit la poussée du terrain située en arrière avec l'influence des surcharges.

Dans le cas d'un terrain homogène, lorsque la hauteur du rideau est égale ou supérieure à la moitié de la profondeur Z de son pied. La butée disponible est pratiquement celle d'un rideau qui atteindrait la surface libre.

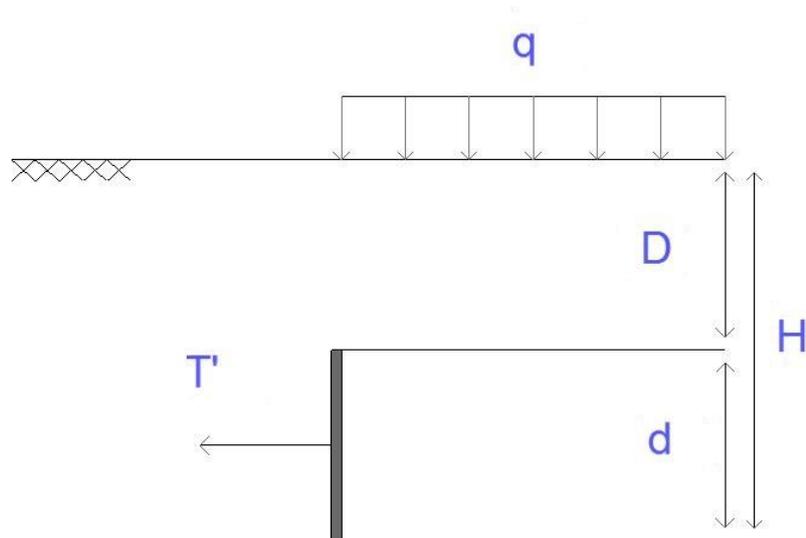


Figure VI.1 : Rideau d'ancrage.

La composante horizontale de la butée résiduelle disponible s'écrit :

$$b' = k_p \cdot \gamma \cdot z_0 - k_a (\gamma \cdot z_0 + q) \quad [15]$$

L'équilibre est réalisé pour la hauteur d telle que $b' \cdot d = A'$ [15]

VI.4. Le calcul de la hauteur du rideau d'ancrage

La résistance fournie par le mur d'ancrage est égale à la différence entre la butée sur la face avant et la poussée qui s'exerce sur la face arrière [15].

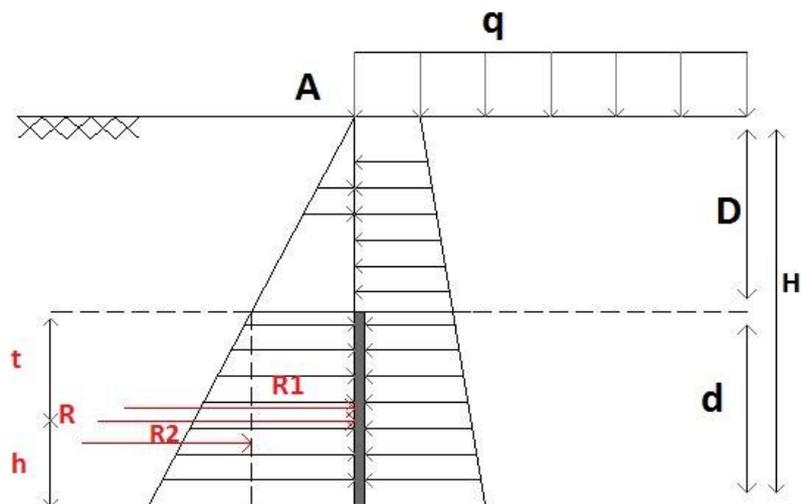


Figure VI.2 : Diagramme des contraintes poussées butées des terres [15].

- **Cas statique**

Hypothèse : niveau supérieure du rideau (+1m)

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3, \quad \varphi = 38^\circ, \quad D = 1 \text{ m}$$

Coefficient de poussée : $k_a = 0.237$

Coefficient de butée : $k_p=4.21$

Surcharge : $q=6.5t/m^2$

Soit R la résultante (butée-poussée) que nous décomposons en deux R1 et R2

R1 =correspondant au rectangle

R2 =correspondant au triangle

Ces forces horizontales ont pour module

$$R1 = \sigma_1 \cdot d = [k_p \gamma D - k_a(D + q)] \times d = 5.8d$$

$$R2 = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_2) = 1/2 (k_p - k_a) \times \gamma \times d^2 = 3.575d^2$$

Or on a $R = R_1 + R_2$

$$D'où: R = 5.8d + 3.575d^2$$

Le Rideau d'encrage étant continu, les tirants transmettent à celui-ci par unité de largeur du rideau l'effort d'ancrage T' dont la composante horizontal T doit être équilibrée par R.

D'après le calcul précédent de rideau frontale $T = 121.772$ tonnes (par mètre de largeur) et

$$T' = 146.126 \text{ tonnes, on devra donc avoir : } 3.575d^2 + 5.8d - 146.126 = 0.$$

Equation dont la racine positive donne la valeur cherchée $d = 5.636m$.

- **Cas dynamique**

Hypothèse : niveau supérieure du rideau (+1m)

$$\gamma = 1.8 t/m^3 \quad \varphi = 38^\circ \quad D = 1 m$$

Coefficient de poussée : $k_a = 2.75$

Coefficient de butée : $k_p = 0.363$

Surcharge : $q = 3.25t/m^2$

Mêmes étapes que le cas statique

$$R1 = \sigma_1 \cdot d = [k_p \gamma D - k_a(D + q)] \times d = 3.408d$$

$$R2 = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_2) = 1/2 (k_p - k_a) \times \gamma \times d^2 = 2.148d^2$$

Or on a $R = R_1 + R_2$

$$D'où: R = 3.408d + 2.148d^2$$

$$\text{On devra donc avoir : } 3.575d^2 + 5.8d - 146.126 = 0.$$

Equation dont la racine positive donne la valeur cherchée $d = 7.492m$.

On conclue d'après ces deux cas précédent statique et dynamique que la hauteur du rideau d'ancrage à prendre en compte est celle du cas dynamique.

Avec $d = 7.492m$, on a $H = 8.492m$.

D'après Costet Sanglerat, on voit que la méthode employée donne un résultat du côté de la sécurité, puisque pour la condition $\frac{H}{2} < d$.

$\frac{H}{2} = 4.246m < d = 7.492m$ est vérifié, le schéma de calcul est valable.

L'expérience montre que tout ce passe comme si le rideau d'ancrage était prolongé jusqu'à la surface de remblai.

➤ Calcul de la position d'ancrage

Le point d'ancrage des tirants sur le rideau doit être confondu avec le point d'application de la résultante R.

Ce point d'application s'obtient en prenant les moments de R_1 et R_2 par rapport au pied du rideau d'ancrage :

$$R_1 h_1 + R_2 h_2 = R h$$

$$h_1 = d/2 = 7.492/2 = 3.746m$$

$$h_2 = d/3 = 7.492/3 = 2.497m$$

$$R_1 = 3.408 \times d = 25.532t$$

$$R_2 = 2.148 \times d^2 = 120.567t$$

$$R = 146.099 t$$

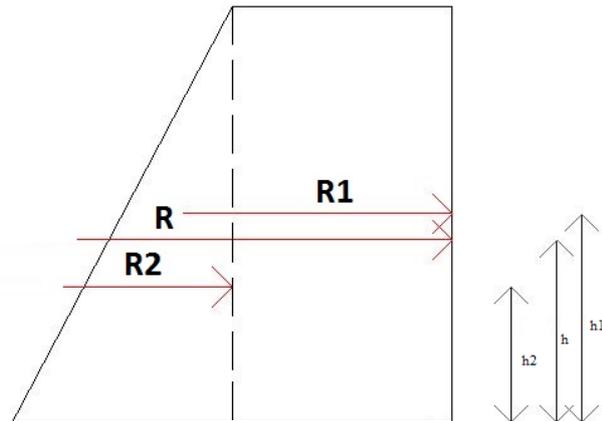


Figure VI.3 : Position d'ancrage [15].

$$D'où : h = (R_1 h_1 + R_2 h_2) / R = 2.715m$$

$$h = 2.715 m$$

$$D'où : t = d - h = 7.492 - 2.715 = 4.777m.$$

$$t = 4.777 m$$

VI.5. Détermination de la position d'ancrage

VI.5.1. Méthode de calcul

Lorsqu'il est peu profond l'ancrage est placé de manière que le prisme de butée n'empiète pas sur le prisme de poussée du rideau frontal. De plus on estime que la stabilité de l'ensemble rideau frontal, ancrage et massif compris entre eux se trouve assurée lorsque l'ancrage se trouve au-dessous de la ligne de talus naturel qui passe par le point de pression nulle \mathcal{E} du rideau frontal.

En supposant que les lignes de rupture de butée et de poussée sont des droites inclinées à $(\pi/4 \pm \varphi/2)$, l'ancrage devra se trouver dans la zone hachurée de la figure ci-dessous.

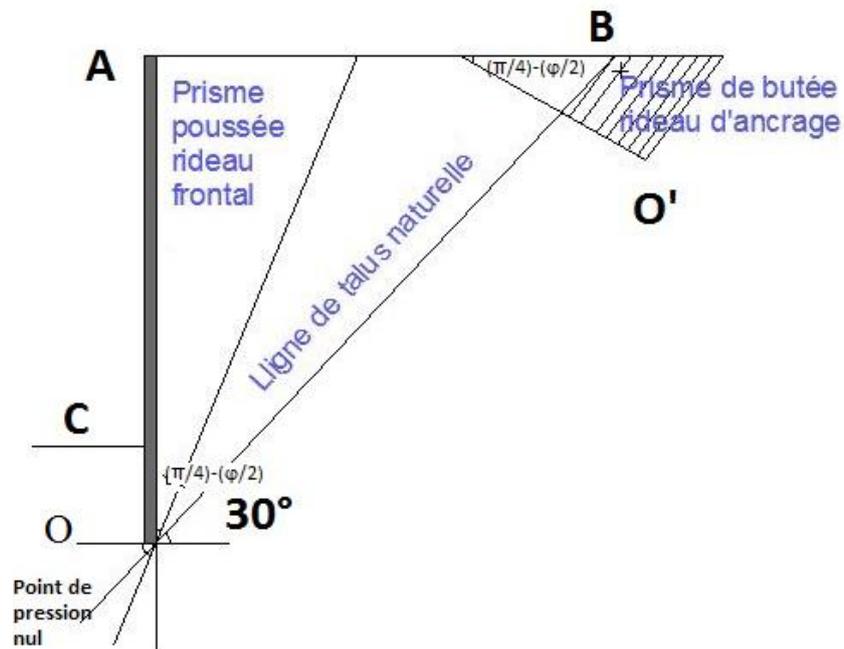


Figure VI.4 : Prisme de butée du rideau d’ancrage [15].

L’ensemble rideau frontal-ancrage-massif compris entre eux doit être stable sur sa fondation. Ceci revient à vérifier qu’il n’y a pas de glissement général du massif. Cette vérification peut être faite par la méthode de Kranz.

