

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira-BEJAIA



Faculté de Technologie

Département GENIE Civil

Mémoire pour l'obtention de diplôme de master en génie civil

Option : « Structure »

Thème

**Etude du confortement d'une partie du quai
commercial du port de BEJAIA**

Présenté par :

- M^{elle} ABBAS Melissa
- M^{elle} MOUSSI Nawal

Encadré par :

M^r SERIKMA Mourad

Membre de jury :

- M^r ATTAL
- Mme BOUICHE

2020-2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé

Notre projet repris le confortement du quai de la casbah qui est considéré comme l'un des plus importants quais au niveau du port commercial de Bejaia.

Nous citons en premier lieu, des généralités sur le milieu marin, les ouvrages maritimes et collectons des données météorologiques et océanographie.

Grâce à l'analyse multicritère ont opté pour le choix d'un rideau mixte qui est le plus adapté à ce projet.

Enfin, on a pu définir la fiche d'ancrage ainsi que le type de rideau palplanche qui convient pour rendre le quai plus résistant et on termine par une étude de la poutre de couronnement.

Mot clé : quai, confortement, rideau, pieu, palplanche, fiche, ancrage, ouvrage maritime.

Obstracte

Our project resumes the reinforcement of the quay of Bejaia casbah which is considered as one of the most important quays at the commercial port of Bejaia.

First, we quote generalities on the marine environment, maritime structures and collect meteorological and oceanographic data.

the multi-criteria analysis we opted for the choice of a mixed curtain which is the most suitable for this project.

Finally, we were able to define the form and the type of sheet pile curtain that is suitable to make the quay more resistant and we end with a study of the capping beam.

Key word: quay, reinforcement, curtain, pile, sheet pile, sheet, inking, maritime structure.

يهدف مشروعنا الى تدعيم الرصيف البحري للقصة القديمة الذي يعتبر من اهم الارصفة في ميناء بجاية

ننقل العموميات عن البيئة البحرية و الهياكل البحرية و نجمع بيانات الأرصد الجوية و بيانات المحيطات.

بفضل التحليل المتعدد المعايير، اخترنا الستائر المختلط ئمة لهذا المشروع.

أخيرا تمكنا من تحديد شكل و نوع الستائر الورقية المناسبة لجعل الرصيف أكثر مقاومة، و ننتهي

()

Remerciements

On tient a la fin de ce travail à remercier le « Dieu Tout Puissant » de nous avoir donné la santé, la patience et la volonté afin de réaliser ce modeste travail.

*On voudrais tout d'abord adresser toute notre gratitude a notre promoteur monsieur **SERIKMA Mourad**, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribuer a alimenter notre réflexion.*

*Un grand merci pour **Mr KHOUFACHE** de nous avoir bien accueillis et accepter notre demande de stage ainsi tout le personnel de l'Entreprise Portuaire de BEJAIA.*

*Un remerciement spécial à **Mr Jugurta AIT AMAR** ingénieur chargé de chef de mission, du laboratoire des études maritimes 'LEM', qui n'a pas hésité un seul instant à nous fournir tout ce dont nous avons eu besoin, ainsi que pour ces sacrifices et ces connaissances partagées avec nous, ainsi tout l'organisme de LEM.*

Enfin on remercie toutes les personnes qui nous ont aidés de prés ou de loin a finalisé ce mémoire.

Dédicace

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers,

A MA CHERE MERE

Aucun dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous consenti pour mon instruction et mon bien être, je vous remercie tout le soutien et l'amour que vous me porter depuis mon enfance et j'espère que votre bonification m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés.

A LA MEMOIR DE MON PERE

Ce travail, est dédié à mon père, décidé trop tôt, qui m'a toujours poussée et motivé dans mes études, j'espère que, du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours prié pour le salut de son âme.

A MES FRERES

Je dédie ce travail a mes frères (Mohand, Yacine et Mohamed) qui son toujours a mes coté et qui m'avait toujours soutenu et encourager durant tout mes années des études.

A MES AMIS(E)

A tous mes cousins et cousines, mes amis (Amokrane, Fouad, Fares, kiki et zinou) que j'ai connu jusqu'à maintenant.

A mies meilleurs amies saloua et son petit prince ian , Sousou, que dieux gardes notre amitié et bien sur tout mes amis qui je connais .

Sans oublier ma meilleur amie binôme Melissa pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet



Nawal

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

*A l'homme, mon précieux offre de dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect
mon cher papa.*

*A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences
et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse maman chérie.*

*A mon frère Sofiane et ma chère sœur Tinhinane et son époux M'hend et notre petit
prince « Raouf » qui n'ont pas cessé de me conseiller, encourager et soutenir, que dieux
les protège et leurs offre la chance et le bonheur.*

*A mes grand parents, mes oncles et mes tantes, que dieux leurs donne une longues et
joyeuse vie.*

*A tous mes cousins et cousines, mes amis (Sifax, Fares, Fouad, Zinou et Kiki) et tout les
étudiants M2 génie civil.*

*A mes très chère copine Zouza et Wissam que dieux gardes notre amitié love you les
filles.*

Merci pour vos amours et vos encouragements.

*Sans oublier ma copine Nawal avant d'être mon binôme pour son soutien moral, sa
patience et sa compréhension tout au long de ce projet.*

Melissa



Liste d'abréviations

- (°) : Angle d'inclinaison de terre-plein avec l'horizontale.
(°) : Inclinaison du mur (rideau) sur la verticale.
(°) : Angle de frottement interne.
C (t/m³) : Cohésion du sol.
(°) : Angle de frottement sol-écran (rideau).
(t/m³) : Poids spécifique du sol hors d'eau.
' (t/m³) : Poids spécifique déjaugé.
w (t/m³) : 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 terres.
q : Surcharge de la couche situé au-dessus de la couche étudié (t/m²).
v : Contrainte verticale des terres (t/m²).
h : Contrainte horizontale des terres (t/m²).
q : Contrainte dû à la surcharge (t/m²).
Z : Profondeur d'une ou plusieurs couches de sol (en m).
f₀ : Fiche obtenu avant majoration (en m).
f : Fiche totale obtenu après majoration (en m).
T : Force d'ancrage (t).
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 Wel : Moment d'inertie (cm⁴/m).
W: Module de flexion élastique (cm³/m).
g : accélération de la pesanteur g=9.81 m/s².
V : vitesse d'accostage (m/s).
K : coefficient d'accostage.
A : Coefficient d'accélération de zone ;
kh : Coefficient séismique horizontal.
kv : Coefficient séismique verticale.
TVC : tout venant de carrière
LEM : laboratoire d'expertise maritime
NGA : niveau Algérien
DTP : direction des travaux public ;

E_d : énergie absorbée par la défense ;

E_t : énergie totale ($E_n + E_e$) ;

E_e : énergie cinétique de l'eau entraînée ;

E_n : énergie cinétique du bateau ;

D : déplacement du navire (en tonnes)

P_{wd} : poussée hydrodynamique ;

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre III présentation du projet

Tableau III-1 : tableau des infrastructures du port de Bejaia.....	19
Tableau III-2 : donnée sur les équipements.....	21
Tableau III-3 : variations du niveau d'eau	22

Chapitre IV

Tableau IV-1 : Etat des équipements du quai Casbah	26
Tableau IV-2 : Bilan d'activités du quai pour le mois de Mars 2020 en Dinard	27
Tableau IV-3 : comparaison des trois variantes	29

Chapitre V Pré-dimensionnement de l'ouvrage

Tableau V-1 : caractéristique du navire du quai	31
Tableau V-2 : dimensions des défenses	39
Tableau V-3 : résultats de l'effort d'accostage	41
Tableau V-4 : récapitulation de l'effort d'amarrage	41
Tableau V-5 : récapitulation de la poussée hydrodynamique	42
Tableau V-6 : récapitulation de la poussée hydrostatique	44
Tableau V-7 : Résultats des contraintes dues à la poussée des terres (Cas statique)	46
Tableau V-8 : résultat des contraintes dues à la poussée des terres (cas dynamique)	47
Tableau V-9: charges et dimensions des roues du chariot	48
Tableau V-11 : résultats des contraintes du au surcharge (cas statique)	52
Tableau V- 12: résultats des contraintes du au surcharge (cas dynamique)	52

Chapitre VI palplanches

Tableau VI-1: comparaison de types des palplanches	53
Tableau VI-2 : combinaison des charges	60
Tableau VI-3 : Récapitulation de sollicitations combinées (Cas statique) en ELU	61
Tableau VI-4 : Cas 1 en l'ELU (cas statique).	62
Tableau VI-5 : Cas 1 à l'ELU partie (L_{10}) (cas statique)	63
Tableau VI-6: cas 2 à l'ELU (cas statique)	64
Tableau VI-7: Cas3 à l'ELU (cas statique)	65

Tableau VI-8 : Récapitulation des sollicitations combinés (cas dynamique)	66
Tableau VI-9 : cas1 (cas dynamique)	67
Tableau VI-10 : Cas 1 partie (L_{10}) (cas dynamique)	68
Tableau VI-11 : cas2 en l'ELU (cas dynamique)	69
Tableau VI-12 : cas3 (cas dynamique)	70
Tableau VI-13 : Récapitulation de sollicitations combiné en ELS	71
Tableau VI-14 : cas1 en l'ELS	71
Tableau VI-15 : cas2 en l'ELS	72
Tableau VI-16 : cas3 en l'ELS	73

Chapitre VII	Rideau d'encrage
---------------------	-------------------------

Tableau VII-1 : récapitulatif des résultats	80
Tableau VII-2 : résultats du calcul des tirants	84

Chapitre VIII	calcul de la poutre de couronnement
----------------------	--

Tableau VIII-1 : poussée des terres et surcharges	86
Tableau VIII-2 : tableau de ferrailage	89

Chapitre I**MILIEU MARIN**

Figure I-1: les zone d'agression d'un béton maritime	3
Figure I-2 : les agressions physiques sur un béton maritime	4
Figure I-3 : les agressions chimiques sur un béton maritime	5
Figure I-4 : l'effet de la corrosion sur les palplanches	6
Figure I-5 : l'effet de la corrosion sur les têtes des pieux	6

Chapitre II**OUVRAGES MARITIME**

Figure II-1 : les digues à talus	10
Figure II-2 : les digues verticales	11
Figure II-3: les digues mixtes	11
Figure II-4: les quais	12
Figure II-5 : quai en blocs.....	13
Figure II-6 : quai en caissons	13
Figure II-7 : quais en rideau de palplanches	14
Figure II-8 : quais sur pieux	14
Figure II-9 : quai mixte	15

Chapitre III**présentation du projet**

Figure III-1: ancienne photo du port de Bejaïa	18
Figure III-2 : port de Bejaïa	18
Figure III-3 : port de Bejaïa	20
Figure III-4 : le quai de la casbah	20
Figure III-5 : caractéristique d'un navire	21

Chapitre IV**Reprise des dégradations et choix de la variante**

Figure IV-1: les dégradations observées	24
Figure IV-2 : dégradation de la partie aérienne	25
Figure IV-3 : dégradation de la partie sous-marine	26
Figure IV-4: variante choisi (quai mixte)	30

Chapitre V**Reprise des dégradations et choix de la variante**

Figure V-1: opération de dragage	33
Figure V-2: bollard	34
Figure V-3: défense	34
Figure V-4: échelle de sécurité	35
Figure V-5: caractéristique des défenses	40
Figure V-7: valeur de (δ) d'après schlosser	45
Figure V-8: coupe de sol du quai	46
Figure V-9: poussée du au chario télévateu	48
Tableau V-10 : poussée du au chariot du quai	48
Figure V-10: vue en plan de la poussée	49
Figure V-11: coupes longitudinale d'un plot	51

Figure V-12 : la vue en plan d'un plot	51
---	-----------

Chapitre VI	palplanches
--------------------	--------------------

Figure VI-1 : principe de mise en œuvre d'une palplanche.....	55
Figure VI-2 : constitution de la palplanche	56
Figure VI-3 : exemple de raccord	57
Figure VI-4: modélisation de BLUM, d'après schlosser	58
Figure VI-5: résolution par la méthode de la poutre équivalente, d'après Balay	59
Figure VI-6 : Relation entre la cote du point de flexion nulle et l'angle de frottement inter .	61
Figure VI-7 : diagramme des contraintes (cas statique)	63
Figure VI-8 : diagramme des poussée du aux surcharges	63
Figure VI-9 : diagramme des contraintes de la partie IO	64
Figure VI-10 : diagramme des contraintes (cas dynamique).....	67
Figure VI-11: rideau mixte palplanches-pieux	75

Chapitre VII	Rideau d'encrage
---------------------	-------------------------

Figure VII-1 : rideau d'encrage.....	77
Figure VII-2 : diagramme de contrainte poussée butée desterres	77
Figure VII-3 : position d'encrage	79
Figure VII-4: prisme de butée du rideau d'encrage	80
Figure VII-5: position de l'encrage par rapport au mur de quai	81
Figure VII-6 : tirant d'encrage	82
Figure VII-7 : l'inclinaison du tirant	83
Figure VII-8 : articulation du tirant	85
Figure VII-9 : les éléments qui constituent le plot	85

VIII

Chapitre VIII	calcul de la poutre de couronnement
----------------------	--

Figure VIII-1 : cliché pris depuis ROBOT (poutre et pieux)	87
Figure VIII-2 : diagramme des efforts selon l'axe 'x'	87
Figure VIII-3 : diagramme des efforts selon 'y'.....	88
Figure VIII-4 : diagramme des efforts selon 'z'.....	88
Figure VIII-5 : schéma de ferrailage	90
Figure VIII-4: coupe A-A et B-B	90

Sommaire

Résumé

Remerciements

Dédicaces

Liste des indices

Liste des tableaux

Liste des figures

INTRODUCTION Générale1

Chapitre I

MILIEU MARIN

I.1. INTRODUCTION	2
I.2. BETON MARITIME	2
I.3. LES ZONES D'AGRESSION D'UN BETON MARITIME	3
I.3.1 LES AGRESSIONS PHYSIQUES	4
I.3.2. LES AGRESSIONS CHIMIQUES	4
I.4. EFFET DE LA CORROSION	5
I.5. CONCLUSION.....	7

Chapitre II

OUVRAGES MARITIME

II.1. INTRODUCTION	8
II.2. DEFINITION D'UN PORT	8
II.3. ROLE DES PORTS	8
II.3.1. Rôle industriel.....	8
II.3.2. Rôle de marché	8
II.4. DIFFERENTS TYPES DE PORT.....	8
II.4.1. Les ports de commerce	8
II.4.2. Les ports de pêche	9
II.4.3. Les ports de plaisance	9
II.4.4. Les ports militaires	9
II.5. REALISATION DES TYPES D'OUVRAGE MARITIME	9
II.5.1. LES DIGUES	9
II.5.1.1. LES DIGUES A TALUS	10
II.5.1.2. LES DIGUES VERTICALES.....	10
II.5.1.3. LES DIGUES MIXTE.....	11
II.5.2. Les quais	11
II.6. CLASSIFICATIONS DES QUAIS	12
II.6.1. Ouvrages d'accostage sur sol de bonne portance.....	12
II.6.1.1. Quais en blocs de béton.....	12

II.6.1.2. Quais en caissons.....	13
II.6.2. Ouvrages d'accostage sur le sol de faible portance.....	13
II.6.2.1. Quais en rideau de palplanches.....	13
II.6.2.2. Quais sur pieux.....	14
II.6.2.3. Quais mixte	15
II.7. REALISATION D'UN QUAI SUR PIEUX	15
II.8. CONCLUSION	16

<u>Chapitre III</u>	présentation du projet
----------------------------	-------------------------------

III.1. INTRODUCTION	17
III.2. HISTORIQUE DU PORT DE BEJAIA	17
III.2.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE	18
III.2.2. Infrastructure.....	19
III.3. PRESENTATION DU PROJET	19
III.3.1. Objectif de projet	19
III.3.2. Situation de projet	19
III.3.3. Donnée physique	20
III.3.4. Donnée sur les navires fréquentant le quai	21
III.3.5. Donnée relatives à l'exploitation	21
III.4. COLLECTE DES DONNEES	22
III.4.1. Donnée météorologiques	22
III.4.1.1. Climat et pluviométrie	22
III.4.1.2. Les vents	22
III.4.2. Donnée Océanographiques	22
III.4.2.1. Marrée et les variations du niveau d'eau	22
III.4.2.2. Agitation au niveau de site du projet	22
III.4.3. Donnée sismiques	22
III.4.4. Donnée physique	23
III.4.4.1. Donnée géologique	23
III.4.4.2. Données géotechniques	23
III.4.4.2.1. Essais in situ.....	23
III.4.4.2.2. Essais au laboratoire.....	23
III.5. CONCLUSION	23

<u>Chapitre IV</u>	Reprise des dégradations et choix de la variante
---------------------------	---

IV.1. INTRODUCTION1.....	24
IV.2. ETAT ACTUEL DU QUAI	24
IV.2.1.Reprises des dégradations.....	24
IV.2.2.1. QUAI DE LA CASBAH	25
IV.2.2.1.1. Dégradation de la partie aérienne.....	25
IV.2.2.1.2. Dégradation de la partie sous-marine.....	26
IV.3. ETATS DES EQUIPEMENTS DU QUAI.....	26
IV.4. BILAN D'ACTIVITES DES QUAI ACTUELS.....	26

IV.5. CHOIX DU REMPIETEMENT	27
IV.6. DIFFERENTES VARIANTES PROPOSER	27
IV.6.1. Quais sur pieux (1 ^{ere} variante)	27
IV.6.2. Quais palplanche (2 ^{eme} variante)	28
IV.6.3. Quais mixte (3 ^{eme} variante)	28
IV.6.4. Comparaison des variantes.....	29
IV.7. Conclusion	30

<u>Chapitre V</u>	Pré-dimensionnement de l'ouvrage
--------------------------	---

V.1. INTRODUCTION	31
V.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES QUAIS.....	31
V.2.1.Navire du projet	31
V.2.1.1.Hauteur du quai	31
V.2.1.2.Longueur du quai	32
V.2.1.3.Largueur du quai	32
V.2.2. LE PLOT	32
V.2.2.1.JOINT	32
V.2.2.2.POUTRE DE COUROUNEMENT	33
V.2.3.DRAGAGE	33
V.2.4.EQUIPEMENT D'UN QUAÏ (SUPERSTRUCTURES)	33
V.2.4.1.BOLLARD	33
V.2.4.2.DEFENSE	34
V.2.4.3.Echelle de sécurité	35
V.3.LES EFFORTS AGISSANTS SUR UN QUAÏ	35
V.3.1.CHARGE ET SURCHARGE	35
V.3.2.LES EFFORTS HORIZONTAUX	35
V.3.2.1.EFFORT D'ACCOSTAGE	35
V.3.2.2.Effort dans le bollard	41
V.3.2.3.Poussée hydrodynamique	41
V.3.2.4.POUSSE HYDROSTATIQUE DU AU MARNAGE	43
V.3.2.5.POUSSEES ET BUTEES DES TERRES	44
V.3.2.6.Poussée due à un chariot pour conteneurs de 40 pieds	47
V.3.2.7.Effort du au séisme	50
V.3.3.Effort verticaux	50
V.3.3.1.Poids propre des éléments du quai	50
V.3.3.2.Surcharge d'exploitation	51
V.4.Conclusion	52

<u>Chapitre VI</u>	Palplanches
---------------------------	--------------------

VI.1. INTRODUCTION.....	53
VI.2. TYPE DE PALPLANCHE.....	53
VI.2.1. MISE EN ŒUVRE DES PALPLANCHES.....	55
VI.2.2. UTILISATIONS DES PALPLANCHES.....	55

VI.2.3. SYSTEME DE RACCORD.....	56
VI.3. Dimensionnement de la palplanche.....	57
VI.4. Présentation de la méthode de BLUM.....	58
VI.4.1. Détermination de l'effort dans le tirant et de la fiche.....	59
VI.4.2. Choix d'une palplanche et vérification.....	59
VI.5. CALCUL DE LA FICHE D'ANCRAGE DE LA PALPLANCHE.....	60
VI.6. Conclusion	75

<u>Chapitre VII</u>	Rideau d'encrage
----------------------------	-------------------------

VII.1. INTRODUCTION.....	76
VII.2. HYPOTHESES DE CALCUL.....	76
VII.3. METHODE DE CALCUL.....	76
VII.3.1. Calcul de la hauteur du rideau d'encrage.....	77
VII.3.2. Calcul de la position d'encrage.....	79
VII.3.3. DETERMINATION DE LA POSITION D'ENCRAGE.....	80
VII.3.3.2. Calcul de la position d'encrage.....	81
VII.3.4. TIRANTS D'ENCRAGE.....	82
VII.3.4.1. Calcul des tirants.....	82
VII.3.4.2. Système d'attache.....	84
VII.4. CONCLUSION.....	85

<u>Chapitre VIII</u>	Calcul de la poutre de couronnement
-----------------------------	--

VIII.1. INTRODUCTION.....	86
VIII.2. LES EFFORTS AGISSANT SUR LA POUTRE DE COURONNEMENT.....	86
VIII.2.1. Les efforts verticaux.....	86
VIII.2.2. Les efforts horizontaux	86
VIII.3. LA MODELESATION DE LA POUTRE DE COURONNEMENT	87
VIII.3.1. Model poutre-pieux.....	87
VIII.3.2. diagramme des sollicitations.....	87
VIII.3.3. ferrailage de la poutre	89
VIII.4. CONCLUSION.....	91

CONCLUSION Générale	92
---------------------------	----

Bibliographies

Annexes A

Annexes B

Annexes C

Introduction générale

Les ports algériens sont pris dans un paradoxe important de leur développement. D'un côté la logique d'extraversion des flux héritée de la période coloniale et s'est forcée par la suite à rendre l'économie algérienne fortement dépendante d'autre vers le transport maritime.

De l'autre côté, le retard dans la modernisation des infrastructures portuaires accentue leurs inadéquations croissantes aux normes mondialisées de la logistique moderne sur l'ensemble de ces ports notamment le port de Bejaia.

Vu la grande importance économique de port de Bejaia qui est liée à sa position géographique est considéré comme un deuxième grand port marchand et premier port du bassin méditerranéen après le grand port d'Alger.

Le vieux port de Bejaia a été réalisé en 1910 et depuis cette date aucun confortement ni renforcement n'a été réalisé sur le quai.

Face à cet état de fait, le renforcement est indispensable pour le maintenir en fonctionnement, on construit complètement un nouveau terminal.

Le but de notre projet est le confortement d'une partie de port commercial de Bejaia, on présentera dans les deux premiers chapitres le milieu marin et les ouvrages maritimes; ensuite dans le chapitre trois et quatre à base respectivement sur la présentation de projet et la reprise des dégradations et choix de la variante ; le cinquième chapitre consacré pour le pré dimensionnement de l'ouvrage ; le sixième et le septième chapitres ont été respectivement consacré au calcul des rideaux palplanches et les rideaux d'encrages et pour finir le huitième chapitre est consacré à l'étude de la poutre de couronnement on a utilisé le logiciel ROBOT pour le ferraillement .

I.1. INTRODUCTION :

Le béton est le matériau le plus utilisé actuellement, il a prît sa splendeur dans le milieu marin pour la réalisation de nombreux ouvrages tel que :

La réalisation des nombreux ouvrages maritime et installation portuaires, des bassins, des terminaux bases nautiques, des ouvrages de protection et de défense des cotes de protection des ports (digues, jetées), des ouvrages de mise a l'eau de navires ou de construction navale, des quais et appontement pour le chargement et déchargement.