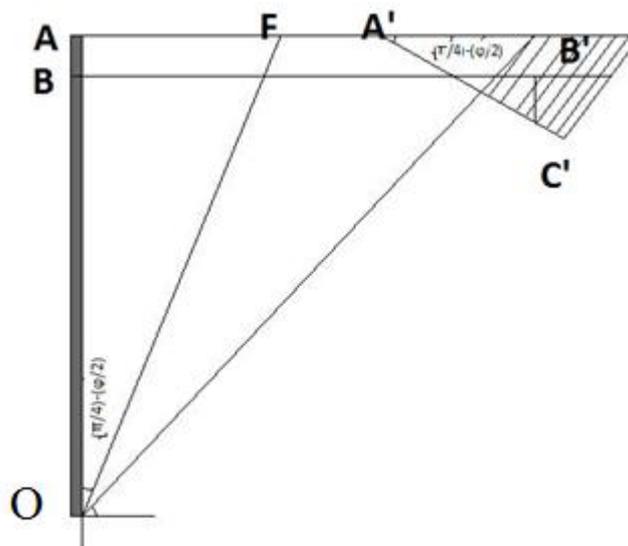


Figure VI.5 : Position de l’ancrage par rapport au mur de quai [15].

VI.5.2.Calcul de la position d’ancrage

➤ L’oignement de l’ancrage sera

$$e=AF+FA'=AA'=OA \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)$$

$$e = 19.807 \operatorname{tg}(90 - 30) = 31.977$$

$$e = 32 \text{ m}$$

➤ **La hauteur maximale**

$$H_{\max} = B'C' = FA' \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - A'B'$$

$$FA' = e - AF = e - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)OA$$

$$FA' = 31.977 - \operatorname{tg}(45-15) \times 18.462$$

$$FA' = 21.318 \text{ m}$$

$$H_{\max} = 21.318 \times \operatorname{tg}(45-15) - 1 = 11.307 \text{ m}$$

$$H_{\max} = 11.307 \text{ m} > 3.962 \text{ m}$$

Donc le rideau d'ancrage se trouve dans la zone hachurée, condition établie précédemment.

VI.6. Choix du profil du rideau d'ancrage :

Suivant les hypothèses classiques du Costet Sanglerat on peut évaluer le moment fléchissant maximal auquel est soumis le rideau d'ancrage à la valeur :

$$M_{\max} = TL^2/10$$

T désignant l'effort d'ancrage, et **L** désignant l'intervalle entre deux tirants d'où :

$$M_{\max} = \frac{121.772 \times 1.93^2}{10} = 45.358 \text{ t.m}$$

Après avoir calculé le moment maximal qui agit sur la palplanche, nous devons choisir le type de palplanche approprié et ses dimensions. Cela en calculant le module de flexion élastique

« w » OÙ :
$$W = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\max}}$$

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

$$w = \frac{M^{\max}}{\sigma_{\max}} = \frac{453.58}{2.66 \times 10^5} = 1705.187 \text{ cm}^3$$

Le module de flexion élastique : $w = 1705.187 \text{ cm}^3$

On utilisant le catalogue des palplanches du constructeur Arcelor-Métal (catalogue 2011) on a choisi des palplanches en profil **AZ18** avec ces caractéristiques qui suit :

- Moment d'inertie : **43080 cm⁴**
- Module de flexion élastique : **2270 cm³**
- Classe 2 : **Palplanche double**

VI.7. Les éléments de rigidification

VI.7.1. Tirants d'ancrage

Les palplanches à module utilisées comme rideau de soutènement des terres nécessitent presque toujours des appuis au-dessus de l'encastrement dans le sol de fondation.

Dans les ouvrages pour lesquels le parement doit être dégagé, ces appuis sont réalisés au moyen de tirants fixés sur le rideau et ancrés dans le massif arrière.

Il existe deux types de tirants, des tirants passifs et des tirants actifs.

- tirants passifs : sont simplement fixés sur le rideau au moment de la pose et ne sont sollicités que par la réaction d'appuis nécessaire à l'équilibre du rideau, ils s'attachent sur le corps d'ancrage rapport au sein du massif.
- tirants actifs : sont soumis à des tensions au moment de leurs fixations sur le rideau auquel ils imposent alors une réaction d'appuis préalablement calculée.

Dans notre cas on choisit les tirants passifs, car ils offrent une facilité dans la réalisation d'ancrage et s'adapte mieux à notre cas d'ancrage.

VI.7.1.1. Calcul des tirants

Les réactions d'attache sont plus sensibles aux variations des efforts extérieurs que les moments dans le mur de quai, de plus les extrémités des tirants étant généralement filetés, La contrainte à fond de filet doit être limitée à cause de l'effet d'entaille possible et des efforts parasites à l'attache.

La contrainte admissible σ_a dans la section à fond de filet sera donc une fraction plus faible de la limite élastique σ_e :

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e$$

On distingue deux types de tirants :

- tirants ordinaires : ils sont constitués par des barres rondes filetées aux extrémités, et calculés pour la contrainte admissible σ_a à fond du filet.
- tirants aux extrémités refoulées : les extrémités des tirants sont refoulées à chaud de manière qu'après filetage la section à fond de filet soit supérieure d'au moins 15% à la section courante de la barre.

La contrainte admissible à fond de filet détermine à la section à fond du filet nécessaire.

La section courante de la barre peut être inférieure à la section à fond de filet, puisque les efforts parasites sont moins à craindre en partie courante [15].

$$T = A.L / \cos \theta$$

L : espacement des tirants = 1.93m

A : réaction d'attache = 146.126t

θ : inclinaison des tirants sur l'horizontal

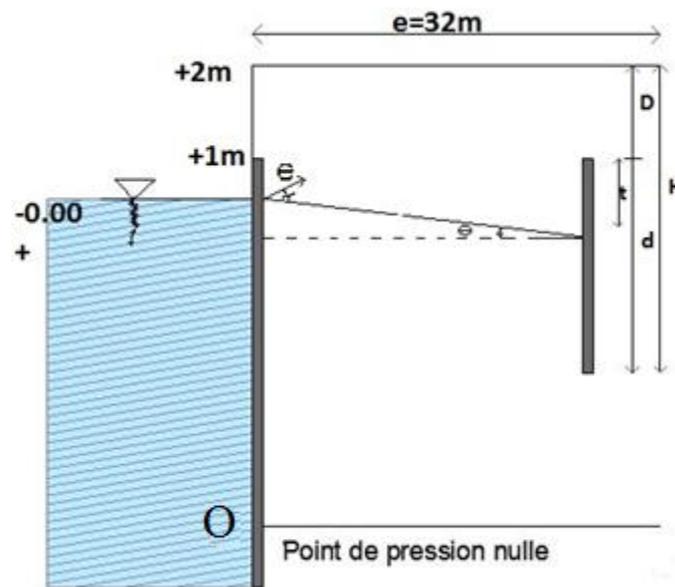


Figure VI.6 : Inclinaison du tirant.

➤ **Détermination de l'inclinaison**

$$\operatorname{tg}\theta = AB/e$$

$$\theta = \operatorname{arctg}(AB/e)$$

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{5.777 - 2}{35} = 6.159^\circ$$

$$\theta = 6.159^\circ$$

$$T = A' \times L / \cos \theta = 146.126 \times 1.93 / \cos(6.159)$$

$$T = 283.660 \text{ t}$$

➤ **Section A du tirant**

Pour déterminer la section du tirant d'encrage, on doit vérifier la condition de résistance.

$$\sigma = T/A < \sigma_{adm}$$

$$\text{Donc } A > T / \sigma_{adm}$$

$$A > 283.660 / 235 = 0.0120 \text{ m}^2$$

$$A > 120.706 \text{ cm}^2$$

$$D = 12.400 \text{ cm}$$

Pour la raison de sécurité et la disponibilité sur le marché, on prend les tirants de diamètre

$$\Phi = 126 \text{ mm } (A = 125 \text{ cm}^2) \text{ tous les } 1.93 \text{ m.}$$

VI.7.2. Les liernes

La rigidité longitudinale de l'écran est assurée en disposant des liernes, profilés métalliques I ou U, horizontalement, le long du rideau de palplanches. Ces liernes sont disposés régulièrement sur la hauteur de l'écran, auquel elles sont souvent fixées par boulonnage. Elles sont en principe disposées au droit des niveaux d'ancrage et servent d'appui aux têtes d'ancrage [9].

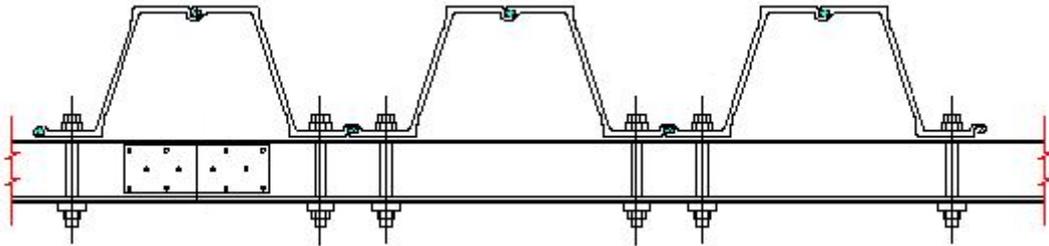


Figure VI.7 : La disposition des liernes dans un rideau de palplanches.

VI.7.2.1. Calcul des Liernes

Effort de traction 121.772 t (Tirant)

Dans les cas courants, les liernes sont constitués :

- Soit d'un UPN ou 2 UPN
- Soit d'une palplanche.

Dans notre cas notre ouvrage est constitué des éléments suivant :

- Liernes constituées de : 2UPN
- Nuance de l'acier : E36
- Limite d'élasticité : 3400 kg/cm²
- Contraintes admissibles : $\frac{2}{3} \sigma_e = 2266.666 \text{ kg/cm}^2$

Le moment fléchissant maximal dans la lierne calculé comme une poutre sur appuis équidistants est donné par la formule suivante qui tient compte d'une continuité parfaite :

$$M = \frac{1}{10} \times T \times e^2$$

e : espacement entre tirants : e = 1.93 m

$$M = \frac{1}{10} \times 121.772 \times 1.93^2 = 45.358 \text{ t.m}$$

D'où on déduit le module minimal nécessaire

$$M_R = \frac{M}{\frac{2}{3}\sigma_e} = \frac{45.358 \times 10^5}{2266.66} = 2001.088 \text{ cm}^3$$

On utilisant le catalogue 2013 des liernes « Ancrages pour structures maritimes » on a choisi des liernes **2UPN 400** avec un module de flexion $M_R = 2040 \text{ cm}^3$.

VI.7.3. Poutre de couronnement

Un ouvrage est généralement couronné par une poutre longitudinale. Cette poutre de couronnement assure plusieurs fonctions :

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

VI.8. Conclusion

Dans la détermination de la longueur du rideau d'ancrage, les longueurs obtenues pour les deux cas (statique et dynamique) sont respectivement de 5.636 m et 7.492 m.

Par conséquent, nous retenons pour l'ensemble du quai une longueur de 8 m et une longueur des tirants de 32m trouvée dans les calculs précédents.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'études portant sur le dimensionnement du quai poste 25, situé au niveau de port de Bejaia, nous a permis d'aborder le domaine maritime et nous avons pu formuler une posture principale à savoir, des connaissances sur les ouvrages portuaires, leurs éléments constitutifs, ainsi que leurs fonctionnements.

Nous avons aussi pris les reconnaissances de sol comme une base de données pour notre recherche, à travers le rapport de sol remis par le laboratoire.

A partir de ce dernier on a déduit, que la réalisation de ce type d'ouvrage se fait sur des sols de faibles portances, ils sont fondés sur des rideaux mixtes, qui permettent de reprendre les fortes charges aux quelles ils sont soumis.

Ainsi, La structure du quai est constitué par des palplanches, fichées dans le sol, surmontée par une poutre de couronnement équipée de bollards et de défenses d'accostage, que nous avons déjà pu dimensionner à partir du déplacement du navire.

Ces ouvrages d'accostage constituent des points pour le stationnement et éventuellement l'amarrage des navires afin de leur assurer une liaison avec la terre, ils doivent résister :

- aux efforts horizontaux d'accostage, d'amarrage et à la poussée des remblais.
- aux efforts verticaux.

Cette recherche nous a amené à choisir un mur en palplanches afin de permettre, l'augmentation de la surface d'accostage et pour cela un calcul a été mené dans ce sens pour vérifier et dimensionner ce quai, on s'est appuyé sur la méthode de Blum « la méthode de la poutre équivalente » pour réaliser l'ensemble de calculs.

Après avoir arrêté tous les calculs primordiaux, pour le dimensionnement du rideau de palplanche, On a pu ressortir l'ancrage nécessaire, et retenir le type de palplanche adapté pour notre quai.

Enfin, on souhaite que ce mémoire, soit une modeste contribution pour la réalisation de l'étude.

Référence bibliographique

Bibliographie

- [1] **Catalogue générale ; Arcelor Métallique (2006) : « Palplanche ».**
- [2] **CHAPON J (1982) : «Travaux maritime» tome2 le milieu marin, le navire la navigation les ouvrages extérieurs des ports maritimes. Ed. Eyrolles Paris.**
- [3] **CHAPON J (1985) : «Travaux maritime» tome1 les ouvrages intérieurs des ports maritimes dégagement des accès et plan d'eau des ports. Ed. Eyrolles Paris.**
- [4] **FANTEK. Catalogue « défenses et systèmes d'accostage ». Ed. Trelleborg. 2002**
- [5] **Fiche de sécurité D2 F02 94. Novembre 1994 « Palplanche Mode Opérateur » Création Réédition Mai 1996.**
- [6] **F.SCHLOSSE (1988) : « éléments de mécanique des sols ». Presses de l'ENPC, Paris.**
- [7] **G.PHILIPPONNAT & B.HUBERT (1997) : « fondation et ouvrage en terre ». Ed. Eyrolles**
- [8] **Haj Abderrahmane Saida (05/02/2013) : thèse de magister « étude de l'interaction d'un rideau de palplanches avec le sol de fondation pour les ouvrages portuaires ». Université Mouloud MAMMERI (Tizi Ouzou).**
- [9] **HERMIME Tassadit (07-02-2012) : thèse de magister « étude de l'interaction du sol de fondation avec des ouvrages portuaires utilisant des pieux ». Université Mouloud MAMMERI (Tizi Ouzou).**
- [10] **H.JOSSEAUME (Juillet-Août 1974) « méthode de calcul des rideaux de palplanche étude bibliographique» département des sols et fondations laboratoire centrale.**
- [11] **J.LERAU (2005-2006) : « cours de géotechnique de l'institut national des sciences appliquées de Toulouse».**
- [12] **JUT ST PIERRE (2006-2007) : «travaux pratique de géotechnique ».**
- [13] **Laboratoire des ponts et chaussées, Techniques et méthodes « Ouvrages de soutènement ».**
- [14] **SALIM AID, CORENTIN CHCE, Adrien MOPIN et Brian VIGOUROUX (07.11.2011) : « Synthèse scientifique et technique».**
- [15] **SANGLERAT G, COSTET J, cours pratiques de mécanique des sols, calcul des ouvrages, Ed. 2emetrimestre 1969. 1982**
- [16] **TABET H. Les ouvrages d'accostages, notes de cours, Université du Havre**
- [17] **Technique de l'ingénieur, traité construction c140, d'après le service centrale technique du ministre de l'équipement notice (Octobre 1974).**

[18] équipements portuaires et fonderies (juillet 1996) : « études et fournitures de dispositifs pour l'accostage et l'amarrage des navires », avenue de la Floride.

ANNEXES

ANNEXE « A »
ESSAIS IN- SITU



LOG DE SONDAGE

Projet EXEPTION DU NOUVEAU QUAI POSTE 24 DU PORT DE BEJAIA

No SC1

Localisation PORT DE BEJAIA

Profondeur 45

Date 12/08/2010

F Hm	Lithologie	Description des couches
0		la plate forme en béton
-1		
-2		remblais
-3		
-4		galets et sables fins
-5		
-6		
-7		
-8		
-9		
-10		
-11		
-12		sable fin lache à débris de coquilles,cimenté par la vase entre 18.60 et 20.50m
-13		
-14		
-15		
-16		
-17		
-18		
-19		
-20		
-21		
-22		sables limoneux
-23		
-24		
-25		
-26		
-27		
-28		
-29		
-30		
-31		
-32		
-33		
-34		sables fins lache à débris de coquilles présentant de la vase par endroits
-35		
-36		
-37		
-38		
-39		
-40		
-41		
-42		
-43		
-44		
-45		

Log de sondage carotté n°01.



LOG DE SONDAGE

Projet EXEPTION DU NOUVEAU QUAI POSTE 24 DU PORT DE BEJAIA

No SC2

Localisation PORT DE BEJAIA

Profondeur 45.00

Date 12/08/2010

Hm	Lithologie	Description des couches
0.		
-1.		Remblais
-2.		
-3.		
-4.		
-5.		
-6.		sables moyens à fins laches presentant des cailloux cen timitriques et qlqs graviers
-7.		
-8.		
-9.		
-10.		
-11.		sables limoneux
-12.		
-13.		
-14.		
-15.		
-16.		
-17.		
-18.		
-19.		vase très plastique grise à noiaratre
-20.		vase sableuse
-21.		
-22.		
-23.		
-24.		
-25.		
-26.		
-27.		
-28.		
-29.		
-30.		
-31.		
-32.		
-33.		sables fins
-34.		
-35.		
-36.		
-37.		
-38.		
-39.		
-40.		
-41.		
-42.		
-43.		
-44.		
-45.		

Log de sondage carotté n°02.



LOG DE SONDAGE

Projet EXEENTION DU NOUVEAU QUAI POSTE 24 DU PORT DE BEJAIA

No SC3

Localisation PORT DE BEJAIA

Profondeur 45

Date 12/08/2010

Hm	NS	Lithologie	Ech	Description des couches
0.	V			
-1.				
-2.				Remblais
-3.				
-4.				
-5.				
-6.				
-7.				
-8.				
-9.				
-10.				Sables moyens à fins
-11.				
-12.				
-13.				
-14.				
-15.				
-16.				
-17.				
-18.				
-19.				
-20.				
-21.				
-22.				
-23.				
-24.				
-25.				Sables limoneux présentant de la vase
-26.				
-27.				
-28.				
-29.				
-30.				
-31.				
-32.				
-33.				
-34.				
-35.				Sables fins
-36.				
-37.				
-38.				
-39.				
-40.				
-41.				
-42.				
-43.				
-44.				
-45.				

Log de sondage carotté n°03.



Vue des caisses de carottes de sondage n°01.



Vue des caisses de carottes de sondage n°02.



Vue des caisses de carottes de sondage n°03.

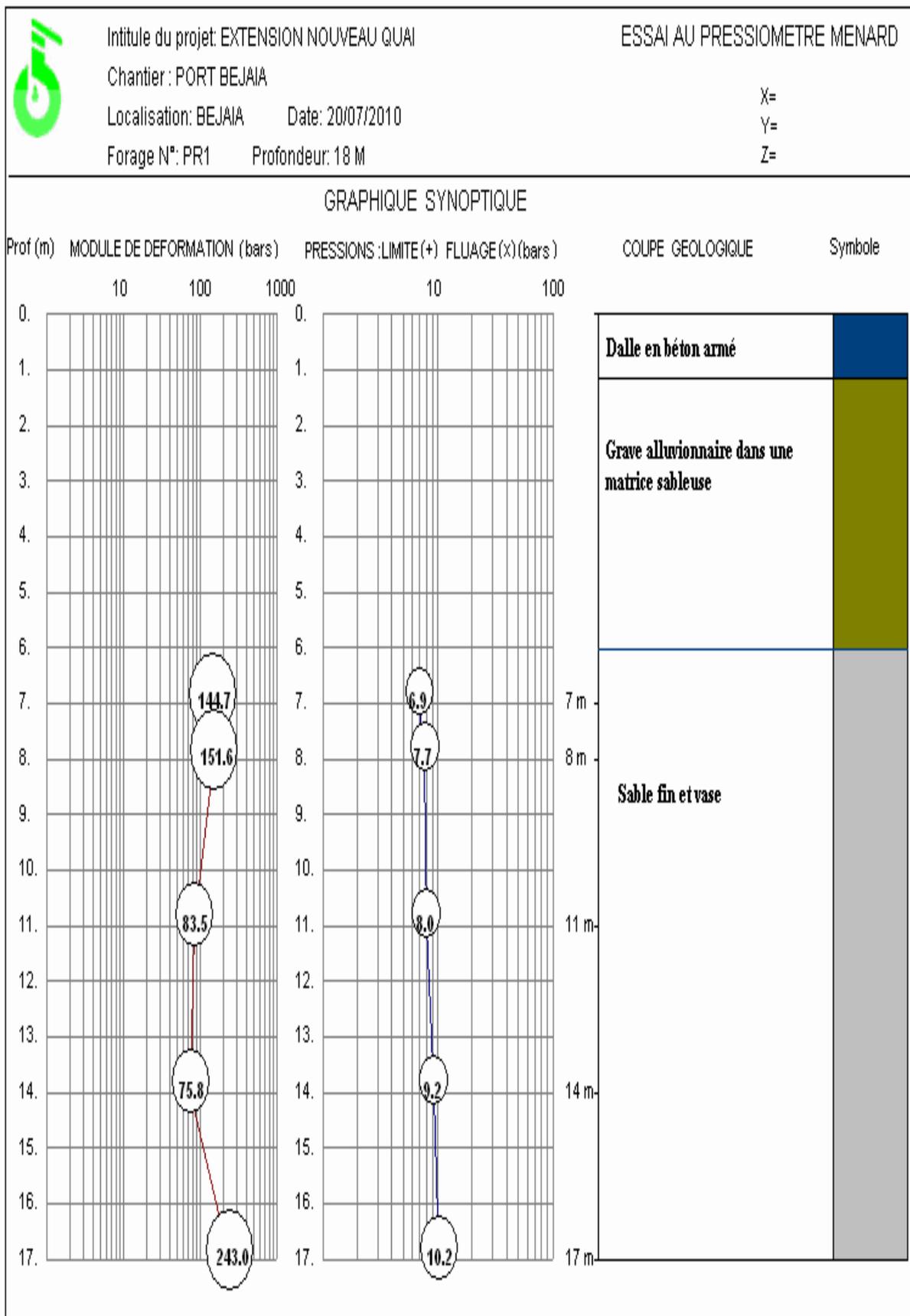


Figure 07 : Profil Pressiométrique du sondage n°01 à 17m de profondeur.