Le béton a marqué sa réussite dans ce genre d'ouvrages.

I.2. BETON MARITIME :

Il est classé parmi les bétons spéciaux suit a sa composition différente du béton ordinaire avec l'utilisation d'un ciment CRS (ciment résistant au sulfate) et d'adjuvent ainsi que les additions qui donne sa réussite.

Pour les ouvrages en site maritime, les caractéristiques complémentaires normalisées des ciments font l'objet de la norme NA442-CEM I 42.5 N-SR3 « ciments pour travaux à la mer ». Ces ciments présentent des teneurs limitées en aluminate tricalcique (C3A) qui leur permettent de conférer au béton une résistance accrue à l'agression des ions sulfates en présence d'ions chlorures au cours de la prise et ultérieurement.

Les ciments pour travaux à la mer sont :

-des CEM I et des CEM II qui possèdent des caractéristiques physique et doivent respecter des spécificités chimiques complémentaires.

-des CEM III/A5 (si la teneur en laitier est supérieure à 60 %), B ou C et CEM V/A ou B qui sont naturellement qualifiés pour cet usage

Ces ciments comportent la mention PM (Prise Mer) sur l'emballage ou le bon de livraison.

Les spécificités des ciments PM portent sur la composition du clinker, sur une limitation de la proportion de constituants secondaires (3%) et d'additifs (0,1%).

I.3. LES ZONES D'AGRESSION D'UN BETON MARITIME :

L'observation du béton à la mer a permis d'identifier cinq zones dans lesquelles le béton est exposé à des niveaux et à des mécanismes d'agression différents, mais souvent conjugués :

- la zone immergée : partie d'ouvrage constamment sous l'eau.
- la zone de marnage : partie d'ouvrage soumise aux marées.
- la zone d'aspersion par l'eau de mer.
- la zone soumise aux embruns : Les embruns sont une source importante d'apports de Sulfure de diméthyle à l'atmosphère
- la zone aérienne : exposée à l'air véhiculant du sel marin

La figure suivante synthétise les agressions auxquelles est soumis le béton en fonction de son environnement marin :

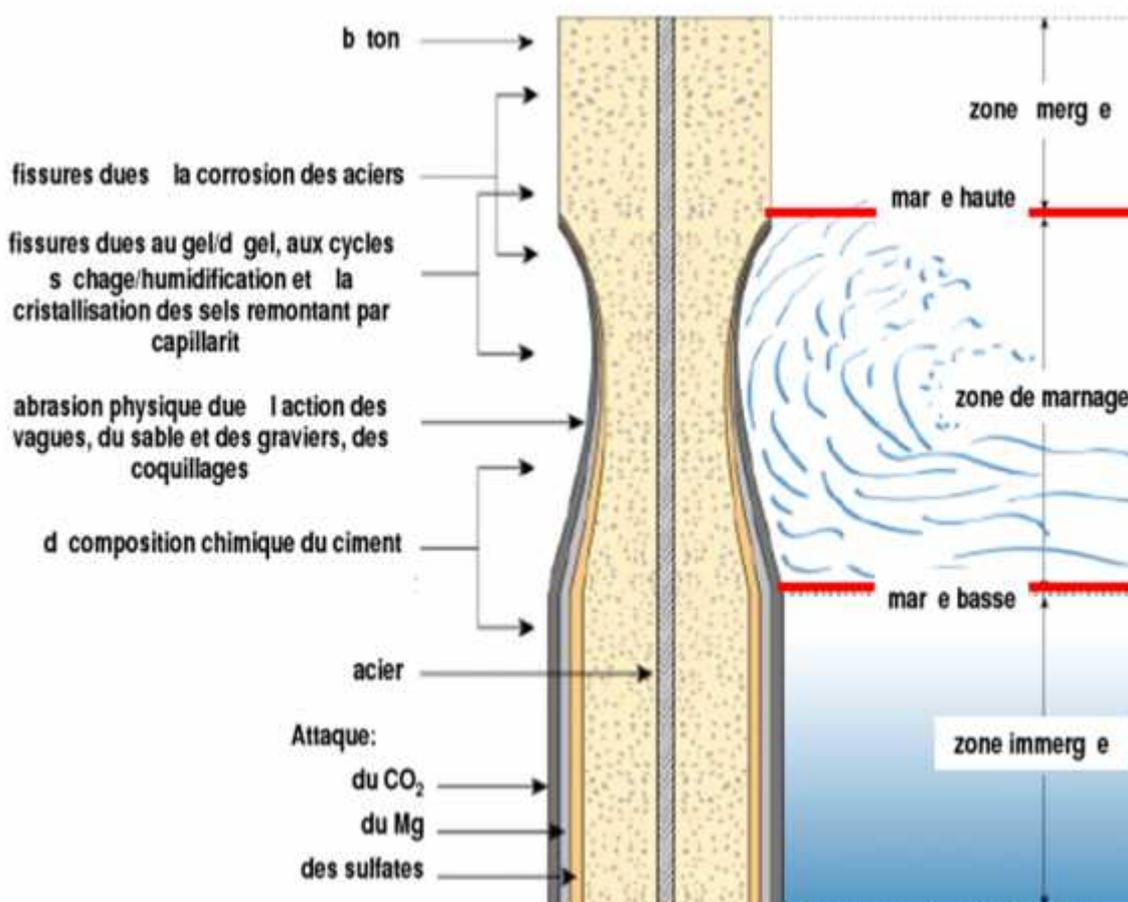


Figure I- 1: les zone d'agression d'un béton maritime [2]

I.3.1 LES AGRESSIONS PHYSIQUES :

Les agressions physiques et mécaniques sur le béton se conjuguent :

- l'action mécanique de la houle et des courants s'associe à l'érosion par les sables en suspension
- les cycles d'humidification-séchage, favorisés par le vent, accélèrent le processus de transferts des chlorures
- enfin, pour certaine zone géographique, le béton est soumis à des cycles de gel dégel

L'altération mécanique de la matrice cimentaire (porosité et fissuration) permet une accélération des transports d'ions et aggrave les processus chimiques d'altération.

Enfin, la corrosion des armatures en acier est favorisée par la teneur en chlorures de l'eau de mer et sa richesse en oxygène dissous, due au brassage de surface. Le résultat de cette corrosion est, outre la dissolution du fer, la formation de produits expansifs (oxydes de fer et hydroxydes), dont les effets viendront accentuer la dégradation du béton. [1]



Figure I-2 : les agressions physiques sur un béton maritime [2]

I.3.2. LES AGRESSIONS CHIMIQUES :

Dans des conditions normales, les armatures enrobées d'un béton compact et non fissuré sont protégées naturellement des risques de corrosion par un phénomène de passivation qui résulte de la création, à la surface de l'acier, d'une pellicule protectrice Fe_2O_3CaO (dite de passivation). Cette protection est

générée par l'action de la chaux libérée par les silicates de calcium sur l'oxyde de fer. La présence de chaux maintient la basicité du milieu entourant les armatures (l'hydratation du ciment produit une solution interstitielle basique de pH élevé de l'ordre de 12 à 13). Les armatures sont protégées tant qu'elles se trouvent dans un milieu présentant un pH supérieur à 9. Deux principaux phénomènes peuvent dans certaines conditions détruire cette protection et initier la corrosion des armatures en acier :

- La carbonatation du béton d'enrobage par l'adsorption du gaz carbonique contenu dans l'atmosphère ;
- La pénétration des ions chlorures jusqu'au niveau des armatures. La plus ou moins grande rapidité d'action de ces agents est fonction de l'humidité ambiante, de la porosité du béton et de la présence de fissures qui favorisent la diffusion des gaz ou des liquides agressifs. [4]

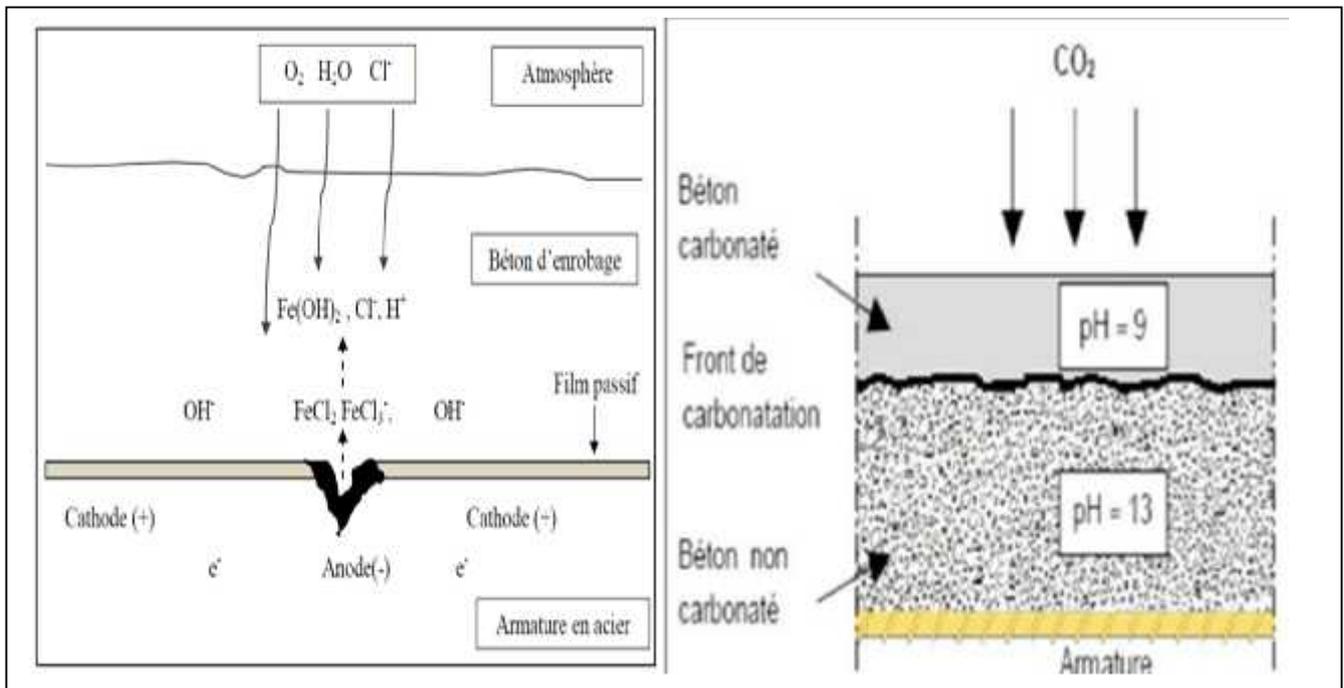


Figure I-3 : les agressions chimiques sur un béton maritime [2]

I.4. EFFET DE LA CORROSION :

Le développement de la corrosion des armatures peut provoquer par gonflement une poussée au vide sur le béton d'enrobage (les oxydes de fer étant plus volumineux que l'acier, ils génèrent des contraintes internes dans le béton qui peuvent être supérieures à sa résistance en traction) et donc une altération de

l'aspect extérieur de l'ouvrage (éclatement localisé, formation de fissures et d'épaufrure, apparition en surface de traces de rouille et éventuellement mise à nu de l'armature) et une réduction de la section efficace de l'armature et de son adhérence au béton. [3]



Figure I-4 : l'effet de la corrosion sur les palplanches [2]



Figure I-5 : l'effet de la corrosion sur les têtes des pieux [2]

I.5. CONCLUSION :

Les ouvrages en site maritime sont spécifiques pour plusieurs raisons. Leurs spécificités sont d'abord liées à la variété des types de structure. Ensuite la réalisation de ces ouvrages est soumise à des contraintes de mise en œuvre particulière. Enfin, ces ouvrages sont exposés à un environnement qui cumule souvent les facteurs favorisant la détérioration du béton et de l'acier qu'il peut contenir.

II.1. INTRODUCTION :

Les ouvrages portuaires jouent un rôle considérable dans le développement d'un pays, d'où la construction d'un port maritime est la porte ouverte vers le monde pour les échanges commerciaux entre le pays et les continents à l'effectuation des différentes opérations.

II.2. DEFINITION D'UN PORT :

Un port est une infrastructure située le long du littoral maritime, c'est un lieu géographique de transit de marchandises ou des passagers aussi il est conçu pour accueillir les navires

II.3. ROLE 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 [5].

II.3.1. 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.

II.3.2. 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 de marchandises faisant du port un lieu de marché qui nécessite des grands moyens de stockage et de conditionnement de la marchandise

II.4. DIFFERENTS TYPES DE PORT :

Il existe quatre types principaux de ports :

II.4.1. Les ports de commerce :

Ces ports peuvent assurer un trafic de voyageurs, de marchandises diverses ou spécialisées et de pondéreux en vrac (solides, liquides ou gaz liquéfiés).

Ils peuvent également comporter des installations pour la construction et la réparation navales, pour la pêche ou pour la navigation de plaisance. [6]

II.4.2. Les ports de pêche :

Ils disposent :

- d'ouvrages permettant l'accueil des navires et le transbordement à terre des produits de la pêche,
- d'installations de stockage et de commercialisation de ces produits,
- d'installations permettant l'avitaillement des navires en produits nécessaires à la pêche (glace, sel, etc.), des équipements pour l'entretien et les réparations des navires. [6]

II.4.3. Les ports de plaisance :

Accueillent les bateaux de plaisance, de loisir et de compétition, à voile et à moteur. La plupart des bateaux sont de petite taille (inférieur à 20 m), et les places de port sont standardisées grâce à des pontons, différentes techniques d'amarrage sont utilisées selon les endroits. On y trouve une capitainerie, différents services d'avitaillement, de mise au sec et de réparation, une pompe à carburant, et divers services pour les équipages. Ils sont souvent situés près du centre des villes pour des raisons touristiques et pratiques (facilité d'accès et d'avitaillement). [7]

II.4.4. Les ports militaires :

Accueillent les navires de guerre. Certains ports sont ouverts, mais d'autres, notamment les bases de sous-marins, sont fermés et interdits au public pour des raisons de sécurité. Un port militaire peut inclure un arsenal, une école navale, un chantier de réparation, des moyens de ravitaillement, de logement et d'entraînement pour les équipages. Certains navires militaires, notamment les patrouilleurs, peuvent être basés dans d'autres types de ports. [7]

II.5. REALISATION DES TYPES D'OUVRAGE MARITIME :

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. Nous distinguons principalement les digues et les quais. [8]

II.5.1. LES DIGUES :

Une digue est un remblai longitudinal, naturel ou artificiel dont la fonction est d'empêcher la submersion des basses-terres se trouvant le long de la digue par des eaux de la mer, lac, ou fleuve.

On distingue plusieurs types de digues : [10]

II.5.1.1. LES DIGUES A TALUS

Les digues à talus sont réalisées au moyen de matériaux rocheux et blocs plus ou moins grossiers, arrangés globalement sous la forme d'un trapèze qui va opposer à la progression de la houle une résistance d'autant plus efficace que le massif sera élevé et peu poreux. [9]

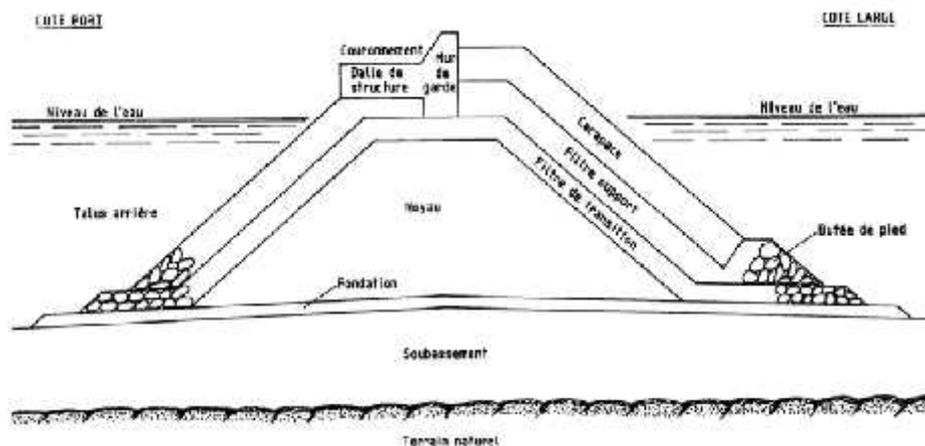


Figure II-1 : les digues à talus [9]

II.5.1.2. LES DIGUES VERTICALES

Une digue verticale est essentiellement composée d'un mur vertical monolithique ou constituée d'éléments assemblés entre eux destinés à renvoyer l'énergie de la houle par réflexion quasi totale. Ces digues sont conseillées en eau profonde (>15m), vu la demande importante en matériaux rocheux dans le cas de digue à talus. Ce type de digue est en général posée sur un soubassement en matériaux de carrière qui comporte à sa partie supérieure une couche de matériaux relativement petits (inférieurs à 100 mm) destinée à faciliter le réglage.

Une couche de protection en blocs est à prévoir sur le soubassement afin de minimiser l'effet de la houle. [9]

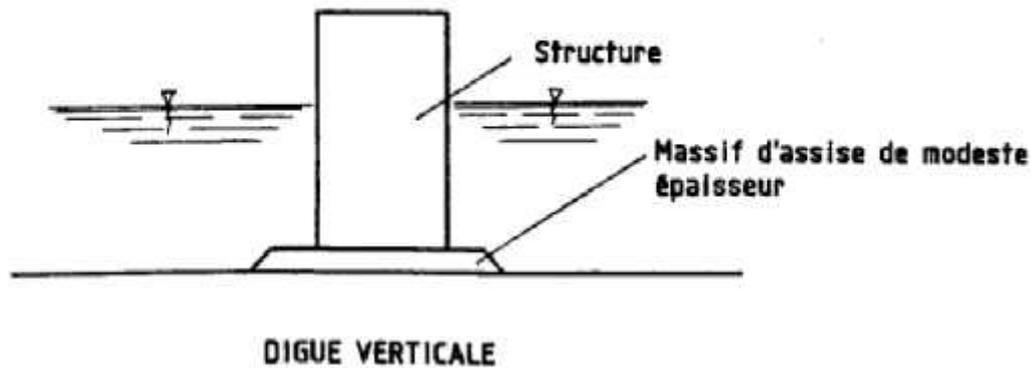


Figure II-2 : les digues verticales

II.5.1.3. LES DIGUES MIXTE

C'est une combinaison entre les deux types de digues précitées, généralement à marée basse elle se comporte comme une digue à talus, et à marée haute comme une digue verticale.

On considère que c'est une digue mixte, lorsque la hauteur d'eau h disponible au-dessus de la berme est inférieure à $1,5H$ (H : hauteur de la houle incidente). [9]

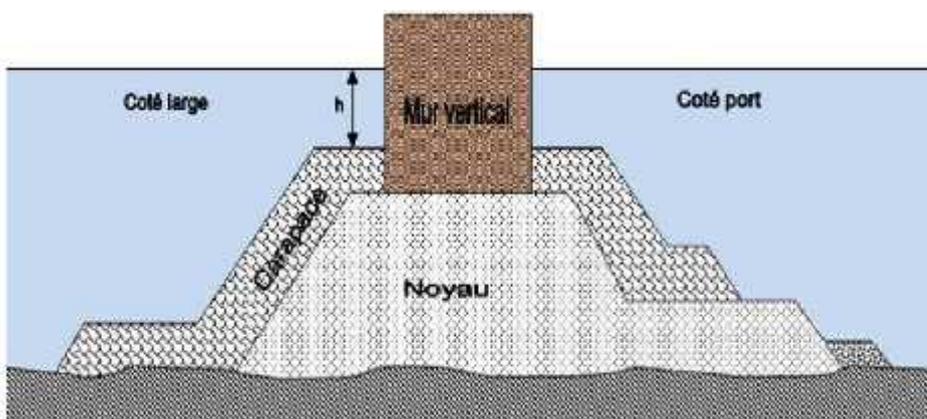


Figure II-3: les digues mixtes [9]

II.5.2. Les quais :

Outre l'amarrage et l'accostage des navires, le quai assure également une liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port.

Cette structure fournit une connexion liaison directe entre le navire et la terre.