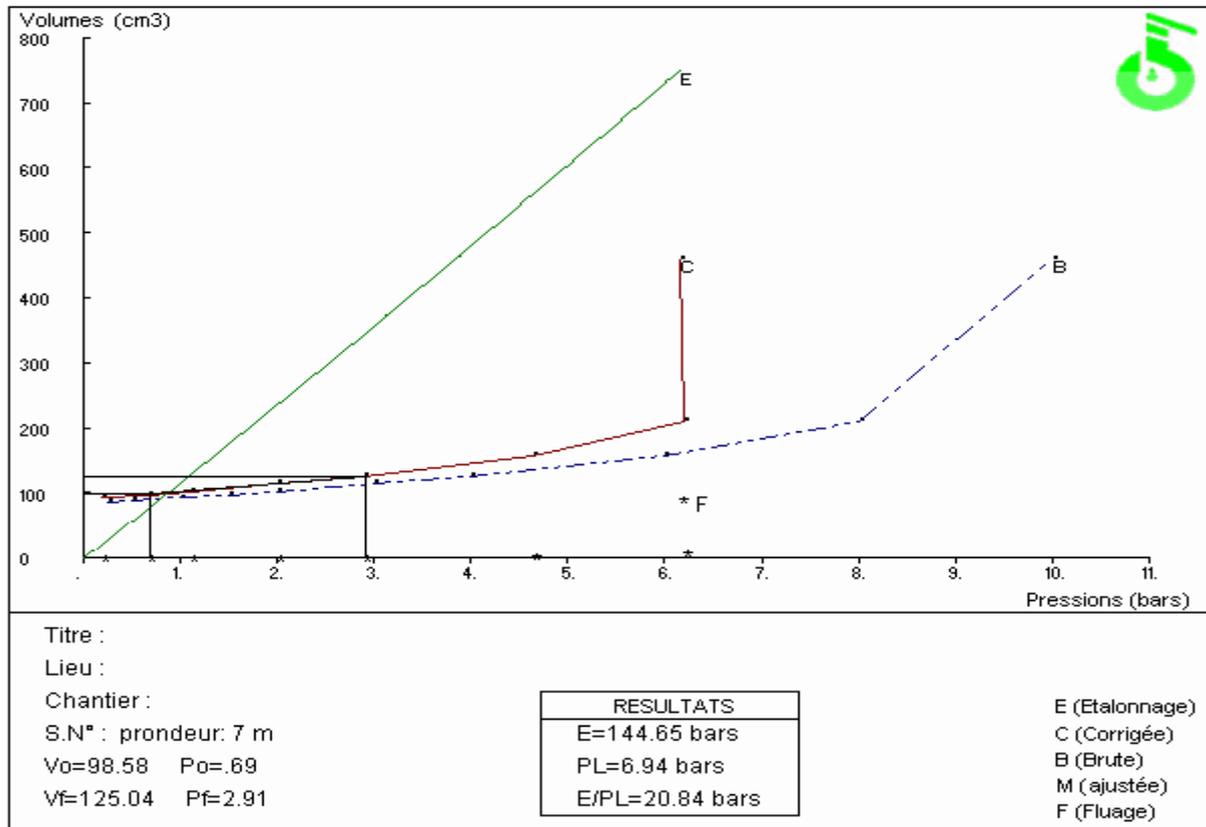


Figure 08 : Courbe d'essai pressiométrique n°01 à 7m de profondeur.

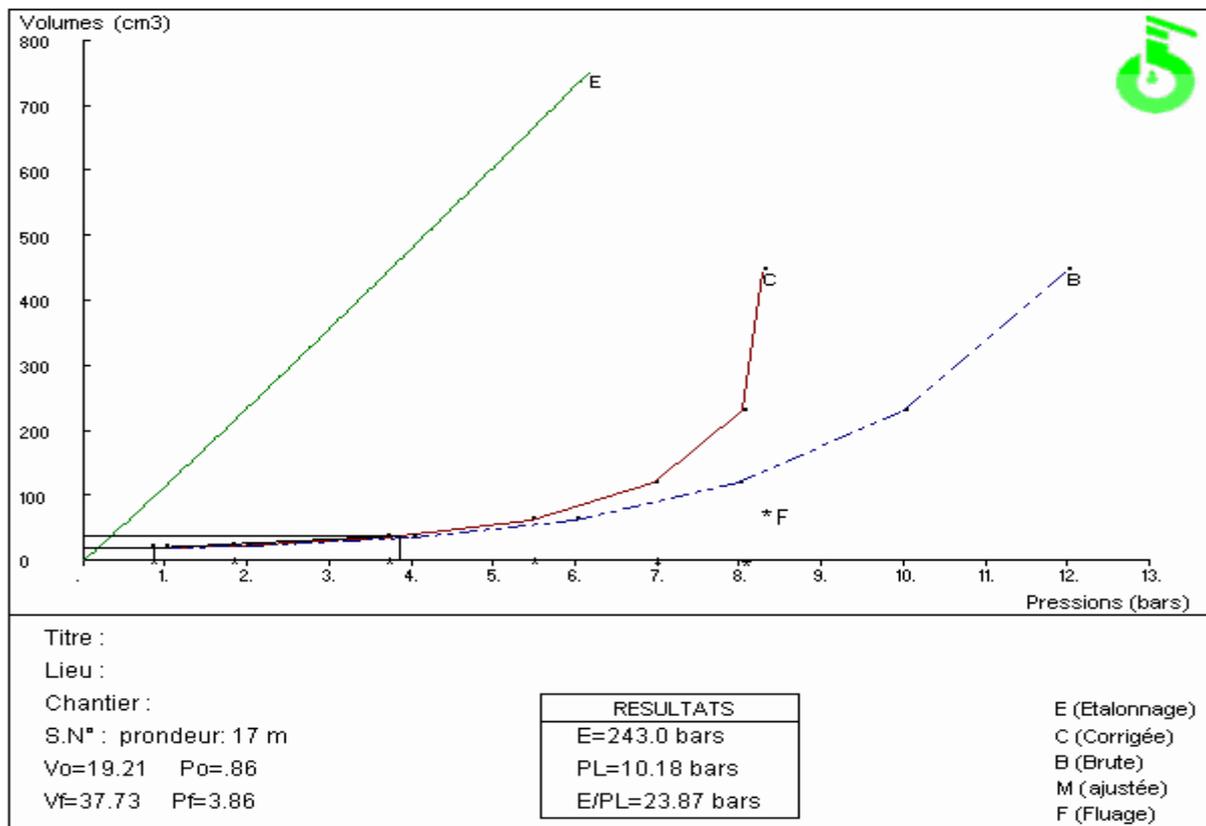


Figure 09 : Courbe d'essai pressiométrique n°01 à 17m de profondeur.

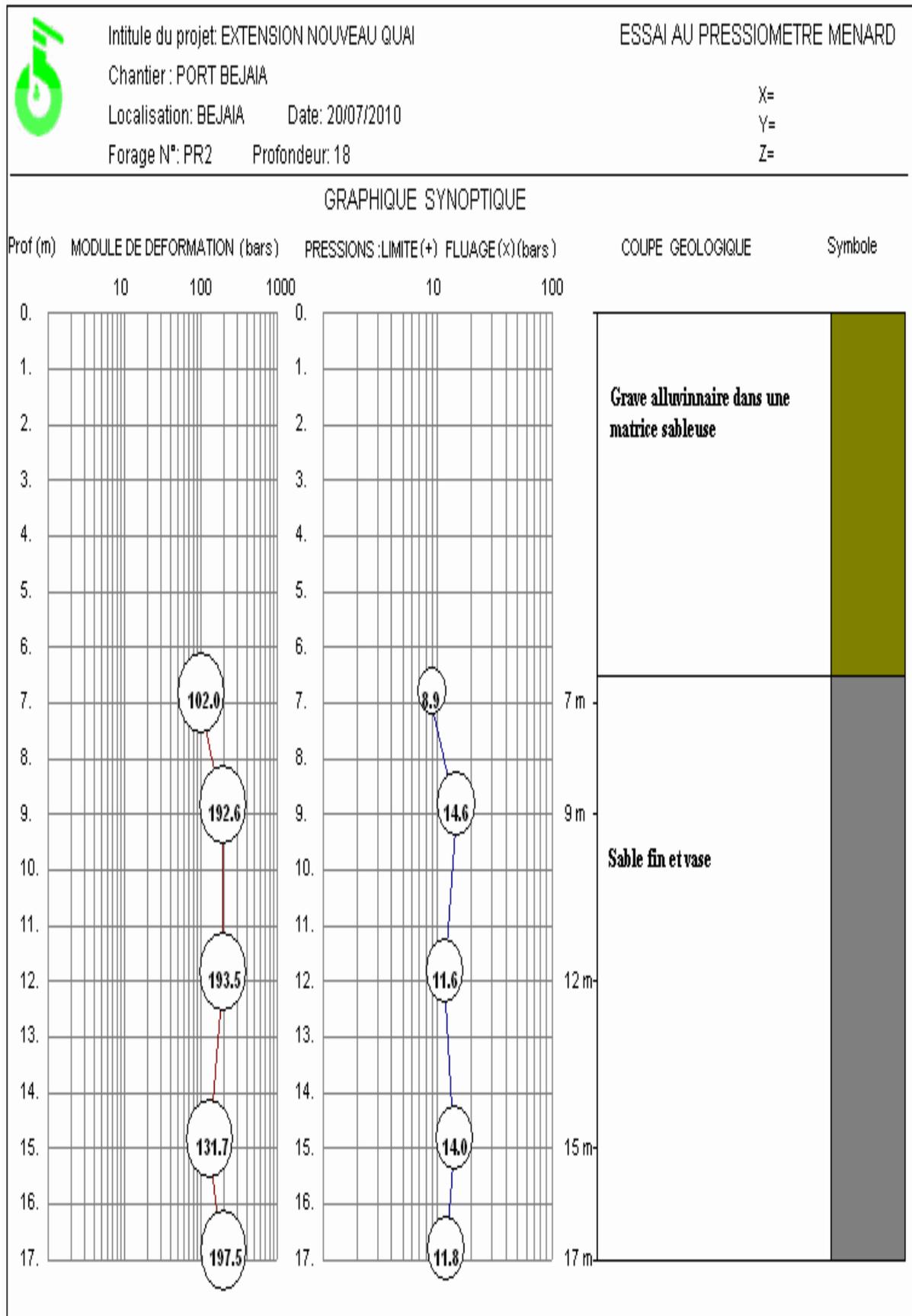


Figure 10 : Profil Pressiométrique du sondage n°02 à 17m de profondeur.

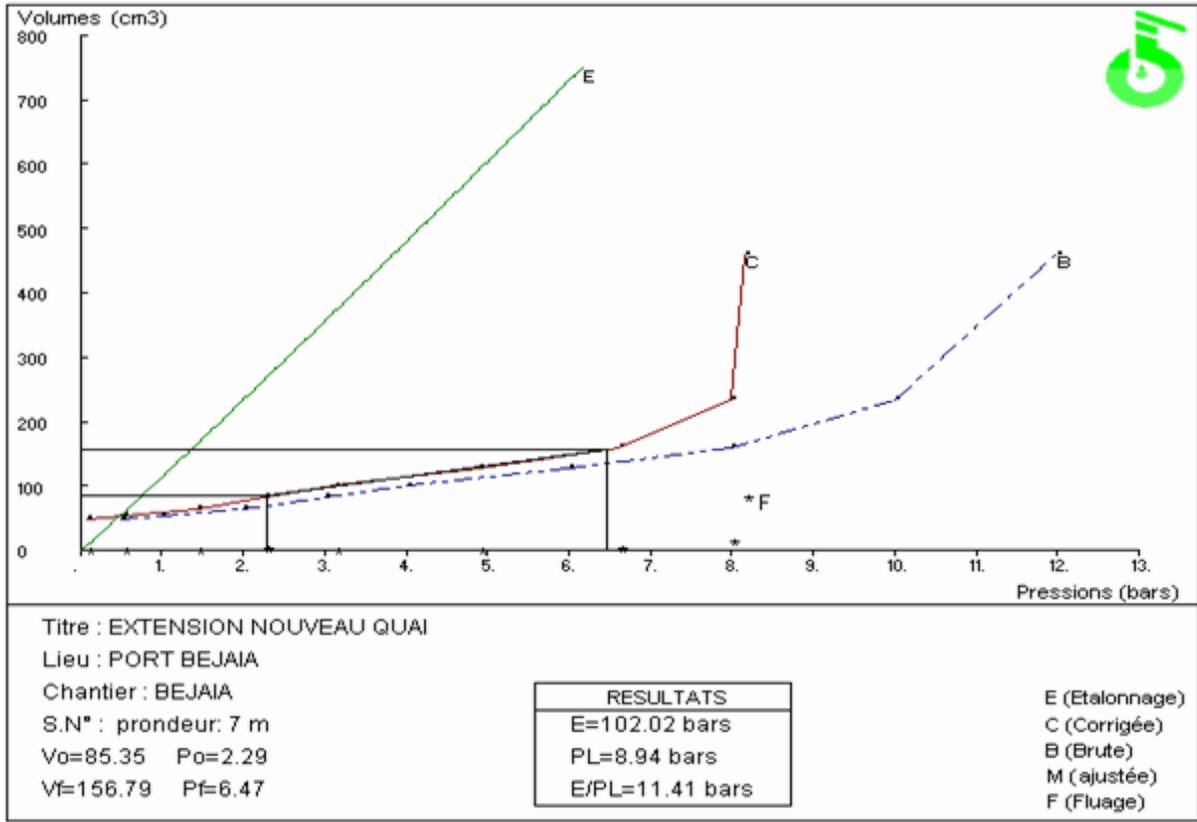


Figure 11 : Courbe d'essai pressiométrique n°02 à 7m de profondeur.

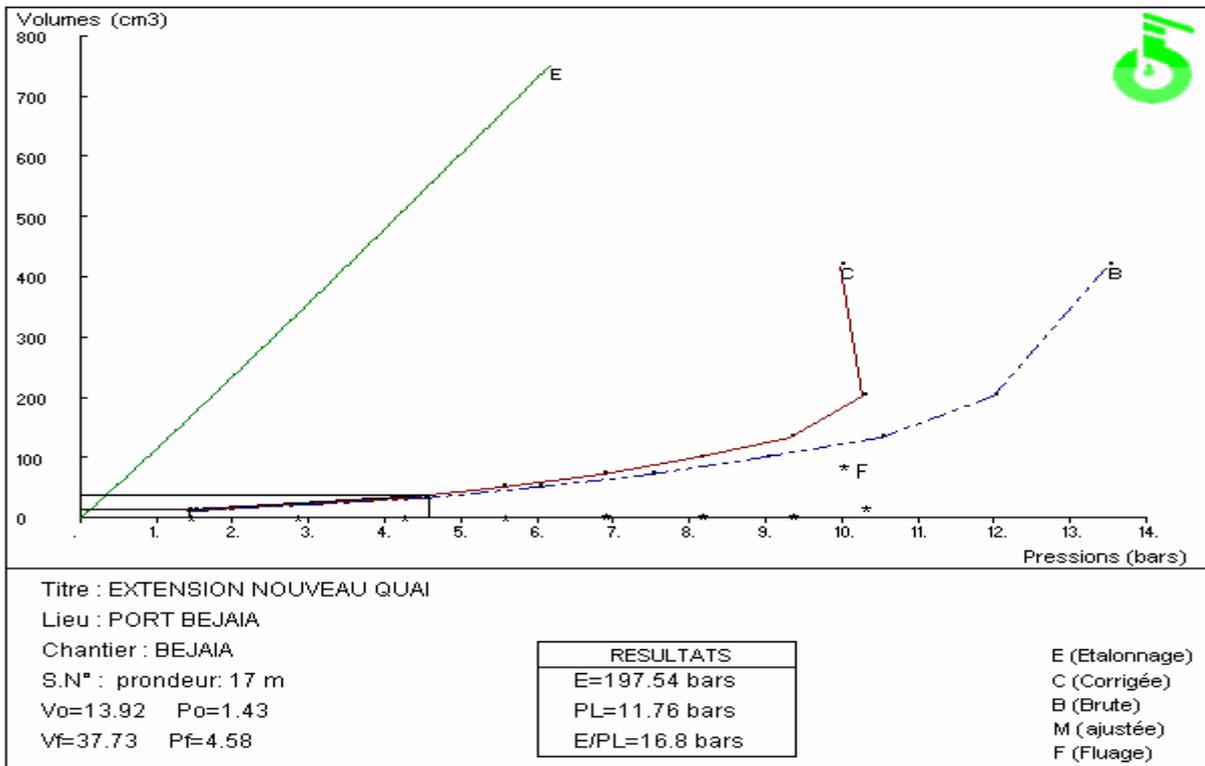


Figure 12 : Courbe d'essai pressiométrique n°2 à 17m de profondeur.

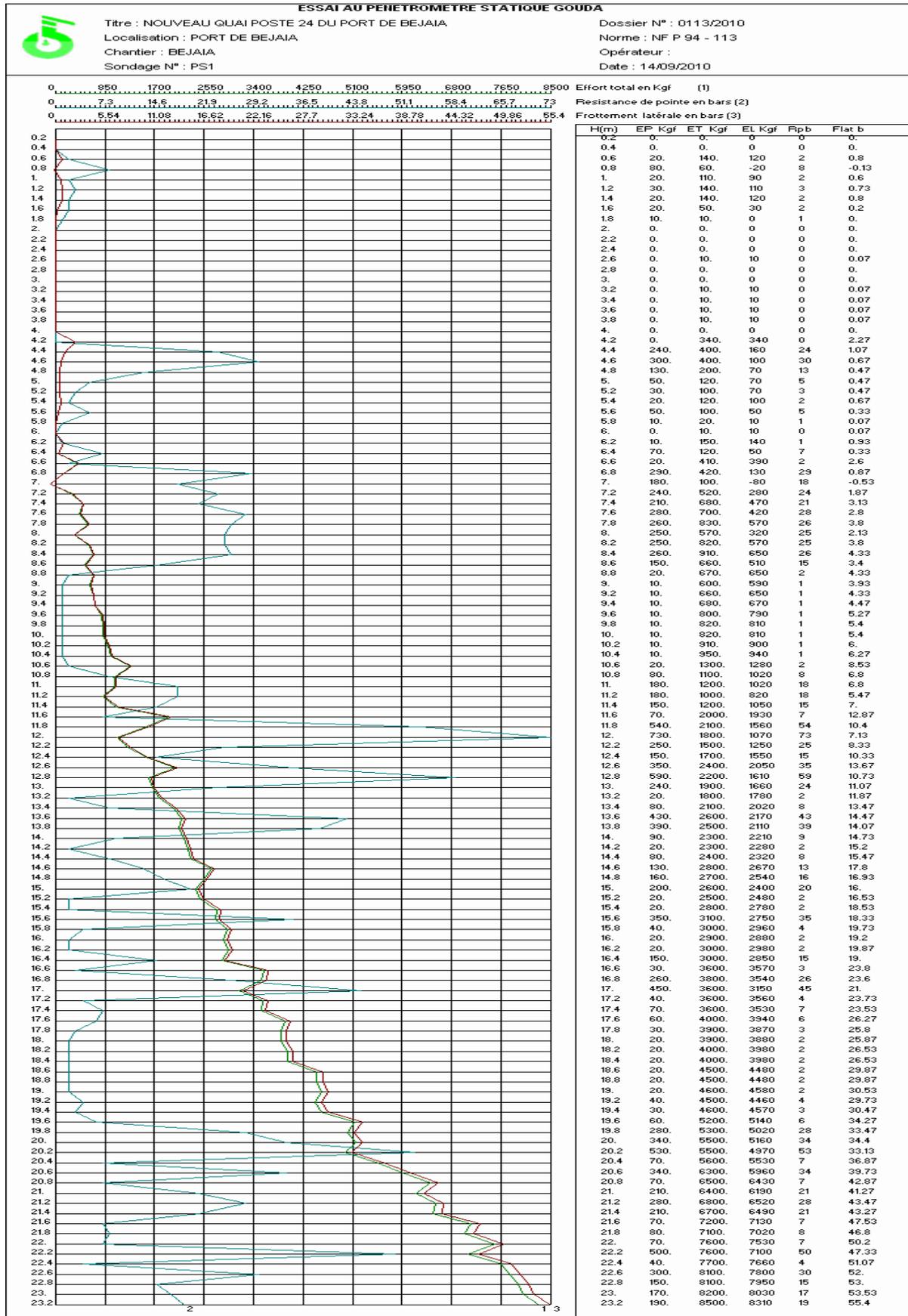


Figure 13 : Courbe pénétrographes Statique « CPT » n °01.