- Il doit résister :
- aux efforts horizontaux d'accostage(1) d'amarrage(2) et à la poussée des remblais ;
 - aux efforts verticaux dus aux poids propres de l'ouvrage, des engins de manutention (3+4) et des charges sur le terre-plein(5). [8]

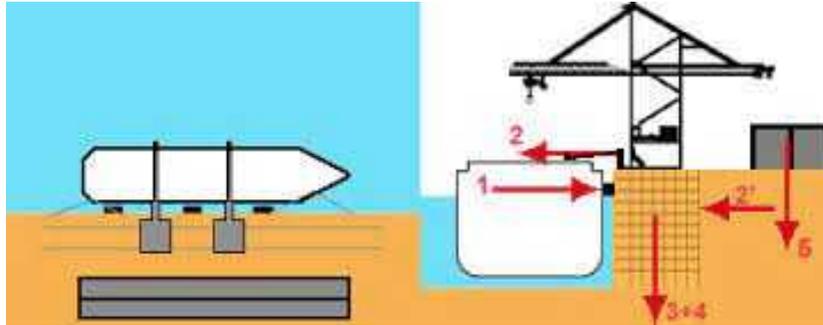


Figure II-4: les quais [8]

II.6. CLASSIFICATIONS DES QUAIS :

Il existe plusieurs types de quai 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. [8]

II.6.1. Ouvrages d'accostage sur sol de bonne portance :

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

Parmi ces ouvrages on peut distinguer : [8]

II.6.1.1. Quais en blocs de béton

Le mur des quais peut être constitué en bloc de béton, préfabriqués, empilés les uns sur les autres. L'empilage peut s'effectuer aussi par assises imbriquées ou par piles juxtaposées, Ces assises imbriquées permettent d'assurer une meilleure répartition des efforts locaux provenant d'un tassement de la fondation, d'une poussée plus forte, ou de la réaction des amarres. [8]

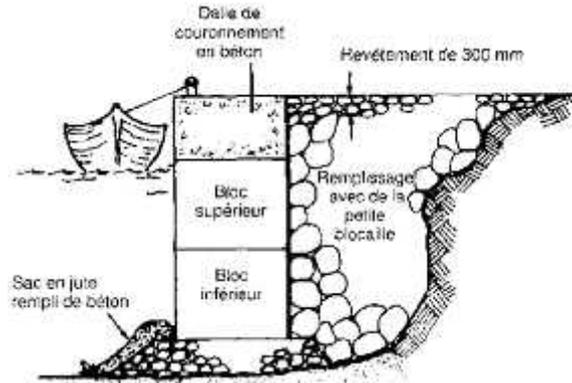


Figure II-5 : quai en blocs

II.6.1.2. Quais en caissons

Les caissons peuvent être préfabriqués partiellement ou totalement dans une forme de radoub ou une cale de travaux. Ils sont utilisés pour constituer des quais continus ou des ouvrages à appuis discontinus et peuvent assurer le rôle de soutien des terres dans le cas des ouvrages continus. Ils sont en béton armé, ou précontraint. [8]

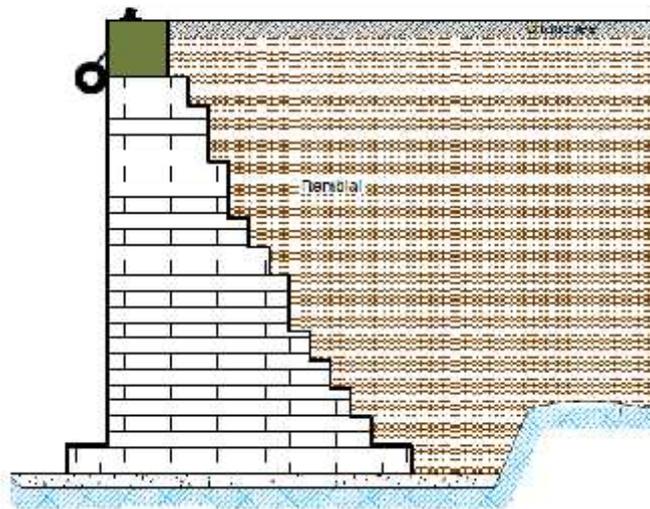


Figure II-6 : quai en caissons

II.6.2. Ouvrages d'accostage sur le sol de faible portance :

II.6.2.1. Quais en rideau de palplanches

Les quais constitués par un rideau de palplanches métalliques encre sur un rideau arrière, ils sont utilisés quand le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif, qui possède des caractéristiques géotechniques assurant une butée aux pieds du rideau capable d'équilibrer la

poussée de remblai. C'est les cas de marnes, sols sableux ou d'argiles suffisamment compacts. [8]

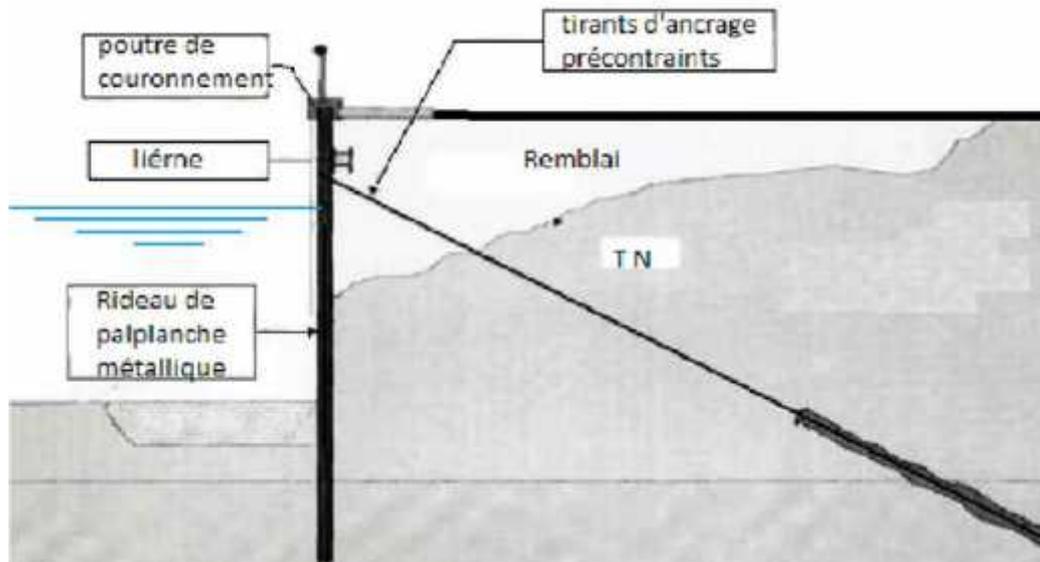


Figure II-7 : quais en rideau de palplanches

II.6.2.2. Quais sur pieux

Les quais constitués par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux (ou piles) en béton ou en acier, sont utilisés quand le terrain naturel est constitué d'une couche de mauvaise qualité sous laquelle existe une couche de terrain de portance suffisante à une profondeur pas trop importante (entre 15 à 30m). Des pieux inclinés et la butée offerte par la partie supérieure du remblai permettent de mobiliser une force horizontale suffisante pour équilibrer l'effort engendré par l'accostage et l'amarrage des navires. [8]

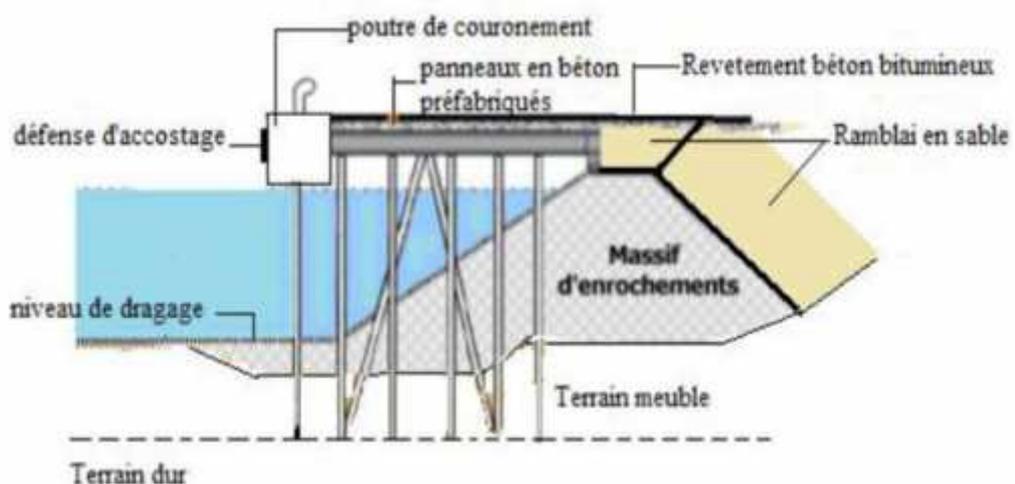


Figure II-8 : quais sur pieux [8]

II.6.2.3. Quais mixte

Le quai "danois" est constitué d'un rideau de palplanches et d'une plate-forme en béton armé fondée sur des pieux en béton ou en acier. La résistance aux efforts d'accostage est assurée par la poussée du remblai contre le rideau et éventuellement, par la réaction horizontale de pieux inclinés. Les efforts verticaux sont équilibrés par les réactions verticales des pieux qui supportent la plate-forme et éventuellement, des tubes métalliques insérés dans le rideau de palplanches. Ces quais sont indiqués quand le sol de fondation est de qualité moyenne et qu'il existe une couche de terrain de bonne résistance à une profondeur raisonnable. [8]

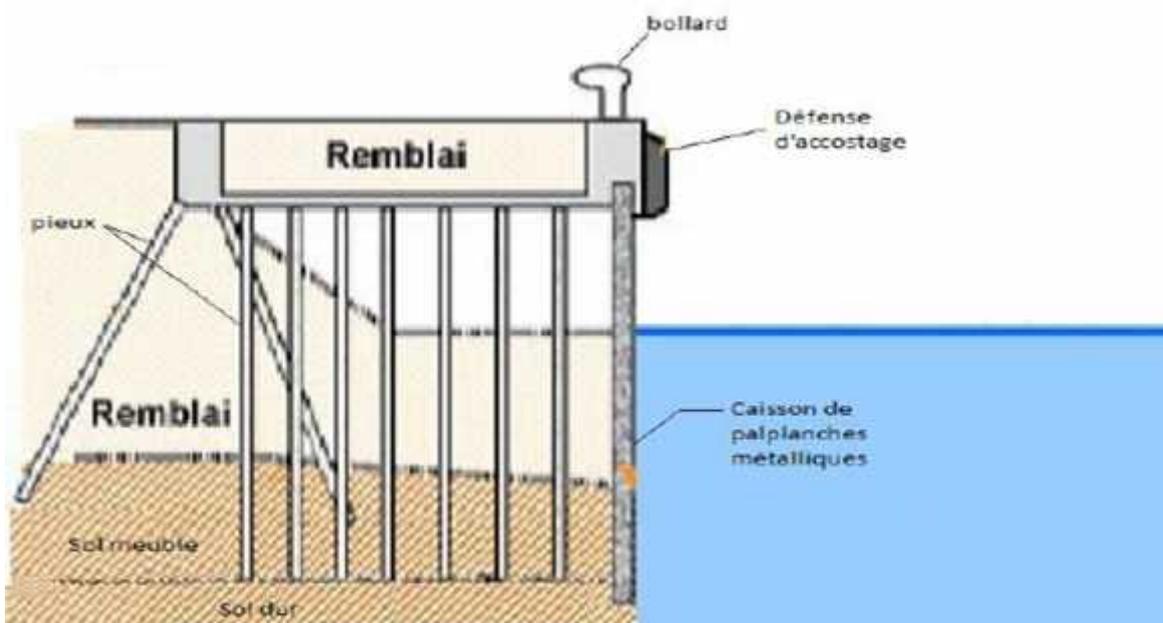


Figure II-9 : quai mixte

II.6.3. Réalisation d'un quai mixte :

Les principes éléments de la structure sont :

- Les rideaux mixtes : avec des tubes acier sont le pendant du système HZ-M/AZ. Les **pieux tubulaires constituent les éléments principaux** (profilé porteur) qui reprennent les efforts horizontaux correspondant à la poussée des terres et à la pression hydrostatique, ainsi que les charges verticales des structures ou des ancrages inclinés. Les tubes sont remplis de béton, battus au refus jusqu'au substratum. Les palplanches intercalaires (de préférence **une paire de profils AZ**) transmettent les efforts horizontaux de poussée des terres et de l'eau aux

pieux tubulaires. Les profils intercalaires sont en général plus courts que les éléments principaux.

- La plate-forme : reprise des efforts verticaux et lien structurel entre les pieux. Elle est formée d'un réseau triangulaire, une outre et une dalle en béton armée.
- Le mur d'arrière-quai : appui latéral sur le remblai et des charges ponctuelles importante sont répartie dans la plate-forme introduite par, les pieux et les tirants sous laquelle se trouve un rideau en palplanche. [11,20]

II.6.4. Equipement d'un quai:

II.6.4.1.POUTRE DE COURONNEMENT :

La poutre de couronnement est une poutre horizontale solide d'une section (2.3m de largeur ; 1.4m de la hauteur) sur le coté du bassin est prévue pour protéger la jetée contre les impacts accidentelle (défenses, bollards) et autre équipements.

II.6.4.2.BOLLARD :

Les bollards utilisés sont manufacturés de 80t en traction horizontale et verticale disposés tous les 12.5m



Figure V-2: bollard

II.6.4.3. DEFENSE

Les défenses seront en caoutchouc cylindrique leurs dimensions seront calculées ultérieurement.



Figure V-3: défense

II.6.4.4. Echelle de sécurité :

Elles sont en acier galvanisé, elles sont accessibles facilement et comportent une prise pour les mains encastrée dans la poutre de couronnement.



Figure V-4: échelle de sécurité

II.7. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous présentons des informations générales sur les quais, nous montrons les différents types de structures et les éléments qui les composent, ils sont classés en plusieurs types selon leurs conditions et possibilité de mise en œuvre. Selon les conditions géotechniques du site, certains sont construits en surface et certains en profondeur.

III.1. INTRODUCTION :

Bejaia, Bgayet en kabyle (berbère) ; bougie étant l'ancien nom français de la ville en raison des sciences et savoir que la ville possédait, elle est située au cœur de l'espace méditerranéen et possède nombreux sites naturels et vestige historique, datant de plus de 10 000 ans, ainsi qu'une multitude de sites archéologiques, aussi elle joua un grand rôle dans la transmission du savoir dans le bassin méditerranéen. Grâce au dynamisme de son port, la sécurité de la région, la bonne politique et les avantages douanier. Bougie a su attirer beaucoup de puissants marchands. [12, 13]

III.2. HISTORIQUE DU PORT DE BEJAIA :

Le port de Bejaia à l'arrivé des français était un chenal fermé par la porte sarrasine. Le site était constitue de l'avant-port actuel. Les français pénétrèrent en 1833. Ils réalisent les premiers ouvrages en 1834. Les ouvrage de protection furent commencés en 1870, en 1879 ceux d'accostage, le port marchands fut achevé en 1911.

En 1922, on traça physiquement les configurations de l'avant-port et l'arrière port. C'est en entre 1958 ET 1960 que furent construite les installations nécessaires à la réception des pétroliers dans l'avant-port. Les premiers travaux, 670 km de conduite de pétrole de Hassi-Remel au port de Bejaia ont été débutés en août 1958, cette conduite a été achevé le 25 août 1959, le premier décembre 1959 a été chargé le premier pétrolier vers la France, Le port de Bejaia aujourd'hui est réputé mixte; hydrocarbures et marchandises générales y sont traitées. L'aménagement moderne des superstructures, le développement des infrastructures, l'utilisation de moyens de manutention et de techniques adaptés à l'évolution de la technologie des navires et enfin ses outils de gestion moderne, ont fait évoluer le Port de Bejaia depuis le milieu des années 1990 pour être classé aujourd'hui second port d'Algérie. [13, 14]



Figure III-1: ancienne photo du port de Bejaïa [2]

III.2.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE :

Le port de Bejaia est situe à une latitude Nord $36^{\circ}45'24''$ et une longitudinale Est $05^{\circ}05'50''$. 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 maritime. Le port de Bejaia jouit d'une situation géographique privilégiée. Bien protégé naturellement, sa rade est l'une des plus sûres. Le port de Bejaia, est délimité par :

- Au nord par la route nationale N°9.
- Au sud par les jetées de fermeture et du large sur une largeur de 2 750m.
- A l'est par la jetée Est.
- A l'ouest par la zone industrielle de Bejaia. [15]



Figure III-2 : port de Bejaïa

III.2.2. Infrastructure :

Le port de Bejaia s'étend sur une superficie totale de 75 hectares sa zone de stockage s'étend sur 417 500 m² dont 17500 m² couverts, répartis entre 16 postes d'amarrage pour les cargos généraux, 03 postes d'amarrage pour les pétroliers, un RO/RO et 01 poste de gaz. [11, 13]

Tableau III-1 : tableau des infrastructures du port de Bejaia

Nom de quai	N° de poste de quai	Bassin	Profondeur (m)	Longueur (m)
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 de la 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

III.3. PRESENTATION DU PROJET :

III.3.1. Objectif de projet :

Notre projet a pour objectif l'étude de confortement d'une partie du quai de la Casbah, qui fait partie du bassin du vieux port de commerce de Bejaia.

III.3.2. Situation de projet :

La zone du projet est située au niveau du bassin du vieux port de commerce de Bejaia.



Figure III-3 : port de Bejaïa

III.3.3. Donnée physique :

- Longueur du quai = 203 m
- Profondeur = 8.00 m
- $\varphi = 1/20$ (5%) par rapport à la verticale (blocs)
- $h_{\text{blocs}} = 2.4$ m chacun
- Longueur de la dalle de couronnement = 2.3 m
- Longueur de tirant d'eau = 9 m

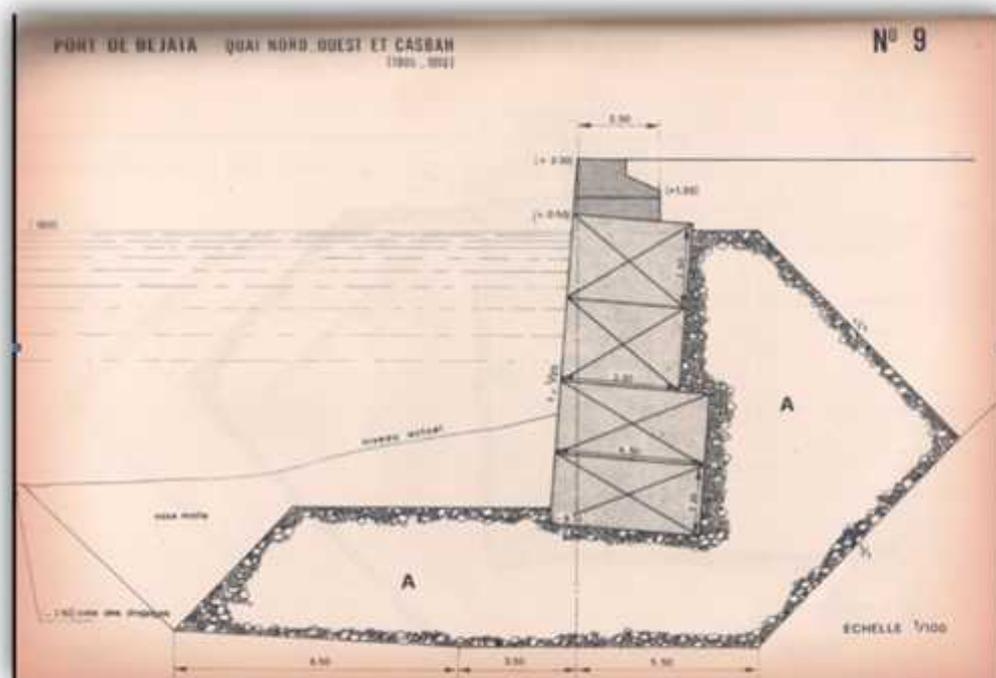


Figure III-4 : le quai de la casbah

III.3.4. Donnée sur les navires fréquentant le quai :

La mole casbah se compose de deux postes (12 et 13), et ces postes d'amarrage sont utilisés pour recevoir les cargos généraux.

Les navires qui fréquentent le quai de la Casbah: navire de 180 m de longueur avec un tirant d'eau de 7.3m comme ce quai peut recevoir d'autres types de navire à savoir : les portes conteneurs, les céréaliers, Le RO-RO selon l'envoi de la DTP.

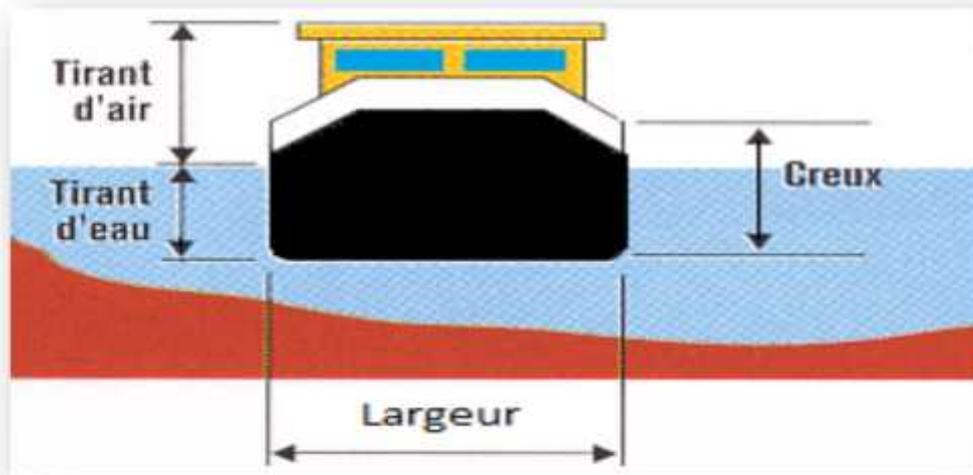


Figure III-5 : caractéristique d'un navire [11]

➤ **Donnée sur les équipements :**

Les équipements existant sur le quai de la CASBAH sont cités sur le tableau suivant :

Tableau III-2 : donnée sur les équipements

Bollard	Défenses	Echelles
08	15	01

III.3.5. Donnée relatives à l'exploitation :

Les surcharges d'exploitation à prendre en considération sont :

) La force du vent :
La pression du vent est : 50 kg/m^2

) Les surcharges :
Surcharges d'exploitation actuelle : $S=6 \text{ t/m}^2$

) Surcharge d'exploitation prévisionnelle : 6 t/m^2

III.4. COLLECTE DES DONNEES :**III.4.1. Donnée météorologiques :****III.4.1.1. Climat et pluviométrie :**

Les données pluviométriques recueillies sur une durée de 18 ans (1969-1986) par la station de l'ONM de Bejaia nous fournissent les valeurs moyennes suivantes :

- Pluviométrie : 798 mm/ans
- Evapotranspiration potentielle : 1154 mm/ans
- Températures : 18.6° C

III.4.1.2. Les vents :**Régime hivernal : Octobre-Avril**

Le mois de janvier est le plus représentatif de ces vents Sud Ouest et Ouest
8% de vent ont une vitesse ($V=16$ m/s) soit 31 nœuds.

Régime estival : Mai – Septembre :

Vent Nord-est n'est nette que durant le mois juillet et août.

III.4.2. Donnée Océanographiques :**III.4.2.1. Marrée et les variations du niveau d'eau :**

L'amplitude des marées sur la côte algérienne est faible. L'exploitation de différentes sources par le LEM (1999) a permis d'établir le tableau suivant qui présentent les différents niveaux d'eau enregistrés le long de la côte algérienne :

Tableau III-3 : variations du niveau d'eau

Références	Niveau
Niveau maximum	+ 50 cm NGA
Moyenne haute mer de vive-eau	+ 10 cm NGA
Moyenne basse mer	-10 cm NGA
Niveau minimum	-34 cm NGA

III.4.2.2. Agitation au niveau de site du projet :

L'agitation est faible au niveau du bassin du vieux port

III.4.3. Donnée sismiques :

Selon le règlement parasismique Algérien 99/2003 la zone sismique est : IIa, ce qui signifie que c'est une zone de sismicité moyenne.

) L'ouvrage étant classé dans la catégorie (2) :

$$A=0.20$$

-) Le coefficient d'accélération de la zone de projet :
 $K_h = 0.20g$ (accélération horizontale)
 $K_v = \pm 0.03 K_h$ (accélération verticale)

III.4.4. Donnée physique :

III.4.4.1. Donnée géologique :

La géologie au niveau du port est constituée par :

-) Des dépôts alluvionnaires anciens et récents : basses terrasses, sable et argile vaseuse de la vallée de la Soummam.
) Des dépôts marins vases, argiles, limons, sables, graviers, galets et blocs ;
) Un faciès marno-schisteux avec de nombreuses lentilles de conglomérats de la bordure Sud Djebel Gouraya d'âge sénonien.

III.4.4.2. Données géotechniques

Selon le rapport de sol : (ANNEXE A)

III.4.4.2.1. Essais in situ

-) Sur site, deux sondages carottés sont réalisés allant jusqu'à 40 m de profondeur.
) La réalisation de sondages pressiométriques.

III.4.4.2.2. Essais au laboratoire

Sur les échantillons prélevés et paraffinés, il est recommandé de réaliser les essais d'identification suivants :

- Analyse granulométrique ;
- Mesure des densités humides et sèche, teneur en eau naturelle.
- Limites d'Atterberg.
- Essai oedométrique.
- Essais de cisaillements à la boîte de casa grande.
- Essais de traction sur sol dur.
- Essais de compression uni-axiale sur sol dur.

III.5. CONCLUSION :

D'après les différents paramètres relatifs aux données d'infrastructure, navires fréquents et équipements ainsi les données collectées en effectuant les différents essais, nous pouvons entamer la conception des différentes variantes structurelles de rempiètement du quai.

IV.1. INTRODUCTION

Après avoir cerné dans le chapitre précédent les données techniques du projet, dans le chapitre courant, on présentera l'état actuel des quais et on proposera la variante économique, résistante et susceptible à la réalisation.

IV.2. ETAT ACTUEL DU QUAI

IV.2.1.Reprises des dégradations

Le vieux port de BEJAIA à été construit en 1910, il est en maçonnerie et servait à recevoir les navires marchands et les bateaux des voyageurs, il a une longueur totale de 628m et se repartit comme suit :

- Quai de la Casbah d'une longueur de 257 m, utilisé pour le trafic de passagers (cars ferries) ;
- Quai central d'une longueur de 98 m utilisé pour la réception des navires de commerce et le divers;
- Quai nord-ouest d'une longueur de 273 m, utilisé principalement pour la réception des navires de commerce.

Depuis la date de construction, ces quais n'ont pas été confortées ou renforcées, une expertise menée par LEM au début des années 1980 à montré des dégradations importantes (cavernes, tassement, fissures, éclatement béton du mur de couronnement... etc).



Figure IV-1: les dégradations observées

IV.2.2.1. QUAI DE LA CASBAH

Elément composant le môle du bassin du vieux port, le quai de la Casbah présente un front d'accostage constitué par un empilement de blocs artificiels en maçonnerie ayant comme assise un matelas en moellons de 3 à 70 kg.

La superstructure est constitué d'un couronnement en béton dont la cote d'arase est + 1,80 ZH (zéro hydrographiques) en moyenne.

2.2.1.1. Dégradation de la partie aérienne

L'analyse des levés effectués permet de relever les constatations suivantes:

- Bordure du quai endommagée sur 10 mètres linéaires.
- Parement du quai en état précaire, présentant un déchaussement des pierres de maçonnerie constituant les blocs, avec présence de fissures et de petites cavités.
- Surface supérieure et bordures du quai fissurées.
- Présence des joints ouverts à différentes profondeurs.
- Présence d'une conduite d'eaux usées sur le parement.

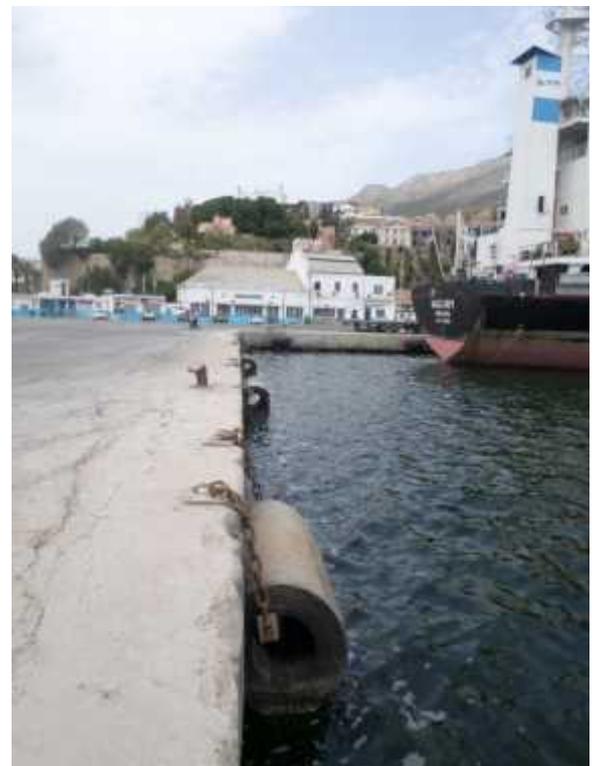


Figure IV-2 : dégradation de la partie aérienne

2.2.1.2. Dégradation de la partie sous-marine

Le quai de la Casbah présente les dégradations suivantes :

- Présence d'affouillements dans plusieurs endroits.
- Présence des joints ouverts à différentes des profondeurs.
- Fonds composés d'argile vaseuse, apparition de pieds de quai.



Figure IV-3 : dégradation de la partie sous-marine (écartement des joints)

IV.3. ETATS DES EQUIPEMENTS DU QUAÏ

Tableau -1 : Etat des équipements du quai Casbah

Nombres de bollards existant	Etat des bollards	Nombre de défenses existant	Etat des défenses
12	12 En bon états	14 défenses en pneus usagés	Vétustes
		06 défenses en Elastomère gonflable 1.80 x 1.00	Bon état

IV.4. BILAN D'ACTIVITES DES QUAÏ ACTUELS

Le quai de la Casbah a deux (02) postes : 12 et 13, le 12 est en arrêt depuis la construction du poste RO-RO. Dans le tableau suivant, un bilan d'activité est fait pour le mois de Mars 2020, qui est extrait par les chiffres d'affaire par centre analytique pour chaque direction de l'entreprise portuaire de Bejaia. Ce bilan donne une estimation sur le manque à gagner durant la période des travaux qui est prévu pour 24mois.

Tableau -2 : Bilan d'activités du quai pour le mois de Mars 2020 en Dinard Algérien

	Poste 13
Domaine et développement	4214766.24 DA
Capitainerie	432738.5 DA
Manutention et acconage	946189.66 DA
Remorquage	4976381.87 DA
Chiffre d'affaire	6355310.03 DA
Totale	16925386.3 DA

- Le manque à gagner durant la période des travaux sera approximativement : **406209271.2 DA**

IV.5. CHOIX DU CONFORTEMENT

Le type de rempiètement et de confortement du quai est réalisé en tenant compte de plusieurs facteurs. Afin de mieux évaluer notre projet, trois variantes font l'objet de typologies structurelles appropriées, prenant compte les facteurs géologiques et géotechniques et la réduction des charges notamment les prévisions à long terme.

Le rempiètement et confortement du quai est fait suivant les critères suivants :

-)] Port existant, ayant plusieurs possibilités d'extension.
-)] Profondeur suffisante pour l'accès de grands navires.
-)] Proche de l'inter lande de distribution pour les autres régions.

IV.6. DIFFERENTES VARIANTES PROPOSEES

IV.6.1. Quais sur pieux (1^{ère} variante) :

La technique des pieux s'améliore de plus en plus en passé de l'usage du bois, béton armé, métal, et enfin le béton précontraint.

L'utilisation de l'acier favorise l'absorption des efforts de flexion et de traction surtout si le pied est doté à sa base d'un empennage favorisant un meilleur accrochage dans le sol. Les pieux peuvent atteindre de très importantes profondeurs, sont destinés à transmettre les charges appliquées sur le quai vers

les couches profondes de meilleures qualités et peuvent éviter le tassement de couches intermédiaires.

➤ **Choix du type de pieux :**

On tient compte de

-) La charge verticale et les efforts de flexion qui doivent être supportés.
-) La longueur (en profondeur)
-) Les techniques de réalisation (nature du sol, inclinaison du pieu, puissance du matériel disponible de levage, de battage)
-) Agressivité des eaux et de la corrosion
-) Eventuelle prévention de réparation future
-) Le cout.

IV.6.2. Quais palplanche (2^{ème} variante) :

Sont constituées par des palplanches métalliques plates posées verticalement, assemblées en enceintes gabionnées. Les parois de ces cellules résistent bien à l'effort de traction normal à la ligne des joints qui permettent ainsi un agrafage résistant des palplanches l'une sur l'autre, par contre elles ne supportent pas les efforts de flexion, il est à déconseiller de les utiliser dans un talus instable, car la vibration du terrain provoquée par battage risque de la mouvoir et d'entraîner le pied des palplanches, aussi pour les couches épaisses de mauvaises caractéristiques et l'inclinaison du substratum vers l'avale, les gabions circulaires sont avantageés par :

- L'exécution à l'avancement par emprise sur la mer avec matériel terrestre
- Remplissage immédiat également possible avec remblai hydraulique
- Auto stabilité de cellule
- Construction possible en mer agitée et fort courant, s'adapte bien au sol de fondation médiocre.

IV.6.3. Quais mixte (3^{ème} variante) :

Le rideau mixte est une paroi combinée constituée de :

- Pieux en béton qui résistent a la compression, utilisés comme éléments porteurs
- Palplanches plates pour la réalisation d'un rideau cylindrique, qui retiennent un massif de terre. Ces réalisations prennent la forme de gabions circulaires, en fonction des caractéristiques du projet et des particularités du site. Les efforts qui se développent dans ces palplanches sont essentiellement des efforts de traction horizontaux, ce qui nécessite des joints présentant une

résistance suffisante pour reprendre l'effort horizontal dans l'âme de la palplanche.

IV.6.4. Comparaison des variantes :

Pour le choix final, on fait une comparaison entre les trois variantes, et on 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. Les facteurs suivants sont proposés selon les besoins du port :

- ✓ L'espace occupé sur le bassin.
- ✓ Les moyens de la mise en œuvre.
- ✓ Le Cout de la construction.
- ✓ La réalisation par des moyens locaux.
- ✓ Les délais de réalisation.
- ✓ La nature du sol.
- ✓ Le meilleur transfert des efforts.
- ✓ La résistance à des hautes pressions d'eau.
- ✓ Le maintient du massif de terre

Notons que :

- Variante 1: quai sur pieux
- Variante 2: quai en palplanches.
- Variante 3: quai mixte.

(+) aspect positif pour la variante ;

(-) aspect négatif pour la variante.

Tableau IV-3 : comparaison des trois variantes

	Variante 1	Variante 2	Variante 3
L'espace occupé sur le bassin	+	+	+
Les moyens de la mise en œuvre	+	-	-
Cout de construction	+	-	-
La réalisation par des moyens nationaux	+	+	+
Délais de réalisation	-	+	-
La nature de sol	+	+	+
Meilleur transfert des efforts	-	-	+
Résistance à des hautes pressions d'eau	-	-	+
Maintient du massif de terre	-	-	+

D'après l'analyse multicritères,

On va prendre La troisième variante : « **Rempiétement en rideau mixtes** ».

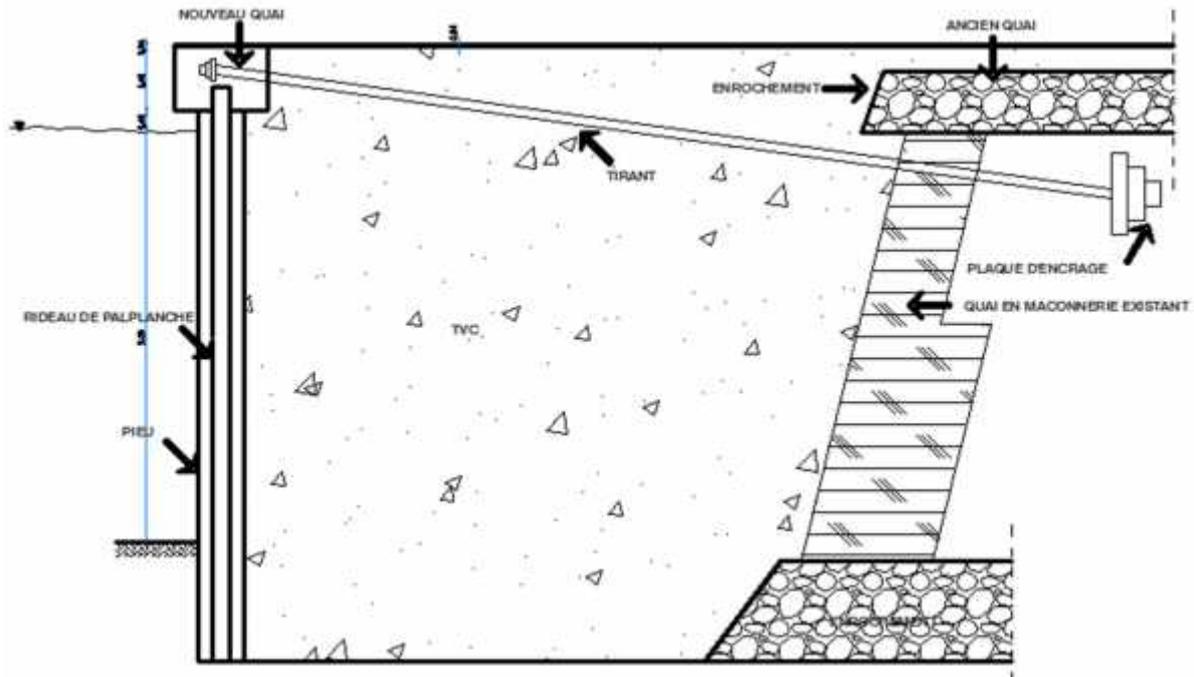


Figure IV-4: variante choisi (quai mixte)

IV.7. Conclusion :

L'inspection a mis en évidence des désordres pouvant à tout moment entrainer des risques d'effondrement de l'ouvrage. Devant cet état de fait, le rempiétement du quai s'avère indispensable pour son maintien à l'exploitation en tenant compte du bilan d'activité du quai qui est important vu son rendement. Devant cet état de fait, le confortement du quai de la Casbah, s'avère indispensable pour son maintien à l'exploitation. Le choix du type de quai se fait en tenant compte de plusieurs facteurs, outre la faisabilité technique d'un procédé, on doit considérer la mise en œuvre qui lui est liées ainsi que son aspect économique. La comparaison se fait selon le plan techno-économique. D'après la comparaison, la variante la plus adaptée à notre cas est celle d'un quai mixte.

V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va déterminer les différents efforts qui agissent sur le mur de quai, qui peuvent être dus aux : poussées des terres, surcharges d'exploitation, la poussée hydrostatique et hydrodynamique, l'effort de traction sur les bollards, l'énergie d'accostage absorbée par l'ouvrage et à l'effort sismique.

V.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES QUAIS

V.2.1. Navire du projet :

Il est nécessaire de connaître les caractéristiques du navire de projet qui constitue le plus grand navire qui accoste sur le quai :

-) 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.

Ces données vont nous servir, entre autres, pour le calcul de l'énergie d'accostage et les tensions des amarres.

Tableau V-1 : caractéristique du navire du quai

Type de navire	Capacité (DWT)	Déplacement (t)	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)
CARGO	20 000	23 300	180	25,7	7,3

V.2.1.1. Hauteur du quai :

Pour déterminer la hauteur du quai, on est amené à faire le calcul en deux étapes :

) Niveau supérieur :

Vu que la marée atmosphérique est faible, le niveau supérieur est approximativement pris entre 1,5 et 2 m, mais pour des raisons de conformité de la cote d'arase avec tous les autres niveaux des quais déjà construits, on prend cette hauteur égale à 1,80 m.

) Niveau inférieur :

- Le tirant d'eau de navire est de 7,3 m ;

- Le pied de pilote : valeur comprise entre 0,5 et 1 m, elle est proportionnelle à la nature du sol, ainsi qu'à l'importance de l'agitation au droit du quai. Pour notre cas on prend 0,9 m;
- L'assiette est de 0,3m ;
- La plus basse mer est de 0,5 m ;
⇒ le niveau inférieur est de -9 m

D' où la hauteur totale du tirant d'eau est de :

$$Niv_{inf} + Nin_{sup} = 9 + 1,8 = 10,80 \text{ m}$$

V.2.1.2.Longueur du quai :

Le projet consiste à procéder à un rempiètement du quai de la casbah du port de commerce de Bejaia, sur une longueur de 203m.

V.2.1.3.Largueur du quai :

La largeur est obtenue en tenant compte de :

- La hauteur du quai ;
- Le type d'ouvrage projeté ;
- La pente d'équilibre du talus ;
- La disposition des fils des pieux ;

Pour notre projet, le rempiètement va engendrer un avancement du quai avec une distance qui sera remblayée par un tout venant de carrière (TVC). Cet espace nous sera bénéfique pour les engins de manutentions et de marchandises. On aura une seule file de pieux, et une dalle de couronnement d'une largeur de 2.3 m.

V.2.2. LE PLOT :

D'un point de vue économique, pour des raisons de réalisation et d'évaluation des emplois, notre quai sera divisé en plot de 25m de longueur.

Cet ordre de grandeur était recommandé par le CCBA 68, tenant compte de l'effet du retrait, les variations de température extérieure (humide et tempérée) des éléments de construction entre les joints.

V.2.2.1.JOINT :

Sa fonction principale est de permettre aux plots adjacents de se déplacer librement sans rompre le contact sous l'action des vibrations, évitant ainsi d'éventuels désordres

dans la structure et assurant une certaine flexibilité à cette dernière. On distingue deux types de joint :

-) Joint permettant la liaison entre deux parties de béton préalablement durci
-) Joint assurant la bonne adhérence du béton frais sur le béton ancien pour cela un espace de 1cm est réservé entre chaque deux plot.

V.2.3.DRAGAGE :

Besoin de voir les données topographiques et de profondeur du site où l'opération de dragage doit être effectuée pour fournir la profondeur nécessaire à l'amarrage du navire.

En raison des formations géologiques du sol, y compris des alluvions dans la couche supérieure, il est recommandé d'utiliser une drague qui permet un déchargement direct par canalisation flottante ; Ce véhicule de dragage assure généralement une exécution rapide et économique des travaux de dragage.

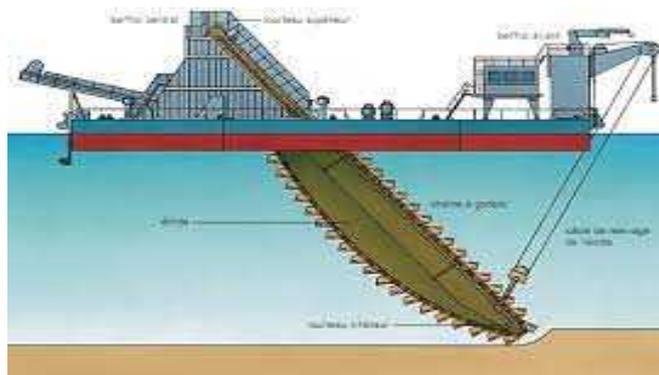


Figure V-1:opération de dragage

V.3.LES EFFORTS AGISSANTS SUR UN QUAÏ :

V.3.1.CHARGE ET SURCHARGE :

La structure du quai est soumise aux efforts suivants :

-) Son poids propre ;
-) Marnage : 0.5m ;
-) Bollard : la force est de 80t ;
-) Charge d'exploitation uniformément ;
-) Séisme : les accélérations considérées sont : $k_h=0.2g$ et $k_v= \pm 0.03 \times k_h$

V.3.2.LES EFFORTS HORIZONTAUX :

V.3.2.1.EFFORT D'ACCOSTAGE :

Des efforts violents causés par un choc lors de l'accostage du navire, ils sont dus à une énergie cinétique qu'elle lui est conférée par la vitesse d'approche au quai ; une autre partie de cette énergie est absorbée par :

-) La rotation du navire autour de son centre de gravité ;
-) La déformation de la coque du navire ;
-) Le mouvement du roulis du navire (choc produit à un niveau différent du centre de gravité)

❖ Choix du type de défense:

Le choix du type de défense est conditionné par le calcul de l'énergie cinétique à absorber. Cette énergie absorbée par la défense (E_d) est en fonction de la taille du navire et de sa vitesse d'accostage, elle représente une fraction de la somme des énergies cinétiques du bateau et de l'eau entraînée.

$$E_d = C \times E_t = C \times (E_n + E_e)$$

- E_d : énergie absorbée par la défense ;
- E_t : énergie totale ($E_n + E_e$) ;
- E_e : énergie cinétique de l'eau entraînée ;
- E_n : énergie cinétique du bateau ;
- C : fraction de répartition.

❖ Energie cinétique du navire E_n

La vitesse du navire lui confère une énergie cinétique, donc on peut considérer l'origine du temps l'arrêt des machines, donc l'énergie cinétique du navire est :

$$E_n = \frac{1}{2} \frac{D}{g} V^2 [21]$$

- G : la pesanteur $g=9.81 \text{ m/s}^2$;
 - E_n : énergie cinétique du navire (t.m).
 - D : déplacement du navire (en tonnes)
 - V : vitesse de dérive au moment de l'accostage (m/s) ;
- On peut considérer que les vitesses d'accostages sont généralement comprises entre 0,05 m/s (gros pétroliers assistés de remorqueurs) et 0,8 m/s (navire faible tonnage). Dans notre cas d'après les données des caractéristiques du navire on prend $V=0,25\text{m/s}$ unité assistées par des remorqueurs.

$$E_{rt} = \frac{1}{2} \times \frac{23300}{9.81} \times 0.25^2$$

⇒

$$E_{rt} = 74.22 \text{ t.m}$$

❖ **Energie cinétique de l'eau entraînée E_e :**

Le volume d'eau entraînée est assimilé à un cylindre de longueur L (longueur du navire) de diamètre t (tirant d'eau du navire) et $\gamma_w = 1.03 \text{ t/m}^3$

$$E_e = \frac{1}{2} \frac{t^2}{4} \times L \times \frac{w}{g} \times V^2 \quad [21]$$

$$E_e = \frac{1}{2} \times \frac{7.3^2}{4} \times 180 \times \frac{1.03}{9.81} \times 0.25^2$$

⇒

$$E_e = 24.71 \text{ t.m}$$

❖ **Energie cinétique totale E_t**

$$E_t = E_e + E_{rt} \quad [21]$$

$$E_t = 74.22 + 24.71$$

⇒

$$E_t = 98.938 \text{ t.m}$$

❖ **Energie absorbée par les défenses E_d**

L'énergie absorbée par les défenses ne sera qu'une fraction de l'énergie totale, cette fraction est déterminée par le coefficient de répartition C.

$$E_d = E_t \times C \quad [21]$$

❖ **Calcul du coefficient de répartition C**

$$C = C_m \times C_e \times C_s$$

- **Calcul de C_m**

Coefficient de masse : il exprime la pression secondaire qu'exerce l'eau contre la paroi quand il est freiné par les défenses.

$$C_m = \frac{D + D_1}{D}$$

D : déplacement du navire ;

D₁ : tonnage supplémentaire

$$D_1 = \frac{\pi}{4} \times t^2 \times L \times \gamma_w \quad [21]$$

$$D_1 = \frac{\pi}{4} \times 7.3^2 \times 180 \times 1.03$$

⇒

$$D_1 = 7759.707t$$

D'où :

$$C_m = \frac{23300 + 7759.707}{23300}$$

⇒

$$C_m = 1.33$$

- Calcul de C_e

Coefficient d'excentricité : il prend en compte la position relative du navire par rapport à l'ouvrage d'accostage au moment de l'impact.

$$C_e = \frac{K^2}{A^2 + K^2}$$

K : rayon de révolution du navire.

A : distance entre le centre de gravité au point d'impact.