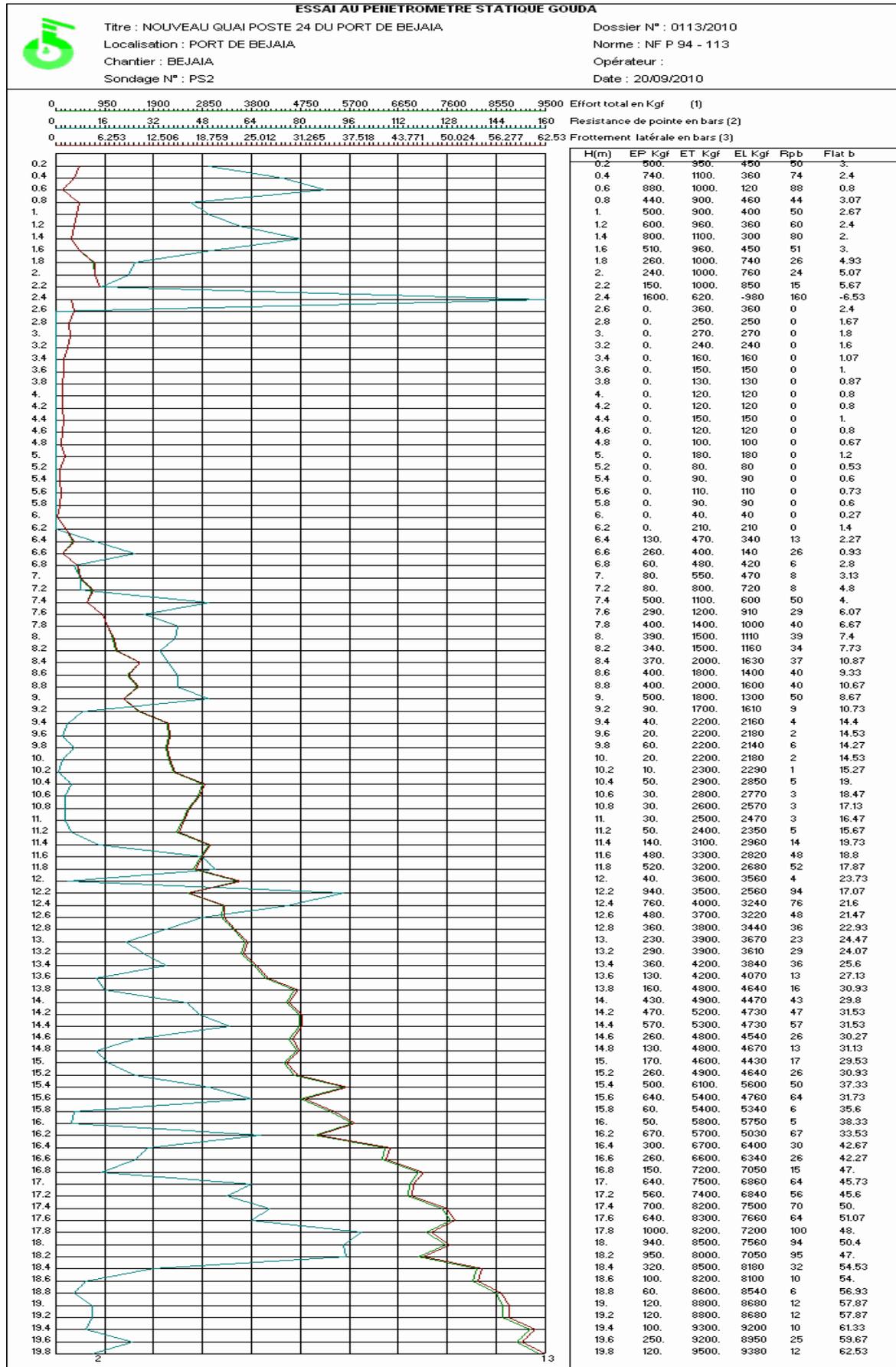
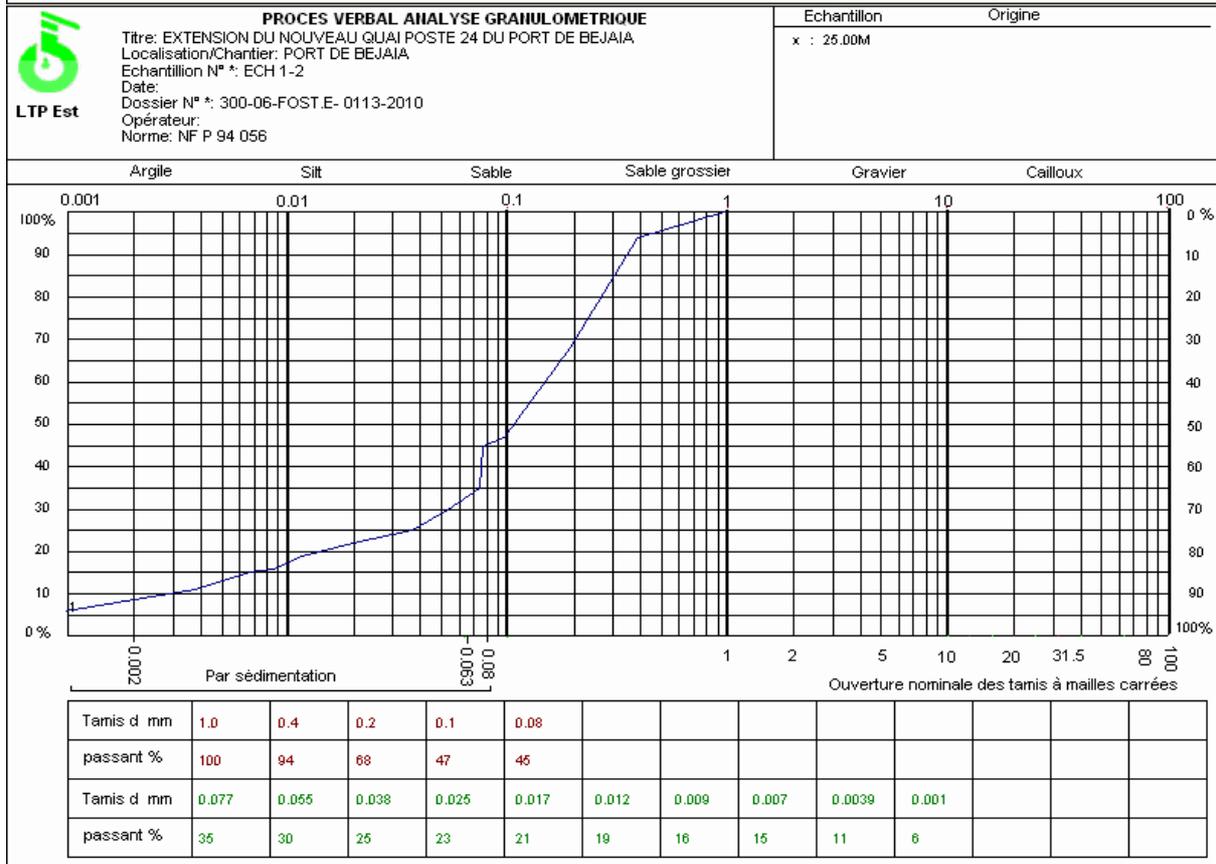
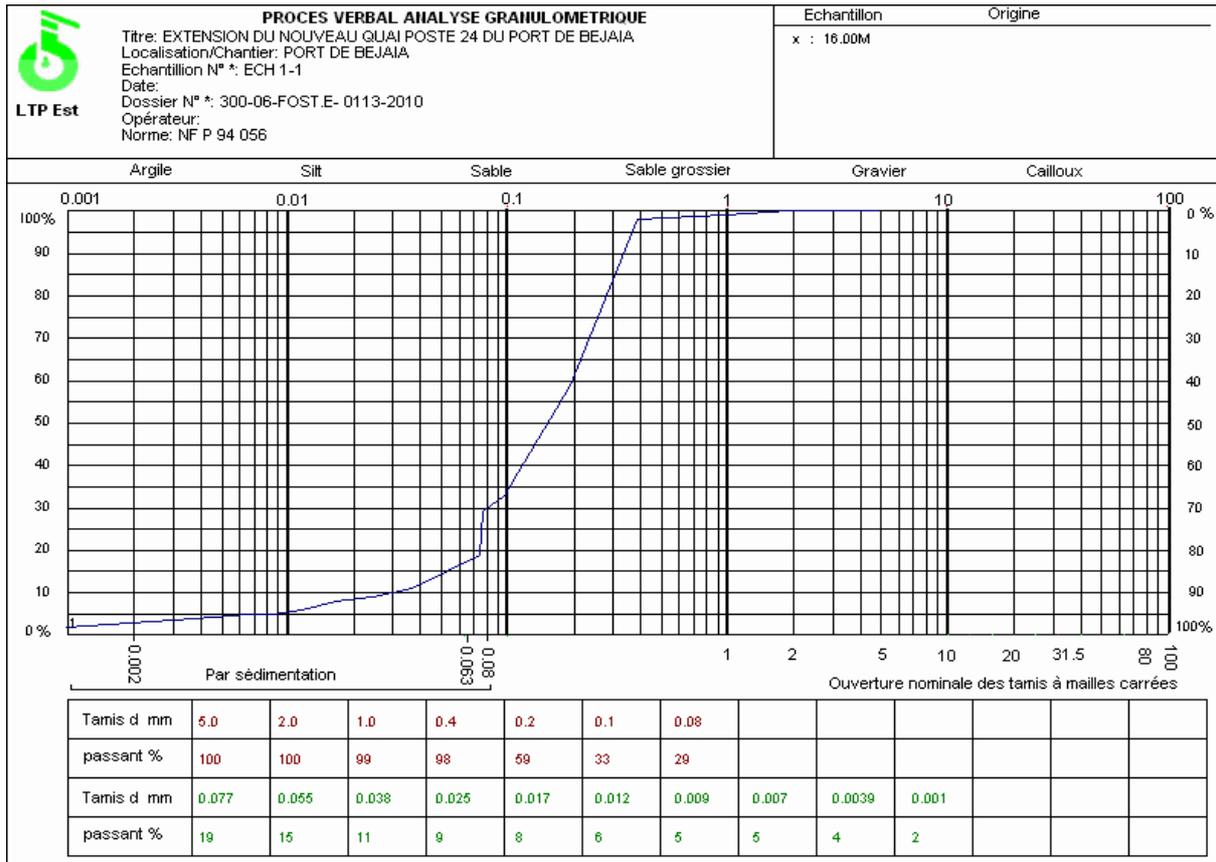


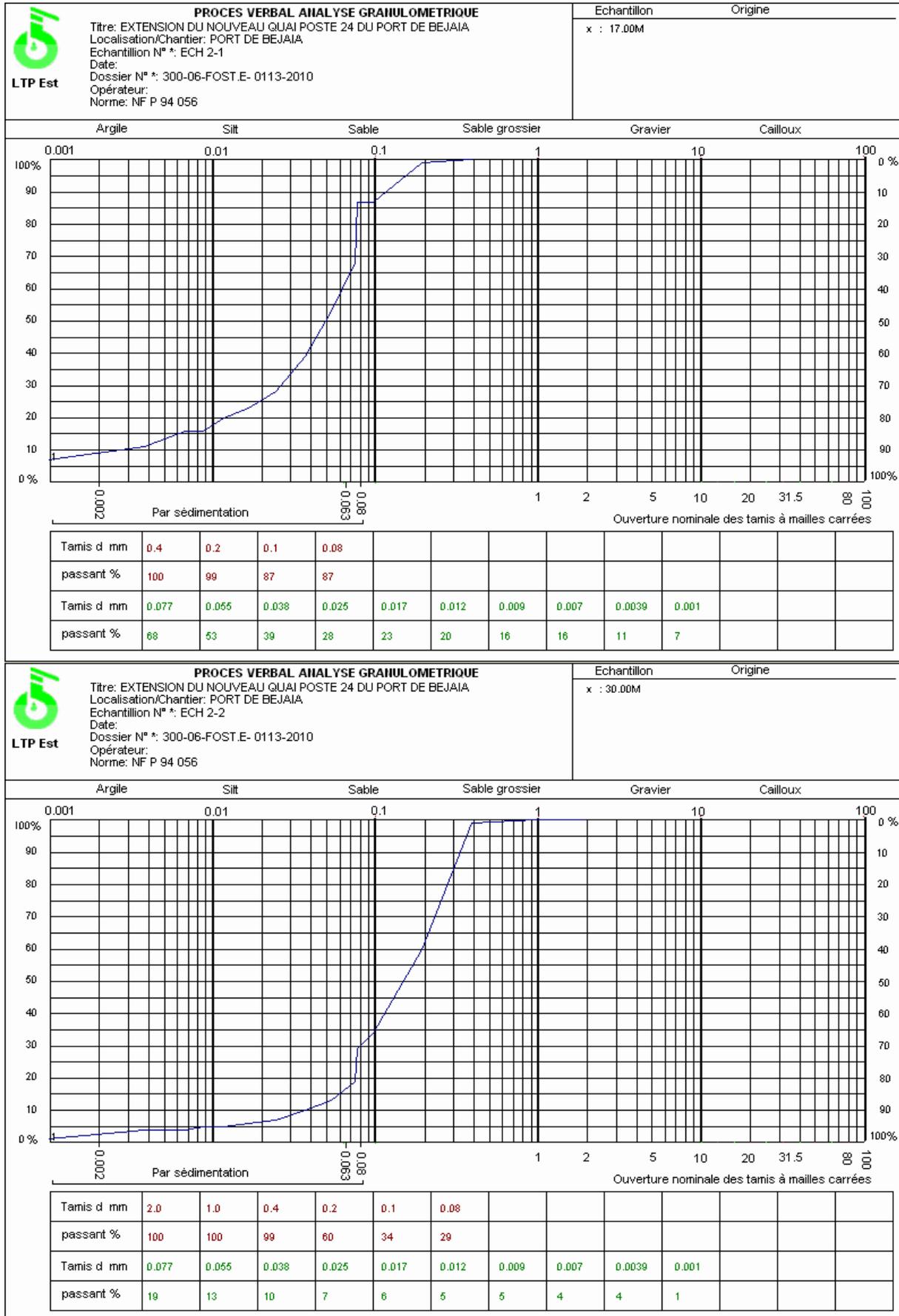
Figure 14 : Courbe pénétrographes Statique « CPT » n °02.