Tel que : $A = \frac{L}{4}$

K = 0.2L ; L : étant la longueur du navire ;

$$A = \frac{180}{4} = 45 \text{ m}$$

$$K = 0.2 \times 180 = 36 \text{ m}$$

$$C_e = \frac{(0.2)^2}{(0.2)^2 + (0.2)^2} = 0.39$$

- **Calcul de C_s**

Coefficient de souplesse : il représente le rapport entre la rigidité du navire et celle des défenses, C_s varie de 0.8 (coques élastiques) à 1 (coques très rigide), par mesure de sécurité, on prend une valeur de 0.9

$$\Rightarrow \boxed{C_s = 0.9}$$

Le coefficient de répartition C qui a pour valeur :

$$C = C_m \times C_e \times C_s$$

$$C = 1.33 \times 0.39 \times 0.9 = 0.466$$

L'énergie absorbée par les défenses sera donc :

$$E_d = C \times E_t$$

$$E_d = 0.46 \times 98.93 = 45.5 \text{ t.m}$$

Les valeurs les plus proches dans le tableau du catalogue FANTEK (annexeC) donnant l'énergie absorbée par la défense et la réaction correspondante pour une déflexion égale à 50% par 1 ml. Pour cette énergie : 50% de E_d est transmis directement à l'ouvrage et 50% qui reste est absorbé par la défense. Donc les 50% de E_d :

$$E_d = 22.75 \text{ t.m}$$

On prend la défense de dimensions suivantes :

Tableau V-2 : dimensions des défenses

Diamètre extérieur D_{ext} (mm)	Diamètre intérieur D_{int} (mm)	Longueur L (mm)
1500	800	3000

Ces défenses sont espacées d'un pas de 12.5 m généralement 1/10 de la longueur du navire

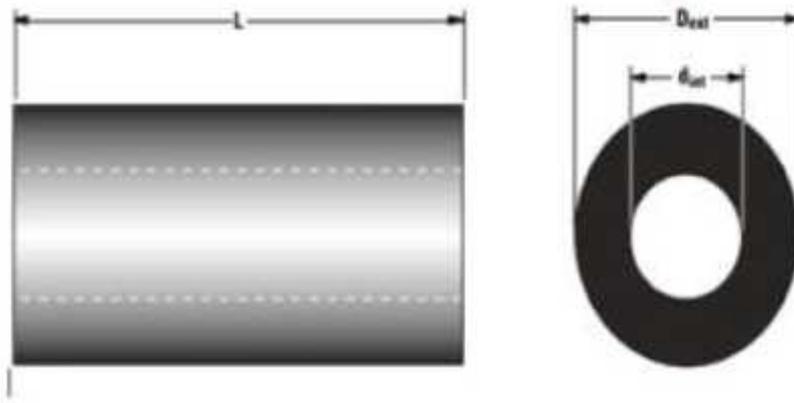


Figure V-5: caractéristique des défenses [22]

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

$$F_a = \frac{2}{d} \times E_d \quad [22]$$

d : déplacement autorisé par les défenses ; pour les défenses cylindrique on prend :

$$d = (D_e - D_{i_i}) \times 90\%$$

$$d = (1.5 - 0.8) \times 90\%$$

$$d = 0.63m = 630m$$

D'où :

$$F_a = \frac{2}{0.6} \times 23.05 \quad \Rightarrow \quad F_a = 73.17t$$

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

$$F' = 1.2 \times F_a$$

Et pour le plot de 25m, l'effort sera réparti en deux : $F = \frac{F'}{1.5}$

Tableau V-3 : résultats de l'effort d'accostage

E_d (t.m)	d (mm)	F_a (t)	F' (t)	F (t/ml)
23.05	630	73.17	87.804	7.02

V.3.2.2.Effort dans le bollard :

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

$$D = L \times l \times T \times a$$

D : déplacement en tonnes.

L : Longueur hors tout en mètre.

l : Largeur hors tout en mètre.

T : Tirant d'eau

a: coefficient prismatique pour notre cas $a = 0.80$

$$D = 180 \times 25.7 \times 7.3 \times 0.80 = 27015.84t$$

Pour le quai de la Casbah, pour un déplacement $20\,000\,t < D < 50\,000\,t$; on choisit des bollards de 80t de traction.

La force exercée sur le bollard est de (160 t), et ils sont repartis tous les (12.5 m) le long du quai donc :

$$F = \frac{80}{12.5} = 6.4t/m$$

Elle est appliquée au niveau de (2.00 m) c'est-à-dire que (49.3 cm) au-dessus du niveau supérieur de quai.

Tableau V-4 : récapitulation de l'effort d'amarrage

Force résultante F (t/ml)	Hauteur (m)	Moment par rapport à (O') M (t.m)
6.4	11.293+f ₀	72.275+6.4× f ₀

f₀ : fiche obtenue avant majoration (m)

V.3.2.3.Poussée hydrodynamique :

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

$$\sigma_w = \frac{7}{8} \times \gamma_w \times K_h \times \sqrt{h} \times Z$$

Avec :

- $w = 1,03\, t/m_3$ Poids volumique de l'eau de mer ;
- $k_h = 0.20$ Coefficient séismique horizontal ;

- $h = 9 \text{ m}$;
- Z : Profondeur d'eau variable.
- La poussée hydrodynamique sera :

$$P_w = \frac{7}{12} \times \gamma_w \times K_h \times h^2 [21]$$

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%).

$$P_w = \frac{7}{12} \times \gamma_w \times K_h \times h^2 + 0.7 \times \frac{7}{12} \times \gamma_w \times K_h \times h^2$$

$$P_w = 1.7 \times \frac{7}{12} \times \gamma_w \times K_h \times h^2$$

$$P_w = 1.7 \times \frac{7}{12} \times 1.03 \times 0.20 \times 9^2 = 16.547 \text{ t/m}$$

Appliquée à : $y = 0.4 \times h$

$$y = 0.4 \times 9 = 3.6 \text{ m}$$

Tableau V-5 : récapitulation de la poussée hydrodynamique

Force résultante P_{wd} (t/ml)	Hauteur (m)f	Moment par rapport à (O') M (t.m)
16.547	$3.6 + f_0$	$59.569 + (16.547 \times f_0)$

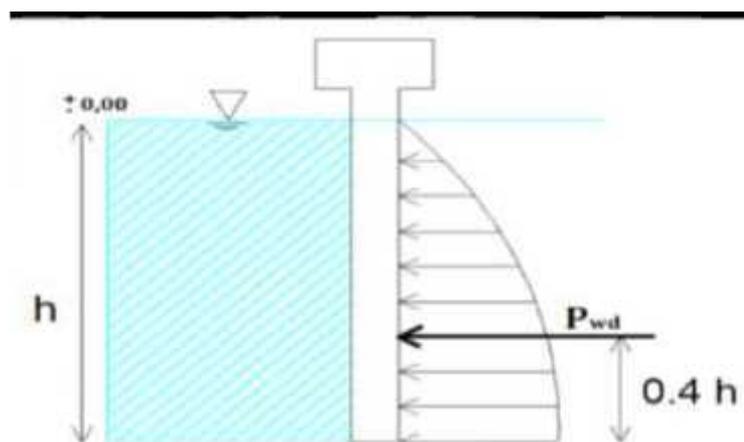


Figure V-6:poussée hydrodynamique

V.3.2.4.POUSSE HYDROSTATIQUE DÛ AU 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.

Pour ce qui concerne le port de Bejaia. La plus haute marée enregistrée est de (+50m), le niveau des plus basses est de (-0.5m). Ce qui donne une contrainte uniforme sur la hauteur du quai qui a la valeur suivante :

$$e_m = \frac{0.5 + 0.5}{2} \quad e_m = 0.5$$

Calcul de la contrainte de la marée :

$$\sigma = \gamma_w \times e_m$$

Avec :

γ_w : Le poids volumique de l'eau de mer ;

e : La dénivellation ;

$$\sigma = 1.03 \times 0.5$$

$\sigma = 0.515 \text{ t/m}$

) Pour ; h = 1.80m

$$P_1 = \frac{1}{2} \times e \times \sigma = 0.5 \times 0.5 \times 0.515 \quad P_1 = 0.128 \text{ t/ml}$$

Son point d'application est : $y_1 = \frac{1}{3} \times 0.5 + 8.5 = 8.67 \text{ m}$

) Pour ; h = 9m

$$P_2 = e \times \sigma = 8.5 \times 0.515 \quad P_2 = 4.38 \text{ t/m}$$

Son point d'application est : $y_2 = \frac{1}{2} \times 8.5 = 4.25$

Tableau V-6 : récapitulation de la poussée hydrostatique

Zone du diagramme	Force résultante P(t/ml)	Bras de levier Par rapport à (O)	Moment par rapport à (O') M(t.m)
1	0.128	8.67+f ₀	0.128×f ₀ +1.10976
2	4.380	4.25+f ₀	4.380×f ₀ +18.615

V.3.2.5.POUSSEES ET BUTEES DES TERRES :

$$\sigma_n = \sigma_v \times K \quad \text{Avec : } \sigma_v = \gamma \times h + q$$

$$q_i = q + \sum \gamma_i \times h_i^2$$

Avec : h_i : épaisseur de la couche (i) .

$$K_a = \frac{c}{c} \frac{2(\varphi-\lambda)}{(\delta-\lambda)} \times \left[1 \pm \sqrt{\frac{s}{c} \frac{(\varphi-\delta) \times s}{(\lambda-\delta) \times c} \frac{(\varphi-\beta)}{(\beta-\lambda)}} \right]^{-2} \quad \text{[Coulomb]}$$

Si : β = δ = λ = 0 K_a = t_v² (45 - φ/2) [Rankine]

Notons que :

φ: Angle de frottement interne ;

β: Angle d'inclinaison de terre-plein avec l'horizontale (β= 0°) ;

λ: Angle d'inclinaison de l'écran avec la verticale (λ= 0°) ;

δ: Angle de la résultante de poussée avec la normal à l'écran (δ= 0° écran lisse)

parement	Valeur d'après schlosser (1995)					
	Angle de frottement interne du sol					
	<30°		30° à 35°		>35°	
	poussée	butée	poussée	butée	poussée	butée
Lisse	0	-1/3	0	-2/3	+1/3	-2/3
Rugueux	0	-1/3	+1/5	-2/3	+2/3	-2/3
Très rugueux	+1/3	-1/3	+2/3	-2/3	+2/3	-2/3

Lorsque les murs de soutènement retiennent des remblais ou sont équipés d'un tapis synthétique drainant. Il convient d'adopter = 0 pour la poussée

Figure V-7: valeur de (Ω) d'après schlosser

- Pour les palplanches, l'écran est considéré de rugosité lisse donc ($\Omega = 0$)
- **Cas dynamique**

$$K_a = \frac{\sin^2(\omega + \varphi - \theta)}{c_1 \times \sin^2 \omega \times \sin(\omega - \theta - \delta)} \times \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\sin(\omega - \theta - \delta) \times \sin(\omega + \beta)}} \right]^{-2}$$

Avec : $\theta : A \left[\frac{K_h}{1 - K_v} \right]$
 $\omega = 90^\circ - \lambda \quad (\lambda = 0^\circ)$

D'après le RPOA (2008), Bejaia est classée dans la zone (IIa) dont :

$$K_h = 0.20g \quad ; \quad K_v = 0.3K_h = 0.06$$

$\theta : i \quad s_i \quad l \quad v \quad d \quad l \quad r \quad \acute{e} \quad s \quad d \quad f \quad d \quad m \quad ,$
 $\theta = 12.01^\circ$

- TVC : (tous venant de carrières) de (0.00 à +1.80 m) au-dessus de la nappe phréatique :
 $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3 ; \quad \alpha = 35^\circ \text{ C} = 0 \text{ t/m}^2$
- TVC : (tous venant de carrières) de (0.00 à -9.00 m) au-dessous de la nappe phréatique :
 $\gamma = 1.1 \text{ t/m}^3 \quad ; \quad \alpha = 35^\circ \text{ C} = 0 \text{ t/m}^2$
- Sol 01 : sol meuble et mous constitués de limons vaseux, argileux, et sableux (-9.00m à f)
 $\gamma = 1.5 \text{ t/m}^3 \quad \alpha = 25^\circ \text{ C} = 0 \text{ t/m}^2$

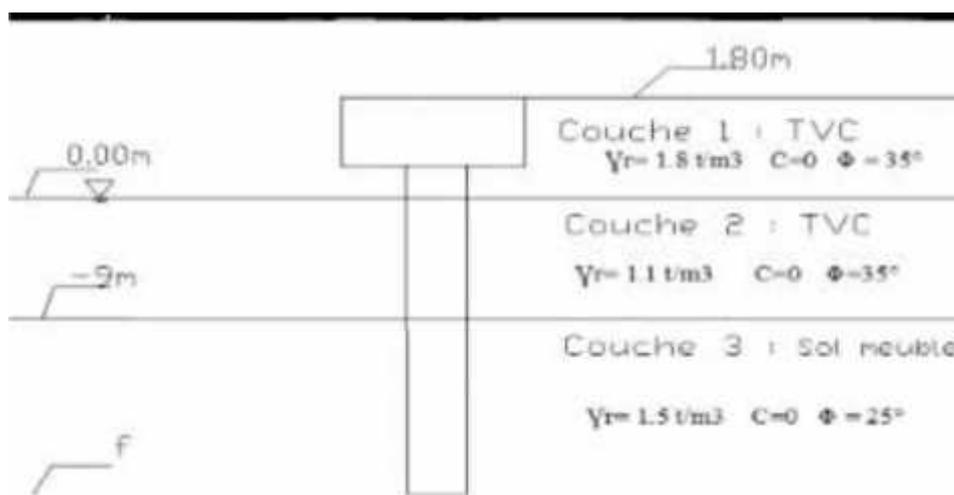


Figure V-8: coupe de sol du quai

Les résultats des contraintes dues à la poussée des terres des deux cas se résument dans ces tableaux ci-dessous

➤ **Cas statique**

Tableau V-7 : Résultats des contraintes dues à la poussée des terres
(Cas statique)

Couche	Profondeur (m)	z (m)	K_a	σ_{ah} (t/m ²)
TVC	1.8 à 0.0	0	0.270	0
		1.80		0.8748
TVC	1.80 à -10.80	0	0.270	0.8748
		9		4.0842
Sol 01	Poussée	0	0.405	5.4675
	-10.8 à f	F		$0.61f+5.4675$
	Butée	0	2.464	0
	-10.8 à f	F		$3.696f$

➤ Cas dynamique

Tableau V-8 : résultat des contraintes dues à la poussée des terres (cas dynamique)

Couche	Profondeur(m)	Z(m)	K _a	σ _{ah} (t/m ²)
TVC	1.8 à 0.0	0	0.279	0
		1.80		0.904
TVC	1.8 à -10.8	0	0.279	0.904
		10.80		4.218
Sol 01	poussée	0	0.425	5.7375
	-10.8 à f	F		0.6375f+5.7375
	Butée	0	2.294	0
	-10.8 à f	F		3.441f

f : fiche totale après majoration (m).

V.3.2.6. Poussée due à un chariot pour conteneurs de 40 pieds

Le schéma (figure V-9) suivant illustre la façon avec laquelle se diffuse l'effort ramené par chaque essieu à une roue ; à partir de chaque impact (b, L) de chaque roue de résultante W il y a diffusion ; et la poussée est répartie triangulairement sur l'écran touché par cette diffusion ; la poussée est l'aire du diagramme qui en résulte. Le chariot comporte 2 essieux.

Tableau V-9: charges et dimensions des roues du chariot calcul de la poussée

	Charge max de la roue sur l'essieu	Dimensions de la roue
Essieu avant	16.95t	0.4 × 0.4
Essieu arrière	5t	0.4 × 0.4

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

W=16.95t, a =1m est la distance de la roue et l'extrémité du mur de quai

$$P = \frac{16.95}{2 \times 1 + 0.4} \rightarrow P = 7.062 \text{ t}$$

La pression totale P_n est donnée par la formule suivante : $P_{ti} = P \times K_a$

Tel que :

K_a : coefficient de poussée des terres

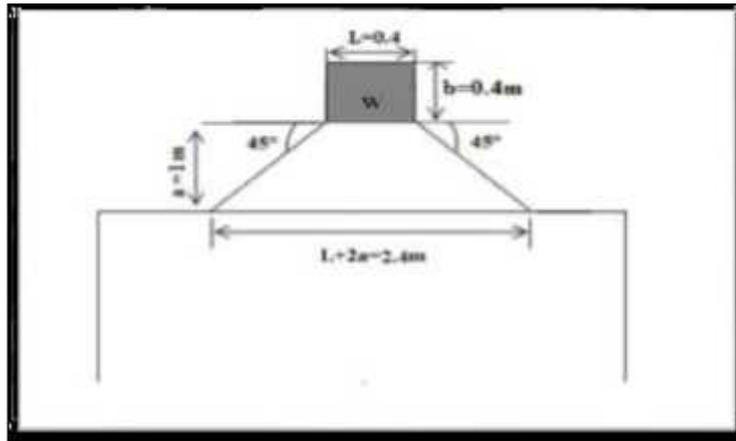


Figure V-9: poussée du au chariot élévateur

Tableau V-10 : poussée du au chariot du quai

Cas statique		Cas dynamique	
K_a	P_{ns}	K_a	P_{nd}
0.270	1.906	0.279	1.971

Calcule d :

On a :

$$Z_2 = a \times \tan \varphi = 1 \times \tan(35^\circ) = 0.70m$$

$$Z_1 = (a + b) \times \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = (1 + 0.4) \times \tan \left(45 + \frac{35}{2} \right) = 2.7m$$

$$d = Z_2 - Z_1 = 2.7 - 0.7 = 2 \text{ m} \Rightarrow d = 2 \text{ m}$$

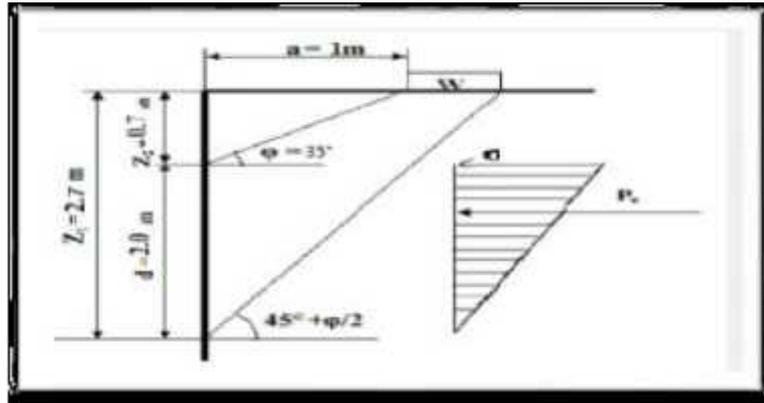


Figure V-10: vue en plan de la poussée

➤ Cas statique

$$\sigma_{st} = \frac{P_{st} \times 2}{d} = \frac{1.906 \times 2}{2} = 1.906t$$

➤ Cas dynamique

$$\sigma_{dt} = \frac{P_{dt} \times 2}{d} = \frac{1.971 \times 2}{2} = 1.971t$$

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

$$H = 10.8 + f ; d = 2 \text{ m}$$

$$Y = H - Z_2 - \frac{d}{3} = 7.43 + f$$

V.3.2.7.Effort du au séisme :

Les ouvrages construits dans les zones soumises à des séismes fréquents doivent être conçus pour résister aux effets de ces derniers, ce qui consiste à vérifier la stabilité des ouvrages soumis à une accélération.

Selon le **RPOA 2008** la région de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité (IIa), le coefficient d'accélération de zone ($A = 0.2$) est défini en fonction de la zone sismique et l'importance de l'ouvrage qui est de (groupe 02).

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

Avec P : poids total du mur de quai.

❖ Poids de la dalle de couronnement

$$P_d = l \times h \times L \times \gamma_{bét}$$

L : la longueur de la dalle de couronnement, $L = 25$ m

l : la largeur de la dalle de couronnement, $l = 2.3$ m

h : la hauteur de la dalle de couronnement, $h = 1.4$ m

béton : poids volumique du béton, $\gamma_{\text{béton}} = 2.5$ t/m³

$$P_d = 2.3 \times 1.4 \times 25 \times 2.5 = 201.25t$$

❖ Effort sismique

$$F_A = A \times P = 0.2 \times 201.25 = 40.25 \text{ t/m}$$

$$F_{A/m} = 1.61 \text{ t}$$

V.3.3.Effort verticaux

V.3.3.1.Poids propre des éléments du quai

Le poids propre doit être considéré réduit de la poussée d'Archimède déterminé dans les hypothèses les plus défavorables. C'est important de noter que c'est en pleine mer qu'on a les conditions de stabilité les plus sévères pour ces ouvrages massifs : la réduction de poids diminue, en effet le moment stabilisateur, et augmente le risque de glissement.

Dans notre étude, le calcul est fait pour un plot de 25m de long.



Figure v-11: coupes longitudinale d'un plot

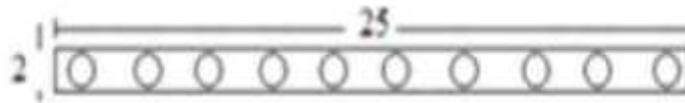


Figure V-12 : la vue en plan d'un plot

V.3.3.2. Surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation à prendre en considération sont :

- **La force du vent :**

La pression du vent est : 50 kg/m^2

- **Les surcharges :**

D'après les données relative à l'exploitation :

Surcharges d'exploitation prévisionnelles : $S = 6 \text{ t/m}^2$

❖ Détermination de la poussée due aux surcharges :

Cas statique :

$$\sigma_{ah}(q) = (K_a \times q) \cos \delta$$

Avec :

$$K_{ah} = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)}$$

Cas dynamique

$$\sigma_{ah}(q) = (K_a \times q) \cos \delta$$

Avec :

$$K_{ah} = \frac{K_a}{\cos(\beta - \lambda)}$$

Dans notre cas : $\delta = 0^\circ$; $q = 6 \text{ t/m}^2$.

➤ Cas statique

Tableau V-11 : résultats des contraintes du au surcharge (cas statique)

	Profondeur(m)	Z(m)	K_a	K_{aq}	a_h (t/m ²)
TVC	0 à 1.8	0	0.270	0.270	1.620
		1.8			
TVC	1.8 à 10.8	0	0.270	0.270	1.620
		9			
Sol 1	10.8 à f	9	0.405	0.405	2.430
		F			

➤ Cas dynamique

Tableau V- 12: résultats des contraintes du au surcharge (cas dynamique)

	Profondeur(m)	Z(m)	K_a	K_{aq}	a_h (t/m ²)
TVC	0 à 1.8	0	0.279	0.279	1.674
		1.8			
TVC	1.8 à 10.8	0	0.279	0.279	1.674
		9			
Sol 1	10.8 à f	9	0.425	0.425	2.550
		F			

V.4.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté et calculé les efforts qui agissent sur le quai de la Casbah. Aussi pré-dimensionné les équipements du quai .

VI.1. INTRODUCTION

La palplanche est une pièce en bois, en béton, en fibre de verre, mais plus souvent en acier. Elle forme ainsi un élément d'un rideau ou d'un caisson en vue de forme un mur de soutènement, un batardeau, une palée ou un écran imperméable. Elle est généralement utilisée à la construction de parois étanches en terrains meubles, aquifères ou immergés.

VI.2. TYPE DE PALPLANCHE

Tous les matériaux utilisés dans la construction peuvent être utilisés pour réaliser des palplanches.

- Palplanches en bois
- Palplanches en béton armé
- Palplanches en PVC
- Palplanches en fibre de verre
- Palplanches en acier [16]

Le Tableau ci-dessous permet de comprendre les types de terrains, les domaines d'utilisation et les avantages des différents matériaux des palplanches.

Tableau VI-1: comparaison de types des palplanches [16]

type	Bois	Béton armé	Acier	PVC	Fibre de verre
Terrains	Sols argileux ou qui se réduit en poudre	Sols argileux ou qui se réduit en poudre	Schiste, calcaire, argiles sols pulvérulents	Schiste, calcaire, argiles sols pulvérulents	
Domaines d'utilisations	Batardeau Quai d'accostage	Employé avant l'utilisation des palplanches en acier	Réalisation d'ouvrage en site aquatique ou en présence d'eau. Tous types d'ouvrages (batardeau, blindage, murs soutènement)	Réalisation d'ouvrage en site aquatique ou en présence d'eau. Principalement quai d'accostage et protection de berge	Réalisation d'ouvrage en site aquatique ou en présence d'eau. Principalement quai d'accostage et protection de berge

profils	trapézoïdale, Rectangulaire	Rectangulaire	- U, - Z, - plat. Caisson	- U, - Z, - plat.	- U, - Z, - plat.
Avantages	Économique Esthétique Élasticité Réparation	Résistance	Solidité Durabilité Élasticité Facilité, Rapidité de mise en œuvre 100% recyclable	Très bonne résistance Esthétique Durabilité 100% recyclable Résistance à l'environnement	Haute résistance Esthétique Durabilité 100% recyclable Résistance à l'environnement
Inconvénients	Durabilité Résistance à l'environnement Résistance	Fissuration lors du battage Faible étanchéité Poids important Non réutilisable	Coût Corrosion Nuisances sonores à la mise en place	Fluctuation du cours du PVC augmentation des coûts de production Nuisances sonores à la mise en place	Coût. Nuisances sonores à la mise en place
Longévité	Trentaine d'années sans traitement	50 ans	De 50 à 100 ans en fonction de l'environnement et du traitement anticorrosion.	+/- 50 ans	+/- 70 ans
Solutions de traitement	Application préventives ou curatives de substance active	Béton haute performance	Contre corrosion (revêtements, protection cathodique, sur épaisseur)	Aucune connue	Aucune connue

VI.2.1. MISE EN ŒUVRE DES PALPLANCHES

Les palplanches sont mise en œuvre :

- J Par battage par percussion
- J Par vibrofonçage
- J Par vérinage
- J Par lançage [16]

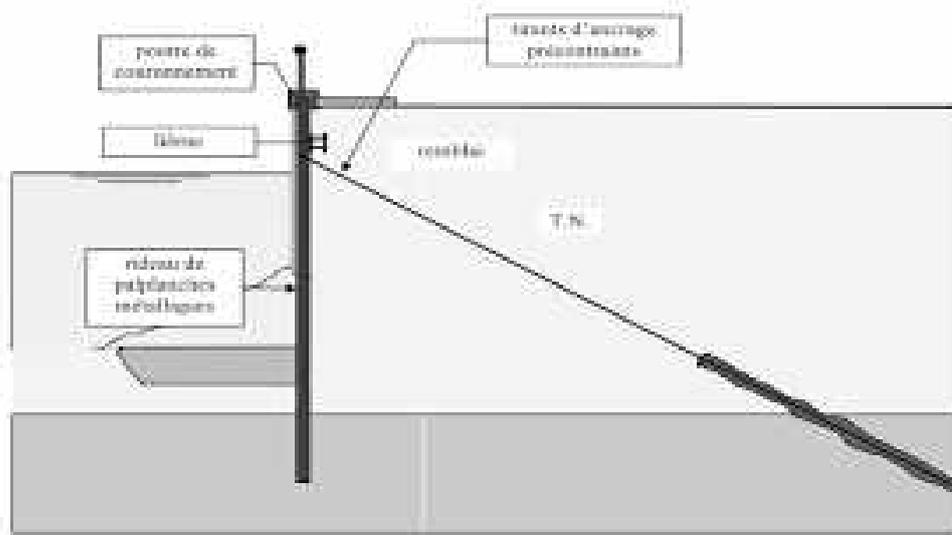


Figure VI-1 : principe de mise en œuvre d'une palplanche

VI.2.2. UTILISATIONS DES PALPLANCHES

Les palplanches sont présentes dans beaucoup de nos chantiers, leur utilisation est variée et elles peuvent être utilisées pour :

- J La protection de berges en évitant les éboulements et/ou les inondations,
- J La consolidation d'anciennes constructions (pile de pont),
- J La réalisation de mur de soutènement,
- J La réalisation de batardeau,
- J Le blindage permettant de travailler en profondeur en toute sécurité,...

Elles permettent également de transmettre des charges verticales aussi bien en traction qu'en compression, et à reprendre des moments de flexion et des charges horizontales en tête. Leur aptitude à reprendre ces efforts dépend des dimensions transversales (section et forme), de leur longueur et des caractéristiques géotechniques du terrain. [16]

VI.2.3. SYSTEME DE RACCORD

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

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°. Aude là de cette valeur, les barres doivent être pliées.[17]

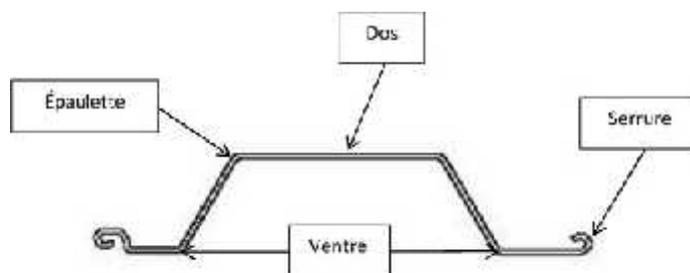


Figure VI-2 : constitution de la palplanche

➤ **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 . [17]

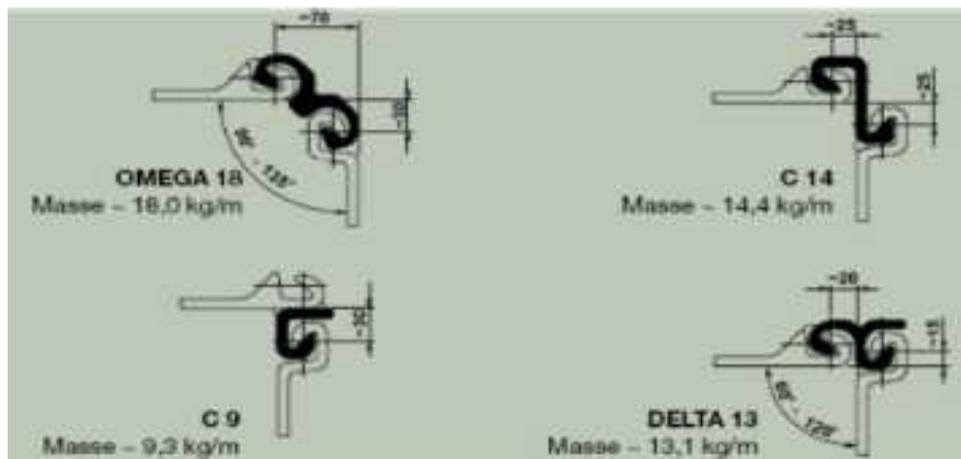


Figure VI-3 : exemple de raccord [17]

VI.3. Dimensionnement de la palplanche

La base du calcul d'un rideau de palplanches fait appel à des notions de poussées et butées,

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. D'autres méthodes de calcul faisant appel aux notions élastoplastiques se traite par des programmes de calcul sur ordinateur qui font intervenir les modules de réaction (Rido, ProSheet...), ces méthodes sont en général utilisées par les bureaux d'études spécialisées dans le dimensionnement de palplanches car elles offrent des résultats plus précis qui diminuent les risques de sous 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,
-) Les surcharges,
-) Les différentes 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, préssiomètre, essai Proctor),
-) Les affouillements éventuels.

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).

L'étude de l'écran de soutènement (rideau de palplanche), commence par le calcul des pressions qui permettent la détermination de la fiche d'encrage, ainsi que la force d'ancrage du tirant. Les efforts résultants vont nous permettre de dimensionner les palplanches.

VI.4. Présentation de la méthode de BLUM

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.

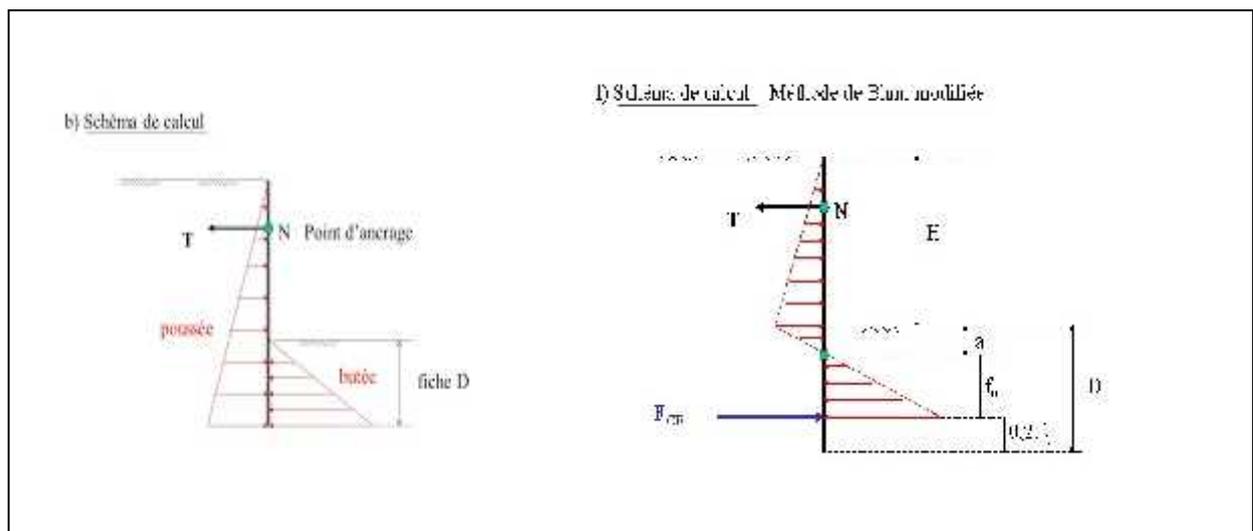


Figure VI-4: modélisation de BLUM, d'après schlosser

Blum propose dans cette méthode, de simplifier les calculs en prenant pour hypothèse une force localisée passant par le centre de rotation qui représenterait les efforts de 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 ". [17]

➤ Principe de la poutre équivalente

Blum admet que dans un rideau, le point de moment nul « I » et de pression des terres nulles « » sont voisins ; il propose de les confondre, cette méthode s'appelle « la méthode de la poutre équivalente » de la méthode de Blum. [17]

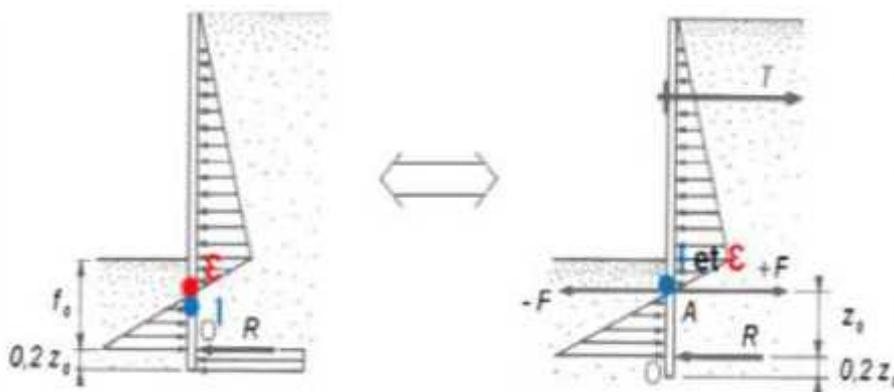


Figure VI-5: résolution par la méthode de la poutre équivalente, d'après Balay [17]

VI.4.1. Détermination de l'effort dans le tirant et de la fiche

Par résolution de l'équilibre des forces sur les deux poutres, on détermine T, F, R et Z_0 la valeur de la fiche non pondérée (ou f_0) obtenue en calculant la somme des moments par rapport à O qui doit être égale à 0.

Il faudra alors appliquer une pondération à la valeur de (f_0) de (20%) pour obtenir la valeur définitive de la fiche. Un coefficient de (1.3) est appliqué à l'effort trouvé pour le tirant. [17]

VI.4.2. 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 : $M_{\max} \leq M_{\text{résistant palplanche}}$:

Avec :

$$\frac{I}{V} = \frac{M_m}{\sigma_{all}} \quad \text{et} \quad \sigma_{all} = \frac{2}{3} \sigma_e \quad \text{avec} \quad \sigma_e = \frac{F \cdot 5}{1.1}$$

Où σ_e est la limite élastique de l'acier (la nuance d'acier en MPa). La détermination de (I/V) mini ou W_{el} (moment d'inertie) permet de choisir une palplanche. [17]

VI.5. CALCUL DE LA FICHE D'ANCRAGE DE LA PALPLANCHE

➤ **Charges permanentes (G) :**

- Poids propre de mur ;
- Poussées des terres P_s et P_d ;
- Butées des terres B_s et B_d .

➤ **Charges d'exploitations (Q) :**

- Effort de bollard ;
- Poussée dû au marnage ;
- Poussée dû à la surcharge.

➤ **Charges accidentelles (F_a) :**

- Poussée hydrodynamique P_{wd} ;
- Séisme P_{sism} .

La force optimale qu'on doit calculer, soit appliquée tout au long de la palplanche, en appliquant toute les forces qui sont transmise à la palplanche à l'ELU et l'ELS en utilisant les combinaisons ci-dessous :

Tableau VI-2 : combinaison des charges

ELU		ELS
Statique	Dynamique	Statique
$1.35G + 1.5 Q$	$G + Q + F_a$	$G + Q$

➤ **Calcul des sollicitations**

On applique la méthode de BLUM pour un rideau encastré avec tirant d'ancrage, dans ce cas on adopte un diagramme de butée et poussée avec une contre butée (C) et l'effort d'ancrage (A).

On se retrouve devant un problème hyperstatique de 3 inconnus (A, C, f_0), BLUM a établis une relation entre la distance (a) et l'angle de frottement interne (\leftrightarrow).

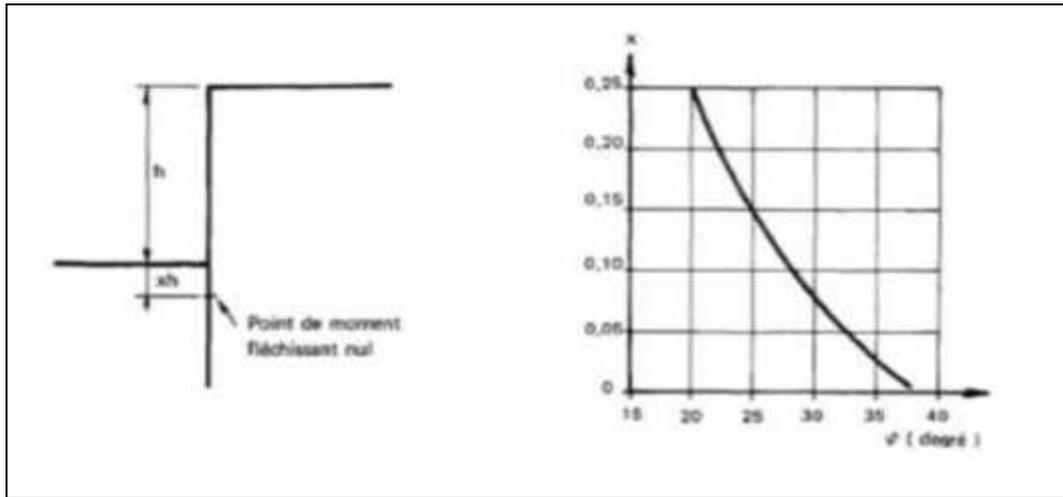


Figure VI-6 : Relation entre la cote du point de flexion nulle et l'angle de frottement inter [17]

Ou :

H : hauteur du mur de quai et $a=0.15 \times h$ pour des sols qui ont $25^\circ < \varphi < 35^\circ$.

On à une couche de tout venant de carrière (TVC) qui a un angle de frottement de 25° , du coup la méthode de Blum ne peut être appliquée, on utilisera la méthode de Blum modifié pour déterminer la valeur de a.

Le point I est le point d'application nulle, on a : $PI=0$

➤ **ELU**

- **Cas statique :**

▪ $L_{AI} = h + a$

$0.6 \ 1a + 5.475 = 3.696 \ a \quad \Rightarrow \ a = 1.77 \ m$

Donc $L_{AI} = 10.8 + 1.77 \quad \Rightarrow \ L_{AI} = 12.57 \ m$

Tableau VI-3 : Récapitulation de sollicitations combinées (Cas statique) en ELU

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport a (O) (t.m)
Poussée des terres G	P ₁	0.787	9.6 + f	0.787f + 7.55
	P ₂	7.873	4.5 + f	7.873f + 35.43
	P ₃	14.442	3 + f	14.442 f + 43.33
	P ₄	5.467 f	f/2	2.73f ²
	P ₅	0.305 f ²	f/3	0.102 f ³
Butée des	B ₁	1.848f ²	f/3	0.616 f ³

terres G				
Poussée du au surcharge Q	q1	2.916	9.9 + f	2.916f + 28.87
	q2	14.58	4.5 + f	14.85f + 65.61
	q3	2.43f	0.5 f	1.215 f ²
Bollard Q	P _{bollard}	6.4	11.1 + f	6.4f + 71.04
Chariot Q	P _{chariot}	1.906	9.43 + f	1.906 f + 17.97
Marnage Q	P _{marne1}	0.128	8.67 + f ₀	0.128 f ₀ + 1.11
	P _{marne2}	4.38	4.25 + f ₀	4.38 f + 18.62

• **Cas 1**

• **Tableau VI-4 : Cas 1 en l'ELU (cas statique)**

		Force F _i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport a (O) (t.m)
Poussée des terres G	P ₁	0.787	11.37	8.95
	P ₂	7.873	6.27	49.36
	P ₃	14.442	4.77	68.89
	P ₄	9.67	0.885	8.56
	P ₅	0.95	0.59	0.56
Butée des terres G	B ₁	5.79	0.59	3.42
Poussée du au surcharge Q	Q ₁	2.916	11.67	34
	Q ₂	14.58	6.27	91.42
	Q ₃	4.3	0.88	3.8
Bollard Q	P _{bollard}	6.4	12.87	82.37
Marnage Q	P _{marne1}	0.128	10.44	1.34
	P _{marne2}	4.38	6.02	26.37
1.35G+1.5Q		102.41	/	372.2

- **Calcul de la force du tirant (V) :**

$$\sum M/O = \sum_{i=1}^5 M_{G_P} - \sum M_{G_B} + \sum_{i=1}^6 M_{Q_i} - A \times d_i = 0$$

$$372.2 - V \times 12.57 = 0 \quad \rightarrow \quad V=29.61 \text{ t/ml}$$

- **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

On calcul l'effort tranchant au point au le moment est nul telle que

$$\sum F_i - V - T = 0 \quad \rightarrow \quad 102.41 - 29.61 - T = 0 \quad \rightarrow \quad T = 72.8t/m$$

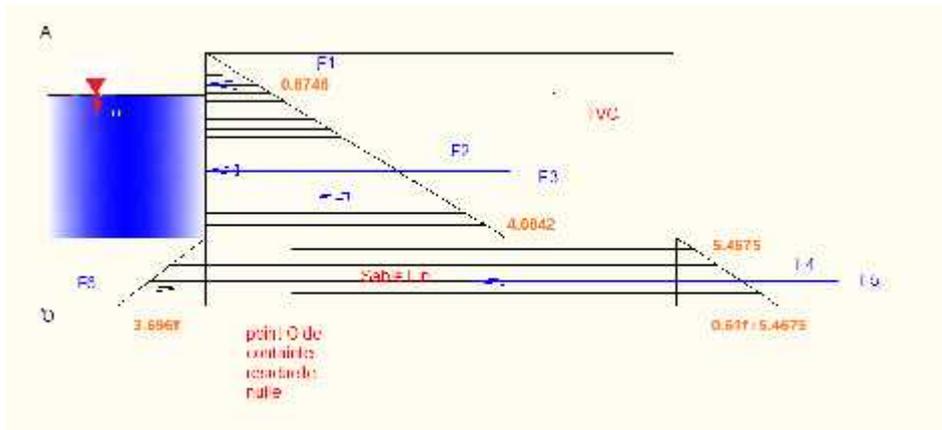


Figure VI-7 : diagramme des contraintes (cas statique)

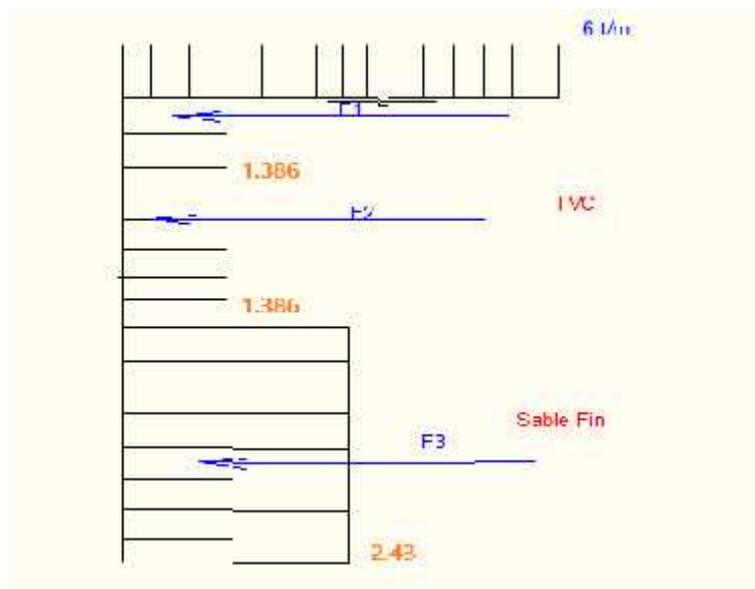


Figure VI-8 : diagramme des poussées des surcharges

) $L_{IO} = b$

La poutre (L_{IO}) est calculée comme une poutre de portée ($f_0 - a$) = b repose sur deux appuis au point (I) et (O), on adopte comme longueur de fiche ($f = 1,2 f_0$)

Tableau VI-5 : Cas 1 à l'ELU partie (L_{IO}) (cas statique)

ELU	Partie L_{IO}			
	Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O') (t.m)	
Poussée des terres	P'1	6.54b	b/2	$3.27b^2$
	P'2	$0.3b^2$	b/3	$0.1b^3$
Buttée des	B'1	6.54b	b/2	$3.27b^2$

Terres	B'2	1.84b ²	b/3	0.61b ³
Effort tranchant	T	72.8	b	72.8b

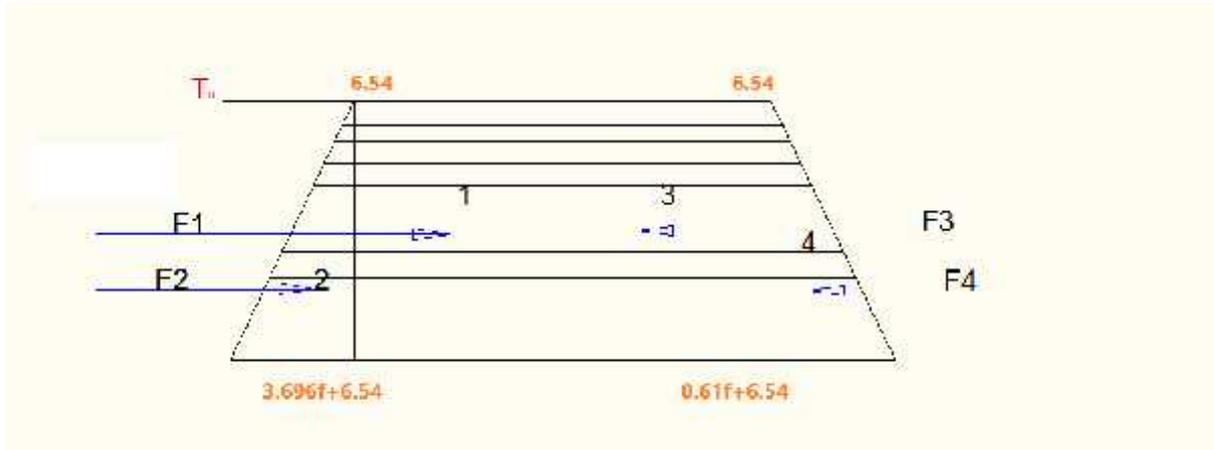


Figure VI-9 : diagramme des contraintes de la partie IO

$$\sum M/O = \sum_{i=1}^2 M_{G_P} - \sum_{i=1}^2 M_{G_B} + T \times b = 0$$

$$3.27b^2 + 0.1b^3 - 3.27b^2 - 0.61b^3 + 72.8b = 0$$

$$0.51b^3 - 72.8b = 0 \Rightarrow b = 12 \text{ m}$$

Alors que : $f_0 = a + b$ $f_0 = 1.77 + 12$ $f_0 = 13.77 \text{ m}$

Donc : $f = 1.2 \times 13.77 \Rightarrow f = 16.524 \text{ m}$

- Cas2

- Tableau VI-6: cas 2 à l'ELU (cas statique)