ANNEXE « B »

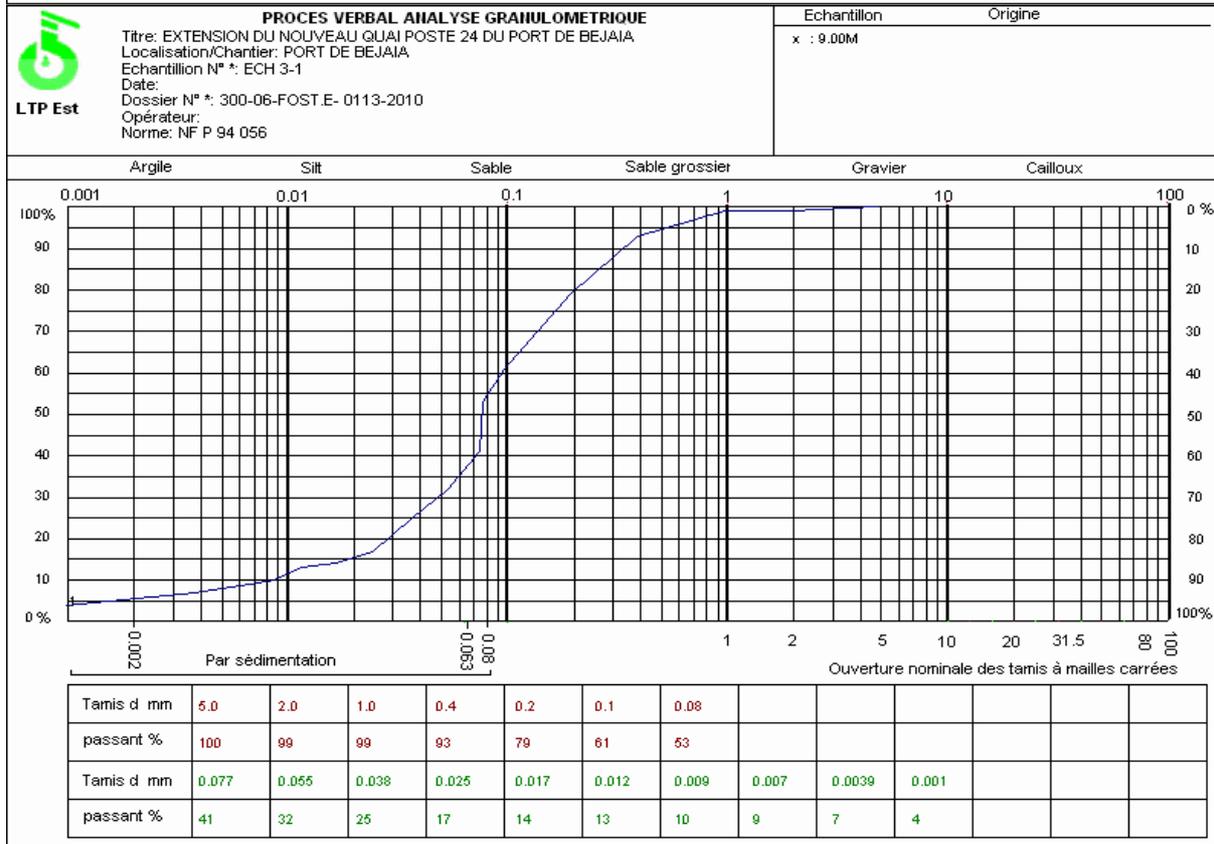
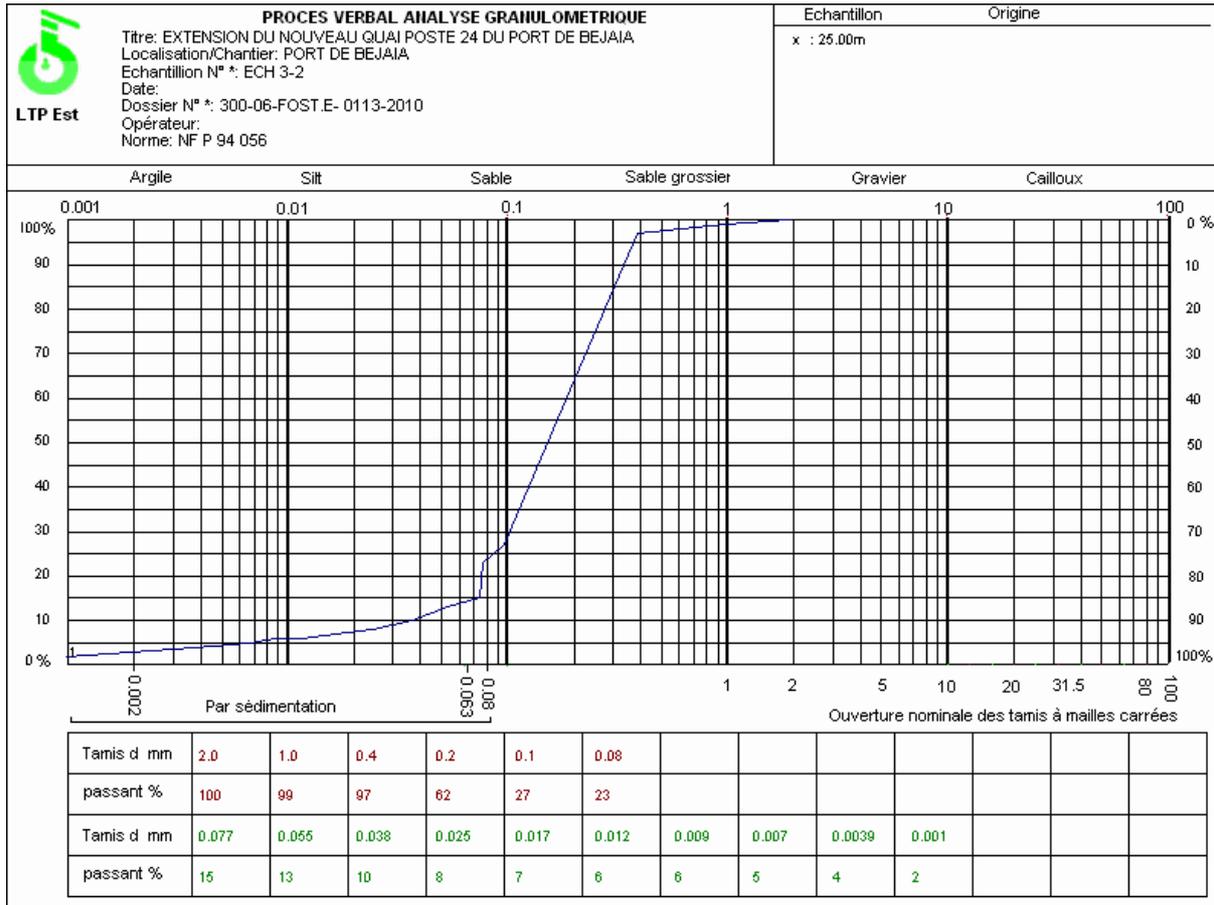
ESSAIS AU LABORATOIRE



Courbe granulométrique de l'échantillon n°1-1 et 1-2.



Courbe granulométrique de l'échantillon n°2-1 et 2-2.



Courbe granulométrique de l'échantillon n°3-1 et 3-2

Tableau de classification LCPC des sols grenus.

Définitions	Sables				Graves			
	Plus de 50% des éléments > 0.08 mm ont un diamètre < 2mm				Plus de 50% des éléments > 0.08 mm ont un diamètre > 2mm (ASTM N° 7)			
	Plus de 12% d'élément < 0.08 mm		Moins de 5% d'élément < 0.08 mm		Plus de 12% d'élément < 0.08 mm		Moins de 5% d'élément < 0.08 mm	
Symboles	SA (SC)	SL (SM)	Sm(Sp)	Sb(Sw)	GA(GC)	GL(GM)	Gm(Gp)	Gb(Gw)
Conditions	Limites d'atterberg au dessus de A	Limites d'atterberg au dessous de A	Une des conditions de Sb non satisfaite	$Cu = (D_{60}/D_{10}) > 6$ Et $Cc = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$. Compris entre 1 et 3	Limites d'atterberg au dessus de A	Limites d'atterberg au dessous de A	Une des conditions de Gb non satisfaite	$Cu = (D_{60}/D_{10}) > 6$ Et $Cc = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$. Compris entre 1 et 3
Appellation	Sable argileux	Sable limoneux	Sable propre mal gradué	Sable propre bien gradué	Grave argileux	Grave limoneuse	Grave propre mal graduée	Grave propre bien graduée

Lorsque 5% < 0.08 mm < 12% , on utilise un double symbole.