	Force Fi(t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O)(t.m)	
Poussée des terres G	P1	0.79	11.37	8.95
	P2	7.9	6.27	49.36
	P3	14.4	4.77	68.89
	P4	9.7	0.9	8.56
	P5	0.95	0.59	0.56

Butée des terres G	B1	5.8	0.59	3.42
Chariot Q	P _{chariot}	1.91	11.2	21.4
Marnage Q	P _{marne1}	0.128	10.44	1.34
	P _{marne2}	4.38	6.02	26.37
Σ	1.35G+1.5Q	63	/	182.01

- **Calcul de la force du tirant (V) :**

$$\Sigma M/O = 0 \quad V = 14.47 \text{ t/ml}$$

- **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

$$\Sigma F_i - V - T = 0 \quad T = 21.52 \text{ t/ml}$$

- **Calcul de la fiche :**

$$b = 6.5 \quad f_0 = 8.27 \quad f = 10\text{m}$$

- **Cas 3**

- **Tableau VI-7: Cas3 à l'ELU (cas statique)**

	Force Fi (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à(O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.79	11.37	8.95
	P2	7.9	6.27	49.36
	P3	14.4	4.77	68.89
	P4	9.7	0.9	8.56
	P5	0.95	0.59	0.56
Butée des terres G	B1	5.79	0.59	3.42
Poussée dus aux surcharges Q	q1	2.9	11.67	34
	q2	14.6	6.27	91.42
	q3	4.3	0.88	3.8
Σ	1.35G+1.5Q	86.06	86.06	262.12

- **Calcul de la force du tirant (V) :**

$$\Sigma M/O = 0 \quad V = 20.85 \text{ t/ml ;}$$

- Calcul de l'effort tranchant (T) :

$$\sum F_i - V - T = 0 \quad T = 65.21 \text{ t/ml ;}$$

- Calcul de la fiche :

$$b = 11.31 \quad f_0 = 13.08 \quad f = 16\text{m}$$

❖ Cas dynamique (ELA)

$$) \quad L_{AI} = h + a$$

$$0.631a + 5.7375 = 3.441a \quad a = 2.05 \text{ m}$$

$$\text{Donc } L_{AI} = 10.8 + 2.05 \quad L_{AI} = 12.85 \text{ m}$$

Tableau VI-8 : Récapitulation des sollicitations combinés (cas dynamique);

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à(O)(t.m)
Poussée des terres G	P1	0.81	$9.6 + f$	$0.81f + 7.776$
	P2	8.14	$4.5 + f$	$8.14f + 36.63$
	P3	14.91	$3 + f$	$14.91 + 44.73$
	P4	$5.74f$	$f/2$	$2.87f^2$
	P5	$0.32f^2$	$f/3$	$0.106f^3$
Butée des terres G	B1	$1.7f^2$	$f/3$	$0.57f^3$
Chariot Q	P_{chariot}	1.97	$9.43 + f$	$1.97f + 18.57$
Bollard Q	P_{bollard}	6.4	$11.1 + f$	$6.4f + 71.04$
Poussée dus aux surcharges Q	q1	3.01	$9.9 + f$	$3.01f + 29.8$
	q2	15.07	$4.5 + f$	$15.07f + 67.815$
	q3	$2.55f$	$0.5 f$	$1.27f^2$
Poussée hydrodynamique F_A	P_{hydr}	$16.55f$	$3.6 + f$	$16.547f + 59.569$
Séisme F_A	F_A	1.61	$10.1 + f$	$1.61f + 16.26$

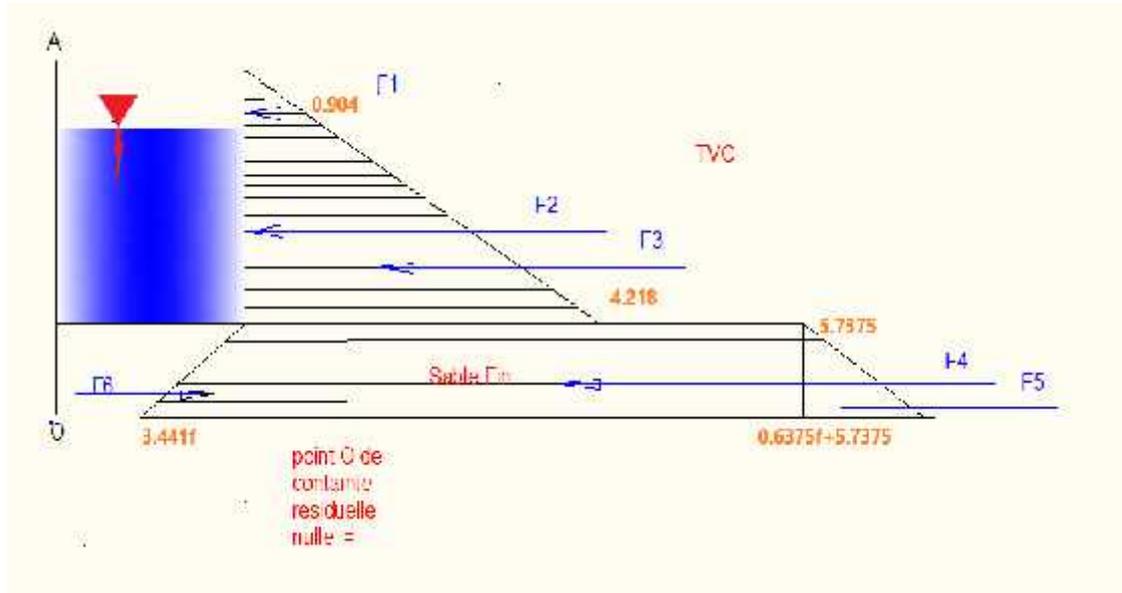


Figure VI-10 : diagramme des contraintes (cas dynamique)

) Cas1

Tableau VI-9 : cas1 (cas dynamique);

		Force Fi(t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à(O)(t.m)
Poussée des terres G	P1	0.81	11.65	9.44
	P2	8.14	6.55	53.32
	P3	14.91	5.05	75.29
	P4	11.77	1.025	12.06
	P5	1.34	0.68	0.91
Butée des terres G	B1	7.23	0.68	4.92
Poussée dus aux surcharges Q	q1	3.01	11.95	35.97
	q2	15.07	6.55	98.71
	q3	5.23	1.025	5.36
Poussée hydrodynamique FA	P _{hydr}	16.55	5.65	93.51
Séisme FA	FA	1.61	12.15	19.56
Σ	G+Q+FA	85.07	/	399.21

- **Calcul de la force du tirant (V)**

$$\sum M/O = 0 \quad 399.21 - V \times 12.85 = 0 \quad V = 31 \text{ t/ml ;}$$

- **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

On calcul l'effort tranchant au point au le moment est nul telle que

$$\sum F - V - T = 0 \quad 85.67 - 31.1 - T = 0 \quad T = 54.6 \text{ t/ml}$$

Tableau VI-10 : Cas 1 partie (L_{IO}) (cas dynamique)

ELU	Partie L _{IO}			
		Force F _i (t/m)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O')(t.m)
Poussée des terres	P'1	7.04b	b/2	3.52b ²
	P'2	0.32b ²	b/3	0.11b ³
Buttée des terres	B'1	7.04b	b/2	3.52b ²
	B'2	1.72b ²	b/3	0.57b ³
Effort tranchant	T	54.6	b	54.6b

$$\sum M/O = \sum_{i=1}^2 M_{G_P} - \sum_{i=1}^2 M_{G_B} + T \times b = 0$$

$$3.52b^2 + 0.11b^3 - 3.52b^2 - 0.57b^3 + 54.6b = 0$$

$$0.46b^3 - 54.6b = 0 \quad \Rightarrow \quad b = 11 \text{ m}$$

$$\text{Alors que : } f_0 = a + b \quad f_0 = 2.05 + 11 \quad f_0 = 13.05 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } f = 1.2 \times 13.05 \quad \Rightarrow \quad f = 15.66 \text{ m}$$

) Cas 2

Tableau VI-11: cas2 en l'ELU (cas dynamique);

		Force Fi(t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à(O)(t.m)
Poussée des terres G	P1	0.81	11.65	9.44
	P2	8.14	6.55	53.32
	P3	14.91	5.05	75.29
	P4	11.77	1.025	12.06
	P5	1.34	0.68	0.91
Butée des terres G	B1	7.23	0.68	4.92
Chariot Q	P _{Chariot}	1.97	11.48	22.62
Poussée hydrodynamique F _A	P _{hydr}	16.55	5.65	93.51
Séisme F _A	F _A	1.61	12.15	19.56
Σ	G+Q+F _A	64.33	/	281.79

- **Calcul de la force du tirant (V)**

$$\sum M/O = 0 \quad 281.79 - V \times 12.85 = 0 \quad V = 21.93 \text{ t/ml ;}$$

- **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

On calcul l'effort tranchant au point au le moment est nul telle que

$$\sum F - V - T = 0 \quad 64.33 - 21.93 - T = 0 \quad T = 42.4 \text{ t/ml}$$

- **Calcul de la fiche :**

$$b = 9.6 \quad f_0 = 11.65 \quad f = 14 \text{ m}$$

) Cas 3

Tableau VI-12: cas3 (cas dynamique);

	Force Fi (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à(O)(t.m)
Poussée des terres G	P1	0.81	11.65	9.44
	P2	8.14	6.55	53.32
	P3	14.91	5.05	75.29
	P4	11.77	1.025	12.06
	P5	1.34	0.68	0.91
Butée des terres G	B1	7.23	0.68	4.92
Bollard Q	P _{bolard}	6.4	13.15	84.16
Poussée dus aux surcharges Q	q1	3.04	11.95	35.97
	q2	15.07	6.55	98.71
	q3	5.23	1.025	5.36
Poussée hydrodynamique F _A	P _{hydr}	16.55	5.65	93.51
Séisme F _A	F _A	1.61	12.15	19.56
Σ	G+Q+F _A	92.07	/	483.37

- **Calcul de la force du tirant (V)**

$$\Sigma M/O = 0 \quad 483.37 - V \times 12.85 = 0 \quad V = 37.62 \text{ t/ml} ;$$

- **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

On calcul l'effort tranchant au point au le moment est nul telle que

$$\Sigma F - V - T = 0 \quad 92.07 - 37.62 - T = 0 \quad T = 54.45 \text{ t/ml}$$

- **Calcul de la fiche :**

$$b = 11 \quad f_0 = 13.05 \quad f = 15.66 \text{ m}$$

➤ **ELS**

$$0.61a + 5.4675 = 3.696a \quad a = 1.77$$

$$\text{Donc } L_{AI} = 10.8 + 1.77 \quad L_{AI} = 12.57 \text{ m}$$

Tableau VI-13 : Récapitulation de sollicitations combiné en ELS

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport a (O) (t.m)
Poussée des terres G	P ₁	0.787	9.6 + f	0.787f + 7.55
	P ₂	7.873	4.5 + f	7.873f + 35.43
	P ₃	14.442	3 + f	14.442 f + 43.33
	P ₄	5.467 f	f/2	2.73f ²
	P ₅	0.305 f ²	f/3	0.102 f ³
Butée des terres G	B ₁	1.848f	f/3	0.616 f ²
Poussée du au surcharge Q	q1	2.916	9.9 + f	2.916f + 28.87
	q2	14.58	4.5 + f	14.85f + 65.61
	q3	2.43f	0.5 f	1.215 f ²
Bollard Q	P _{bollard}	6.4	11.1 + f	6.4f + 71.04
Chariot Q	P _{chariot}	1.906	9.43 + f	1.906 f + 17.97
Marnage Q	P _{marne1}	0.128	8.67 + f ₀	0.128 f ₀ + 1.11
	P _{marne2}	4.38	4.25 + f ₀	4.38 f + 18.62

) Cas1

Tableau VI-14: cas1 en l'ELS

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.79	11.37	8.95
	P2	7.9	6.27	49.36
	P3	14.4	4.77	68.89
	P4	9.7	0.9	8.56
	P5	0.95	0.59	0.56
Butée des terres G	B1	5.8	0.59	3.42
Poussée dus aux surcharges	q1	2.9	11.27	34
	q2	14.6	6.27	91.42
	q3	4.3	0.88	3.8
Bollard	P _{bollard}	6.4	12.87	82.37

Q				
Marnage	P _{marnage 1}	0.128	10.44	1.34
Q	P _{marnage 2}	4.38	6.02	26.37
Σ	G+Q	72.25	/	372.2

- **Calcul de la force du tirant (V)**

$$\sum M/O = 0 \quad 372.2 - V \times 12.57 = 0 \quad V = 29.6 \text{ t/ml ;}$$

- **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

On calcul l'effort tranchant au point au le moment est nul telle que

$$\sum F - V - T = 0 \quad 72.25 - 29.6 - T = 0 \quad T = 42.64 \text{ t/ml}$$

- **Calcul de la fiche :**

$$b = 9.14 \quad f_0 = 10.91 \quad f = 13.09 \text{ m}$$

) Cas 2

Tableau VI-15: cas2 en l'ELS

		Force Fi (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.79	11.37	8.95
	P2	7.9	6.27	49.36
	P3	14.4	4.77	68.89
	P4	9.7	0.9	8.56
	P5	0.95	0.59	0.56
Buttée des terres G	B1	5.8	0.59	3.42
Chariot Q	P _{chariot}	1.63	11.2	21.4
Marnage Q	P _{marnage 1}	0.128	10.44	1.34
	P _{marnage 2}	4.38	6.02	26.37
Σ	G+Q	51.9	/	184.61

- **Calcul de la force du tirant (V)**

$$\sum M/O = 0 \quad 184.61 - V \times 12.57 = 0 \quad V = 14.5 \text{ t/ml ;}$$

- **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

On calcul l'effort tranchant au point au le moment est nul telle que

$$\sum F - V - T = 0 \quad 51.9 - 14.5 - T = 0 \quad T = 31.48 \text{ t/ml}$$

- **Calcul de la fiche :**

$$b = 8 \quad f_0 = 9.77 \quad f = 11.72 \text{ m}$$

) CAS 3

Tableau VI-16: cas3 en l'ELS

		Force Fi (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.79	11.37	8.95
	P2	7.9	6.27	49.36
	P3	14.4	4.77	68.89
	P4	9.7	0.9	8.56
	P5	0.95	0.59	0.56
Buttée des terres G	B1	5.8	0.59	3.42
Poussée dus aux surcharges	q1	2.9	11.27	34
	q2	14.6	6.27	91.42
	q3	4.3	0.88	3.8
Σ	G+Q	61.34	/	262.12

- **Calcul de la force du tirant (V)**

$$\sum M/O = 0 \quad 262.13 - V \times 12.57 = 0 \quad V = 20.85 \text{ t/ml ;}$$

- **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

On calcul l'effort tranchant au point au le moment est nul telle que

$$\sum F - V - T = 0 \quad 61.34 - 20.85 - T = 0 \quad T = 40.49 \text{ t/ml}$$

- **Calcul de la fiche :**

$$b = 9 \quad f_0 = 10.77 \quad f = 13 \text{ m}$$

$$f_0 = 13.77, \quad f = 1.2f_0 = 16.524 \text{ m}$$

- D'après l'analyse des tableaux on constate que le cas le plus défavorable correspond au cas1 en ELU

➤ **Calcul du moment fléchissant maximum :**

⇒ On applique un coefficient de sécurité égale à 2 sur la butée

$$F_7 = 0.924 f^2 \quad M_{00} = 0 \quad -0.206 f^3 + 2.73 f^2 + 23.102 f + 86.31 = 0$$

$$f_0 = 13.2, \quad f = 1.2f_0 = 15.84 \text{ m}$$

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

$$T = 0 \text{ pour } : 9 \text{ m} < H < f$$

$$-0.618 X^2 + 5.46 X + 23.102 = 0 \rightarrow Z = 11.96 \text{ m}$$

D'où :

$$M_M = \sum M_{/1.9} = 4.6 \text{ t.m}^2$$

La force du tirant: **T = 37.1 t/ml**

) Pour dimensionner notre palplanche on utilise la fiche **f₀ = 18.22m**

$$\text{Avec : } \frac{l}{V} = W = \frac{M_m}{\sigma_{at}} \quad \text{et} \quad \sigma_{adm} = \frac{2}{3} \sigma_e \quad \text{avec : } \sigma_e = \frac{F}{1.1}$$

$$W = \frac{4.6 \times 10^6}{\frac{2}{3} \times \frac{5}{1.1} \times 1} \quad \mathbf{W = 13823.805 \text{ cm}^3/\text{m}}$$

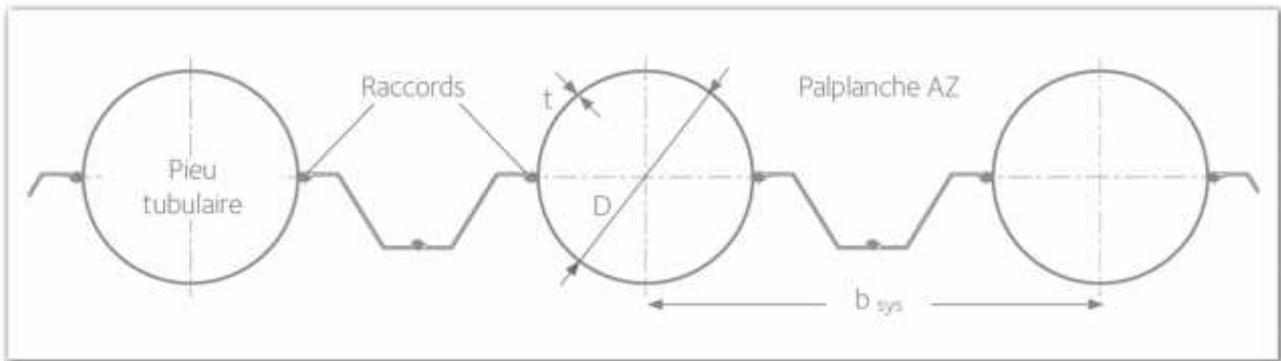


Figure VI-11: rideau mixte palplanches-pieux

Donc d'après le catalogue d'**Arcelor-Mittal**, On choisit un rideau mixte : pieu tubulaire et palplanches intercalaires AZ 18

- ✓ $D_{\text{tube}} = 1829 \text{ mm}$;
 - ✓ **Epaisseur** $t_{\text{tube}} = 20 \text{ mm}$;
 - ✓ $b_{\text{sys}} = 3.15 \text{ m}$;
 - ✓ **Inertie de système** $I_{\text{sys}} = 1360020 \text{ cm}^4/\text{m}$;
 - ✓ $W_{\text{sys}} = 14870 \text{ cm}^3/\text{m}$. [20]
- Dans notre projet on va utiliser une seule file de pieux tout au long du quai on va le diviser en plot de 25m de longueur. Chaque plot contient 8 pieux.
 - Les pieux n'ont pas besoin d'un ferrailage, n'au moins on utilise un ferrailage de forme. Les tubes seront rempli de 0 à 6m par un TVC, et le reste (6m à 9m) il sera ferrillé par un ferrailage de forme qui sera un raccord entre les pieux et la dalle de couronnement.

VI.6. Conclusion

Pour le pré dimensionnement des palplanches, on a calculé la fiche du rideau dans le cas statique et dynamique. Pour déterminer la fiche on a choisi le cas le plus défavorable.

Les pieux reprennent les efforts horizontaux qui sont transmis par les palplanches, par des serrures soudées le long du pieu donc la fiche du pieux est la même que celle de la palplanche.

VII.1. INTRODUCTION

Le rideau d'ancrage est élément métallique en béton armée ou en béton précontraint, noyé dans les terres. Il permet de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistant.

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

Le calcul du système d'ancrage comprend donc la détermination des éléments suivants :

- Tirants : section espacement,
- Ancrages : dimensions et caractéristiques mécanique,
- Stabilité d'ensemble de l'ancrage et du rideau frontal qui donne la longueur des tirants.

VII.2. HYPOTHESES DE CALCUL

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

L'ancrage pourra donc être déterminé pour une valeur ultime de traction :

$$A' = 1.2T.$$

Le rideau d'ancrage 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 (0.0m), c'est-à-dire au niveau de la nappe d'eau. Alors le rideau d'ancrage sera calculé avec des poussées et butées horizontales comme dans le cas du rideau principal avec : $a = p = 0$ dans les deux cas : statique et dynamique.

VII.3. METHODE DE CALCUL

Nous optons pour un rideau d'ancrage contenu peu profond, toute fois il faut vérifier la condition $\frac{D}{a} \leq 2$, une fois que la hauteur du rideau est calculée.

Sous l'effet de traction A' 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.