ANNEXE « C »

**TABLEAUX DE CHOIX DES
ELEMENTS**

BOLLARD SELECTION

Displacement	Approx. bollard rating
Up to 2,000 tonnes	10 tonnes
2,000–10,000 tonnes	30 tonnes
10,000–20,000 tonnes	60 tonnes
20,000–50,000 tonnes	80 tonnes
50,000–100,000 tonnes	100 tonnes
100,000–200,000 tonnes	150 tonnes
over 200,000 tonnes	200 tonnes

Choix du bollard en fonction de déplacement

Liernes		Éclisses de raccordement								
Profil	Module de flexion cm ³	Profil	l_{sp} mm	Motif de trou	b_{sp} mm	e_{sp} mm	f_{sp} mm	quantité	Boulons (DIN 7990)	Hex sur plat mm
UPN180	300	UPN140	560	A	60	40	60	32	M20 x 45	30
UPN200	382	UPN140	640	A	60	40	60	32	M20 x 45	30
UPN220	490	UPN160	680	A	80	40	60	32	M20 x 45	30
UPN240	600	UPN180	740	A	90	50	75	32	M24 x 50	36
UPN260	742	UPN200	800	A	110	50	75	32	M24 x 50	36
UPN280	896	UPN220	840	AB	120	50	90	40	M24 x 55	36
UPN300	1070	UPN220	920	AB	120	50	90	40	M24 x 55	36
UPN320	1358	UPN240	1000	AB	130	60	110	40	M30 x 65	46
UPN350	1468	UPN260	1000	AB	140	60	110	40	M30 x 65	46
UPN380	1658	UPN300	1000	AC	180	60	90	48	M30 x 65	46
UPN400	2040	UPN300	1000	AC	180	60	90	48	M30 x 65	46

Eclisses de raccordement pour liernes

DIMENSIONS ET PERFORMANCES DES DEFENSES CYLINDRIQUES						
D _{ext} x d _{int} (mm)	D _{ext} x d _{int}	R (kN)	E (kNm)	P (kNm ²)	€	Poids (kg/m)
100 x 50	0.50	43	0.8	547	0.019	7.0
125 x 65	0.52	51	1.3	500	0.025	10.6
150 x 75	0.50	65	1.8	552	0.028	15.6
175 x 75	0.43	92	2.7	781	0.029	23.2
200 x 90	0.45	98	3.5	693	0.036	29.6
200 x 100	0.50	86	3.3	547	0.038	27.8
250 x 125	0.50	108	5.1	550	0.047	43.4
300 x 150	0.50	129	7.4	547	0.057	62.6
380 x 190	0.50	164	11.8	550	0.072	100.4
400 x 200	0.50	172	13.1	547	0.076	111.2
450 x 225	0.50	194	16.6	549	0.086	140.8
500 x 250	0.50	275	28	700	0.102	175
600 x 300	0.50	330	40	700	0.121	253
700 x 400	0.57	325	52	517	0.160	309
750 x 400	0.53	380	61	605	0.161	377
800 x 400	0.50	440	72	700	0.164	449
875 x 500	0.57	406	81	517	0.200	482
925 x 500	0.54	461	93	587	0.202	567
1000 x 500	0.50	550	112	700	0.204	702
1050 x 600	0.57	487	117	517	0.240	695
1100 x 600	0.55	541	131	574	0.242	795
1200 x 600	0.50	660	162	700	0.245	1010
1200 x 700	0.58	542	151	493	0.279	889
1300 x 700	0.54	650	184	591	0.283	1122
1300 x 750	0.58	595	178	505	0.299	1055
1400 x 700	0.50	770	220	700	0.286	1375
1400 x 750	0.54	705	214	598	0.304	1307
1400 x 800	0.57	649	208	516	0.320	1235
1500 x 750	0.50	825	253	700	0.307	1579
1500 x 800	0.53	760	246	605	0.324	1506
1600 x 900	0.56	757	273	535	0.361	1637
1650 x 900	0.55	812	295	574	0.363	1789
1750 x 900	0.51	929	340	657	0.366	2107
1750 x 1000	0.57	811	325	516	0.401	1929
1800 x 900	0.50	990	364	700	0.368	2273
1850 x 1000	0.54	921	372	586	0.404	2266
2000 x 1000	0.50	1101	450	701	0.409	2806
2000 x 1200	0.60	871	415	462	0.476	2395
2100 x 1200	0.57	974	467	517	0.479	2778
2200 x 1200	0.55	1083	524	575	0.484	3180
2400 x 1200	0.50	1321	647	701	0.490	4041

Toutes les valeurs d'absorption d'énergie (E_N) et de force de réaction (R_N) sont données pour une déflexion égale au diamètre intérieur d_{int}
Les tolérances standard sont applicables.

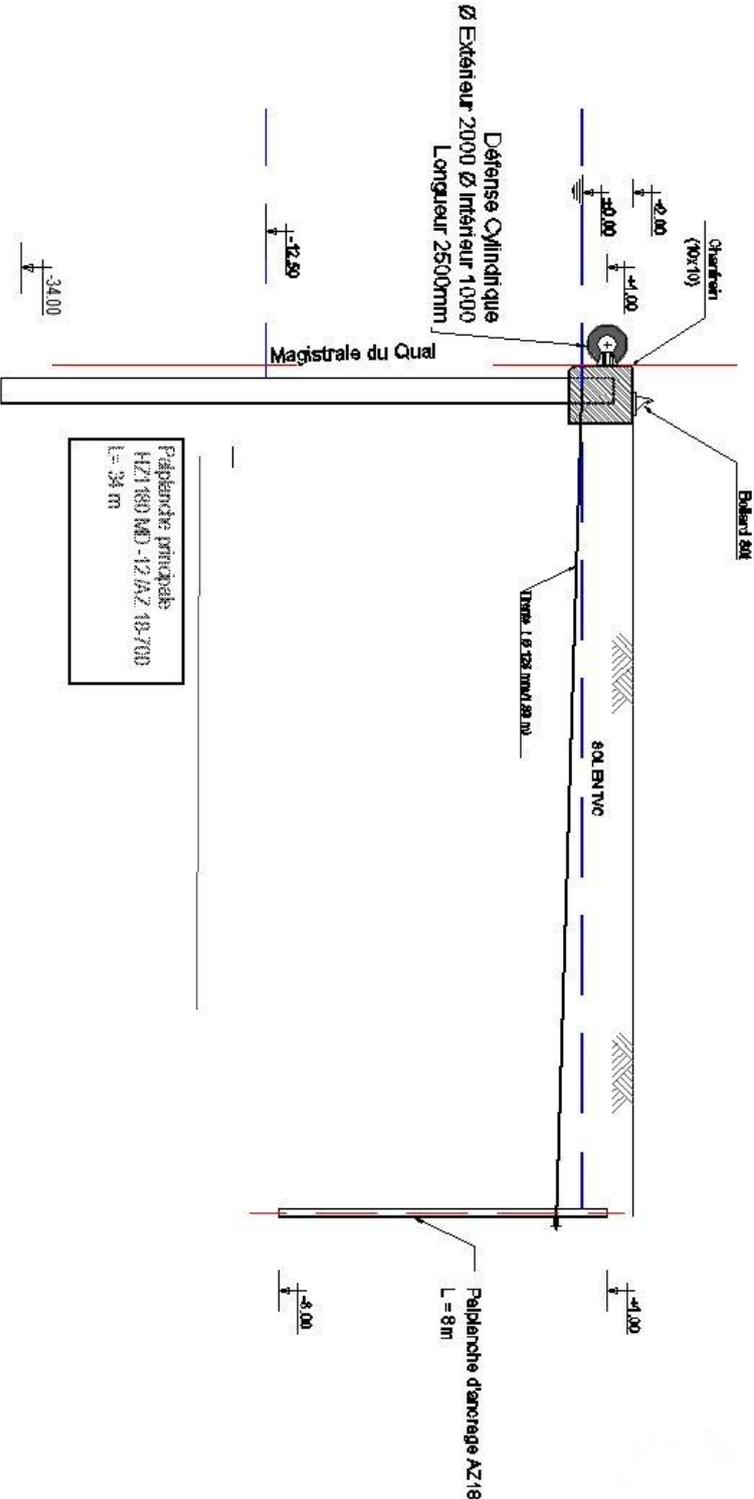
Choix du diamètre de défense

GRANDS DIAMETRES					
D_{ext}	d_{int}	L	øB	Chaîne	Manille
800	400	1000	35	24	28
		1500	45	28	35
		2000	55	32	38
		2500	65	34	44
		3000	70	40	50
1000	500	1000	45	28	35
		1500	55	32	38
		2000	65	38	44
		2500	75	40	50
		3000	85	44	50
1200	600	1000	50	28	35
		1500	65	34	44
		2000	75	40	50
		2500	85	44	50
		3000	100	50	56
1400	800	1000	65	38	44
		1500	70	38	44
		2000	80	44	50
		2500	90	48	56
		3000	100	52	64
1600	800	1000	75	40	50
		1500	80	40	50
		2000	90	46	50
		2500	110	48	56
		3000	120	54	64

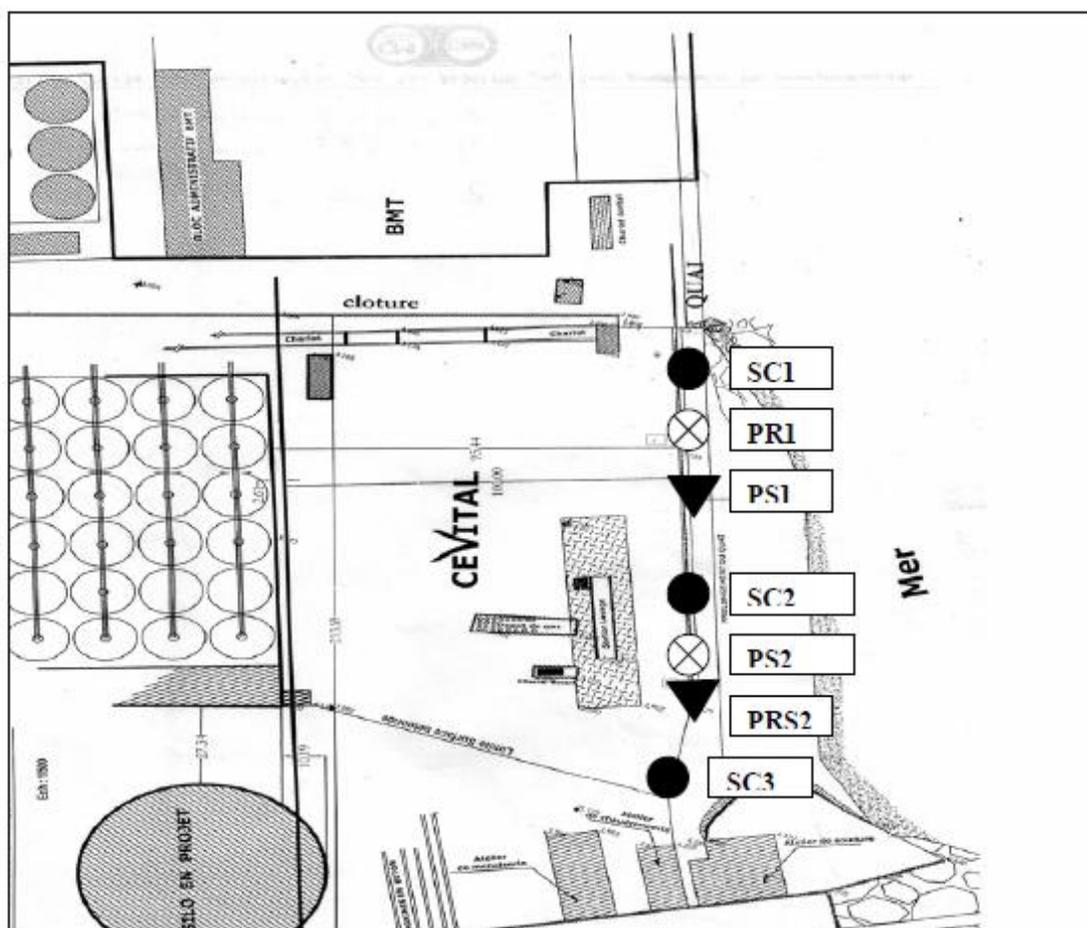
Choix du logeur de défense

ANNEXE « D »

Coupe du quai



ANNEXE « E »
PLAN D'IMPLANTATION



Plans d'implantation des sondages

Abstract

In Algeria, the establishment of marine service remains a big step in the importance of the economic interest. Precisely the port of Bejaia benefited from several projects including the extension of the dock station 25, which is our case study.

We quote first, generalities on port facilities, detailing our port work.

In a second step, we begin the practical part, in which we treat technical aspects of the design of the post 25 quay and its calculation method and its embodiment.

Finally, once the different elements are determined, we will try to choose the right type of sheet pile to make the wharf more resilient and able to receive different ships.