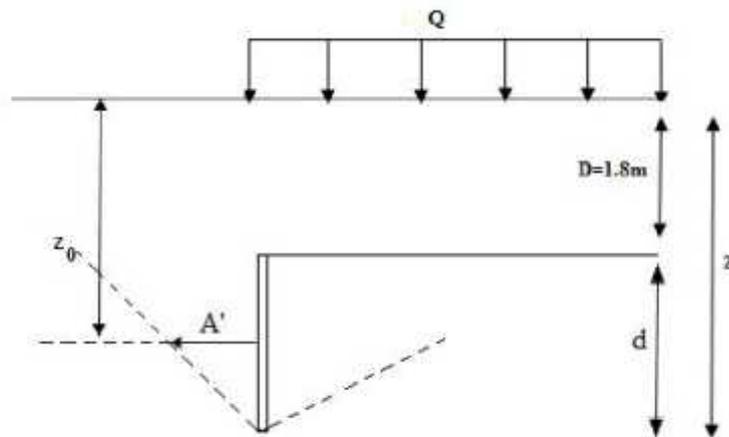


Figure VII-1 : rideau d'ancrage

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

$$b = K_p \times \gamma \times Z_0 - K_a \times (\gamma \times Z_0 + q); \quad [18]$$

L'équilibre est réalisé pour la hauteur d telle que : $d \times d = A$; [18]

VII.3.1. 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. [18]

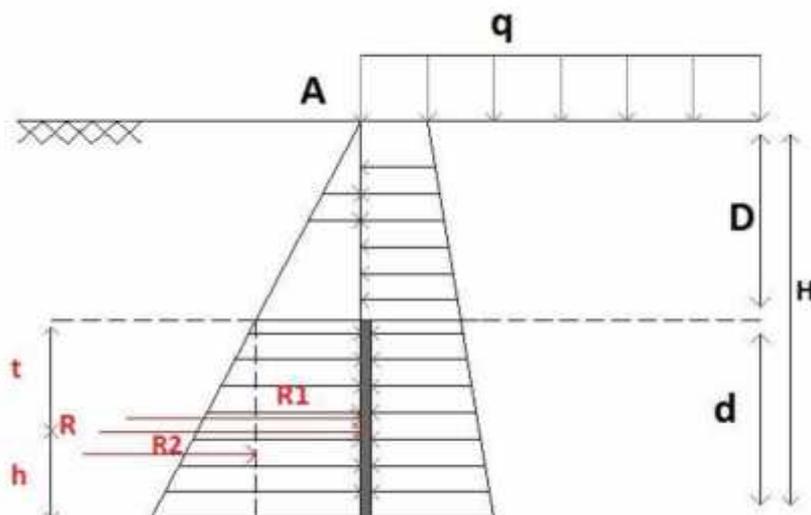


Figure VII-2 : diagramme de contrainte poussée butée des terres [18]

) Cas statique

Niveau supérieur du rideau (+1.8) ;

$$D = 1.8 \text{ m}, \quad \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3, \quad \alpha = 35^\circ$$

$$K_a = 0.270 \quad (\text{coefficient de poussée})$$

$$K_p = 2.464 \quad (\text{coefficient de butée})$$

$$q = 6 \text{ t/m}^2 \quad (\text{surcharge})$$

Soit R la résultante (butée-poussée) :

$$R = R_1 + R_2$$

R_1 : rectangle

R_2 : triangle

$$R_1 = \sigma_1 \times d = [K_p \times \gamma \times D - K_a \times (D + q)] \times d$$

$$\Rightarrow R_1 = 5.88d$$

$$R_2 = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \times d = \frac{1}{2}(K_p - K_a) \times \gamma \times d^2$$

$$\Rightarrow R_2 = 1.97d^2$$

$$D'où : \quad R = 1.97d^2 + 5.88d$$

D'après le calcul précédent de rideau frontale $V = 37.1 \text{ t/ml} \Rightarrow A' = 44.52 \text{ t}$

On devra avoir donc : $1.97d^2 + 5.88d - 44.52 = 0$

- Equation dont la racine positive donne la valeur cherchée : $d = 1.74 \text{ m}$

) Cas dynamique

Niveau supérieur du rideau (+1.8) ;

$$D = 1.8 \text{ m}, \quad \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3, \quad \alpha = 35^\circ$$

$$K_a = 0.279 \quad (\text{coefficient de poussée})$$

$$K_p = 2.294 \quad (\text{coefficient de butée})$$

$$q = 6 \text{ t/m}^2 \quad (\text{surcharge})$$

$$\Rightarrow R_1 = 5.26d$$

$$\Rightarrow R_2 = 1.80d^2$$

$$\text{D'où : } R = 1.80d^2 + 5.26d$$

$$\text{On devra avoir donc : } 1.80d^2 + 5.26d - 44.52 = 0$$

- Equation dont la racine positive donne la valeur cherchée : $d = 3.72 \text{ m}$

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

$$H = d + D = 1.8 + 3.72 = 5.52 \text{ m}$$

$$\frac{H}{2} = 2.7 < d = 3.72 \text{ m}$$

C'est vérifier, le schéma de calcul est valable.

VII.3.2. 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.

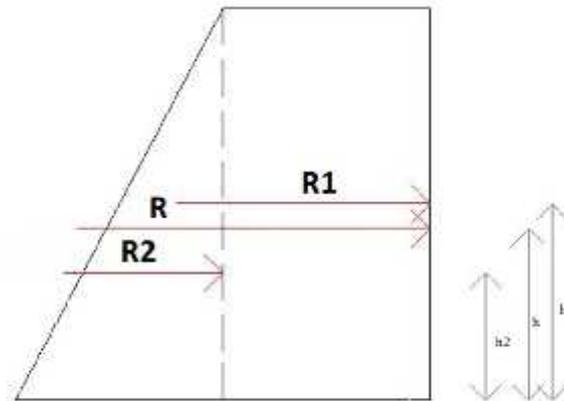


Figure VII-3 : position d'ancrage [18]

$$\text{On a : } R_1 \times h_1 + R_2 \times h_2 = R \times h$$

$$\text{Or } h_1 = \frac{d}{2} \quad e \quad h_2 = \frac{d}{3}$$

$$\text{Donc on aura : } R_1 = h_1 \times d$$

$$R_2 = h_2 \times d$$

$$\text{Et } h = (R_1 \times h_1 + R_2 \times h_2) / R$$

Donc

$$t = d - h$$

Tableau VII-1 : récapitulatif des résultats.

d(m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	R ₁ (m)	R ₂ (m)	R(m)	h(m)	t(m)
3.72	1.86	1.24	19.57	24.91	44.48	1.51	2.21

VII.3.3. DETERMINATION DE LA POSITION D'ANCRAGE :

VII.3.3.1. Méthode de calcul :

Lorsque le rideau d'ancrage est peu profond, il est placé de telle sorte que le prisme de butée ne pas envahir le prisme de poussée du rideau frontal. De plus, estimez la stabilité lorsque l'assemblage du rideau frontal, massif et encrage sont inclus en eux lorsque l'encrage est situé en dessous de la ligne de talus naturel passant par le point de pression nulle 'O' du rideau frontal.

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

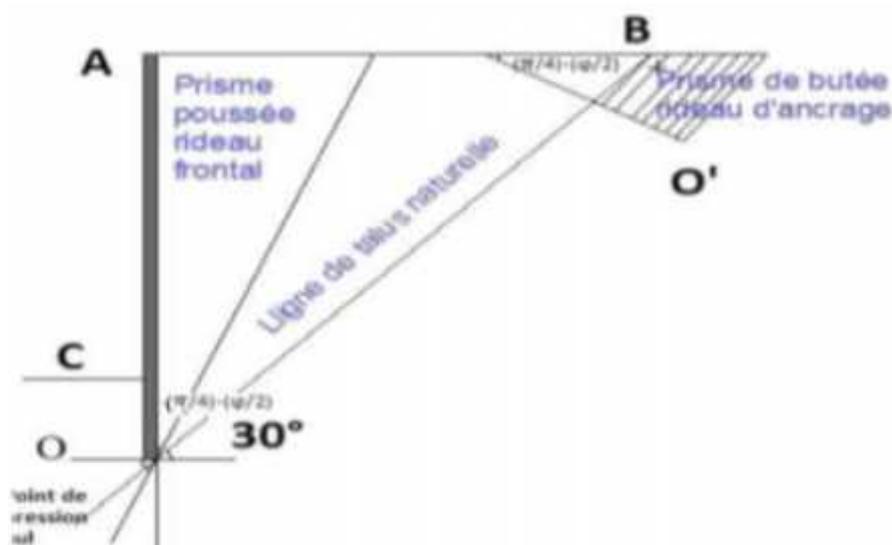


Figure VII-4: prisme de butée du rideau d'ancrage [18]

On peut aussi vérifier qu'il n'y a pas de glissement général du massif, cette vérification peut être effectuée par la méthode de kranz.

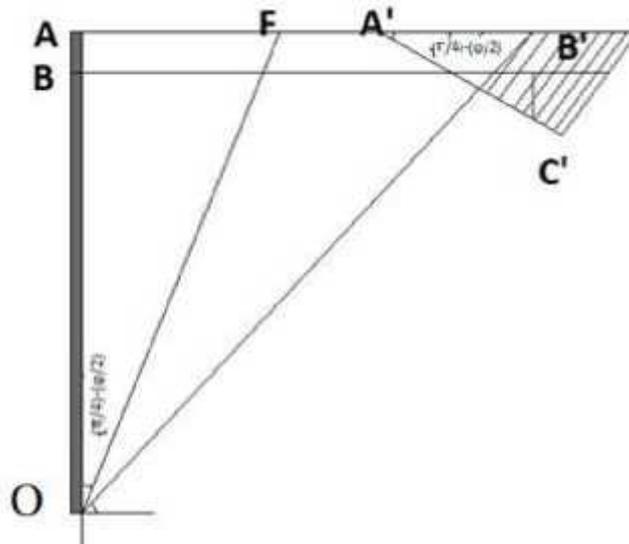


Figure VII-5: position de l'ancrage par rapport au mur de quai [18]

VII.3.3.2. Calcul de la position d'ancrage

- L'éloignement de l'ancrage

$$e = A + FA = AA = O \tan\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)$$

$$e = 12.57 \tan(90 - 35) = 17.95$$

$$e = 1 \text{ m}$$

- La hauteur maximale

$$H_m = BC = FA \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - AB$$

$$O : FA = e - A = e - \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \times O$$

$$FA = 18 - \tan(45 - 17.5) \times 12.57$$

$$FA = 1.46$$

$$D \quad H_m = 11.46 \times \tan(45 - 17.5) - 1$$

$$H_m = 4.91 > d$$

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

VII.3.4. TIRANTS D'ANCORAGE

Les palplanches modulaires utilisées comme murs de soutènement des terres, il s'appuie presque toujours sur des encastres dans les fondations.

Dans les structures où les finitions doivent être supprimées, réaliser ces appuis grâce à un tirant fixé sur le rideau est encre 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'appui nécessaire à l'équilibre du rideau, ils s'attachent sur le corps d'encrage par 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'appui préalablement calculée.

Dans notre cas, on choisit les tirants passifs, car ils offrent une facilité dans la réalisation de l'ancrage. [18]

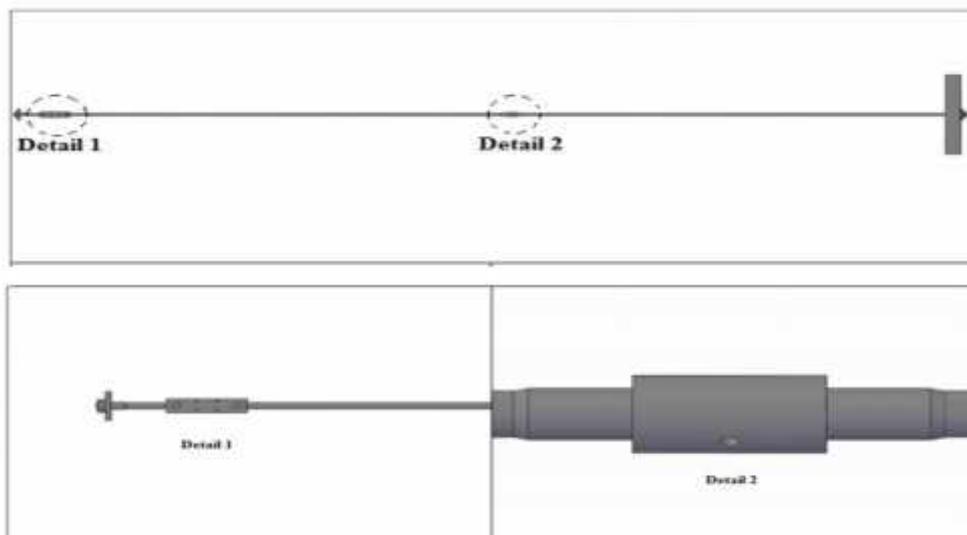


Figure VII-6 : tirant d'ancrage

VII.3.4.1. 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 filetées, la contrainte à font de filet doit être limitée à cause de l'effet d'entaille possible et des efforts parasites à l'attache.

La contrainte admissible $\bar{\sigma}_a$ dans la section à fond de filet sera donc une fraction plus faible de la limite élastique $\sigma_e \rightarrow \sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e$

On distingue deux types de tirants :

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

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

$$T = \frac{A \times L}{\cos \theta}$$

Tel que :

L : espacement des tirants, L = 2.5 m ;

A' : réaction d'attache, A' = 44.52 t ;

∇ : Inclinaison des tirants sur l'horizontal ;

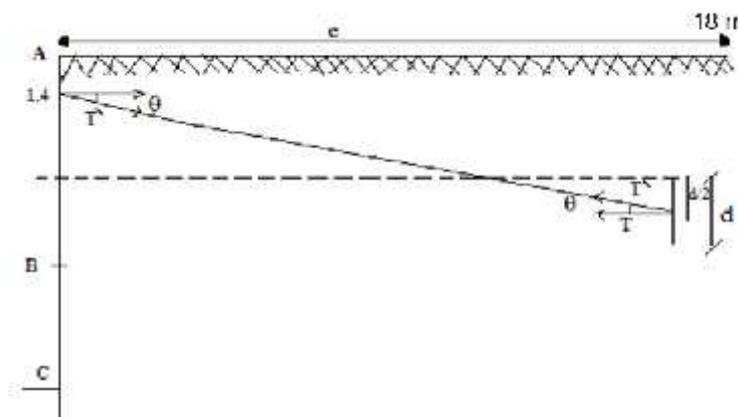


Figure VII-7 : l'inclinaison du tirant

- **Détermination de l'inclinaison**

$$A = 1.8 + d$$

$$\tan \theta = \frac{A}{e} \quad \rightarrow \quad \theta = \tan^{-1} \left(\frac{A}{e} \right)$$

Tableau VII-2 : résultats du calcul des tirants

AB (m)	∇°	A' (t)	T(t)
5.52	17.05	44.52	116.42

- **Section A du tirant**

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

$$\sigma = \frac{T}{A} > \sigma_{at} \quad \rightarrow \quad A > \frac{T}{\sigma}$$

Donc :

$$A > \frac{1.4}{2} \quad \rightarrow \quad A > 0.00495 m^2$$

$$A > 49.5 \text{ cm}^2$$

Le diamètre du tirant est $\leq 8 \text{ cm} = 80 \text{ mm}$

Pour des raisons de sécurité et de disponibilité sur le marché, nous plaçons des tirants de diamètre $\leq 90 \text{ mm}$ ($A = 64 \text{ cm}^2$) tous les 2.5 m

VII.3.4.2. Système d'attache

Les appuis muraux de quai constituées de tirants sont considérés comme un simple appui, c'est-à-dire un isostatique. Le système est nécessaire les attaches des tirants sur le rideau remplissent cette condition.

Cependant, il existe deux types de fixations : les fixations articulées et les fixations ordinaires, pour des raisons de construction, il est préférable d'effectuer le système d'attache avant battage, le système d'attache le mieux adapté sont des fixations articulées.

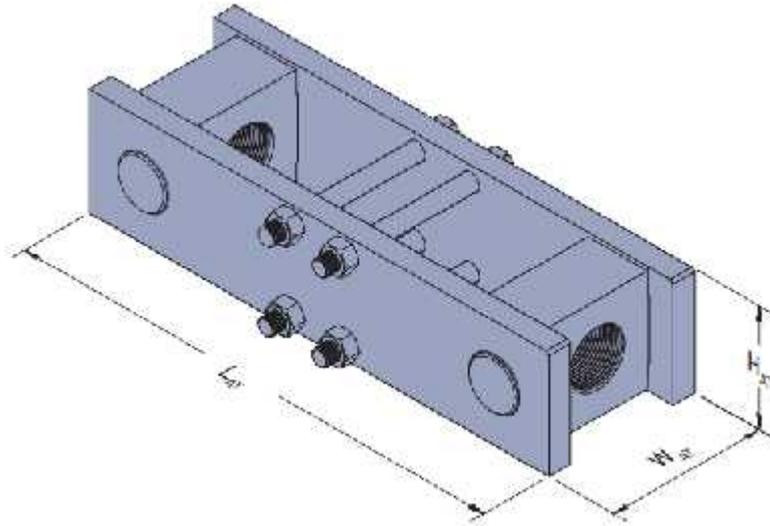


Figure VII-8 : articulation du tirant

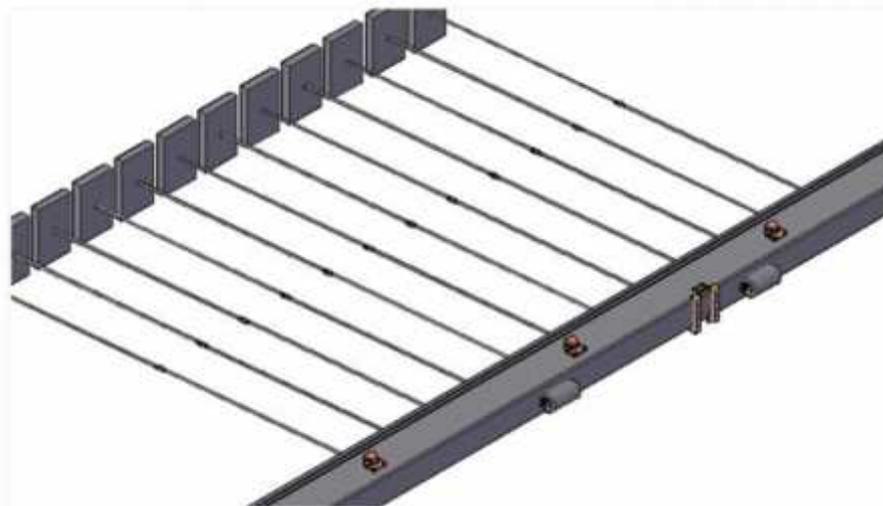


Figure VII-9 : les éléments qui constituent le plot

VII.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, lors de la détermination de la longueur du rideau d'ancrage, la longueur obtenue dans les deux cas (statique et dynamique) sont respectivement 1.74m et 3.72m.

Par conséquent, nous avons réservé une longueur de 7m pour l'ensemble du quai et une longueur es tirants de 18m a été trouvé dans les calculs.

VIII.1. INTRODUCTION

La poutre de couronnement constitue la partie supérieure du quai, elle relie les pieux et supporte les charges roulantes et les efforts d'amarrages. Elle est divisée en plots de 25m de long. La poutre est en béton armée, elle sera réalisée sur place lors de l'exécution.

VIII.2. LES EFFORTS AGISSANT SUR LA POUTRE DE COURONNEMENT

Supposons que la poutre de couronnement soit très rigide, donc sa force de réaction est distribuée linéairement.

VIII.2.1. Les efforts verticaux

- Poids propre de la dalle de couronnement :

$$P_d = l \times h \times L \times \gamma_{\text{bét}}$$

L : la longueur de la dalle de couronnement, $L = 25$ m ;

l : la largeur de la dalle de couronnement, $l = 2.3$ m ;

h : la hauteur de la dalle de couronnement, $h = 1.4$ m ;

$\gamma_{\text{béton}}$: poids volumique du béton, $\gamma_{\text{béton}} = 2.5$ t/m³.

$$P_d = 2.3 \times 1.4 \times 25 \times 2.5 = 201.25t \quad \Rightarrow P/m = 8.05t/m$$

- Surcharge : 6 t/m²

VIII.2.2. Les efforts horizontaux

- Bollard : $P_{\text{bollard}} = 6.4$ t/ml
- Effort dus au séisme : $F_A = A \times P$; $F_A = 0.2 \times 8.05$

$$F_A = 1.61t.m$$

- Poussée et surcharges :

Tableau VIII-1 : poussée des terres et surcharges

	Statique	Dynamique
Poussée des terres	0.476	0.492
Poussée dus aux surcharges	1.134	1.172

VIII.3. LA MODELESATION DE LA POUTRE DE COURONNEMENT

A l'aide de logiciel ROBOT(2017), on a pu modéliser et calculer le ferrailage de la poutre de couronnement.

VIII.3.1. Model poutre-pieux

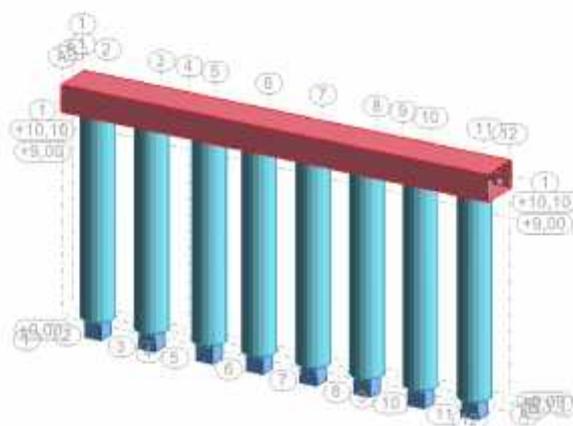


Figure VIII-1 : cliché pris depuis ROBOT (poutre et pieux)

VIII.3.2. diagramme des sollicitations

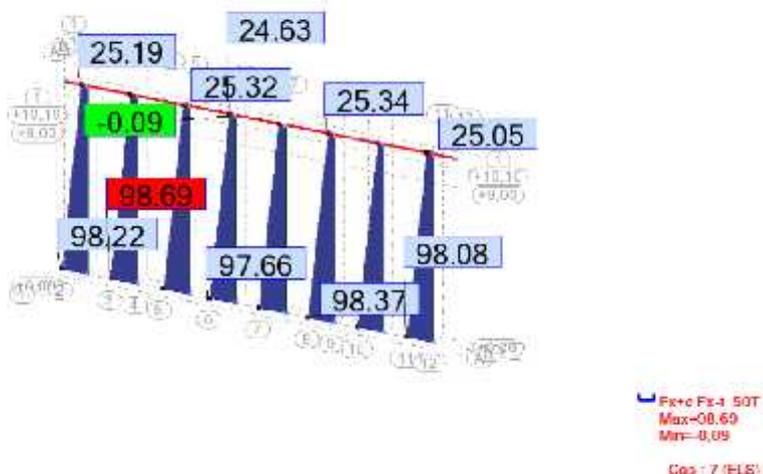
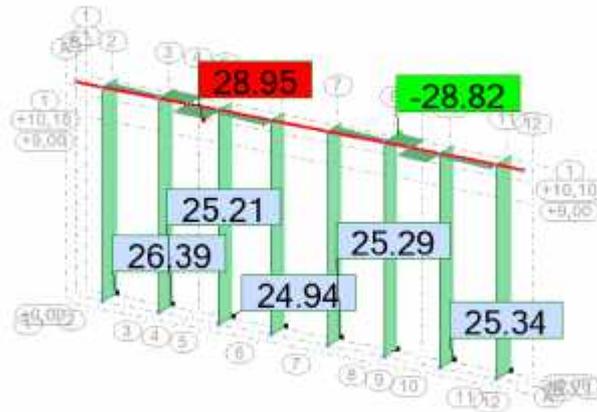
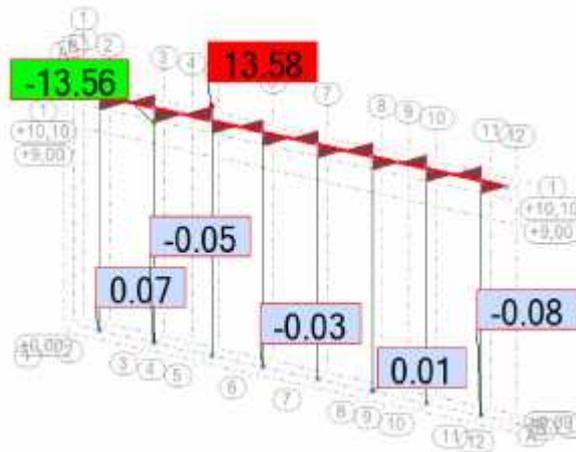


Figure VIII-2 : diagramme des efforts selon l'axe 'x'



Fy 20T
 Max=28,95
 Min=-28,82
 Cas : 7 (ELS)

Figure VIII-3 : diagramme des efforts selon 'y'

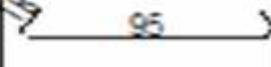
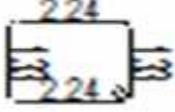
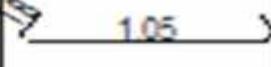


Fz 20T
 Max=13,58
 Min=-13,56
 Cas : 7 (ELS)

Figure VIII-4 : diagramme des efforts selon 'z'

VIII.3.3. ferrailage de la poutre

Tableau VIII-2 : tableau de ferrailage

Pos.	Armature		Code	Forme
①	16HA 12	l=1.38	00	
②	8HA 12	l=1.33	00	
③	9HA 8	l=3.51*	31	
④	3*2HA 8	l=2.39	00	
⑤	3*2HA 10	l=1.41	00	
⑦	3HA 8	l=7.30*	31	
⑧	8HA 12	l=1.43	00	

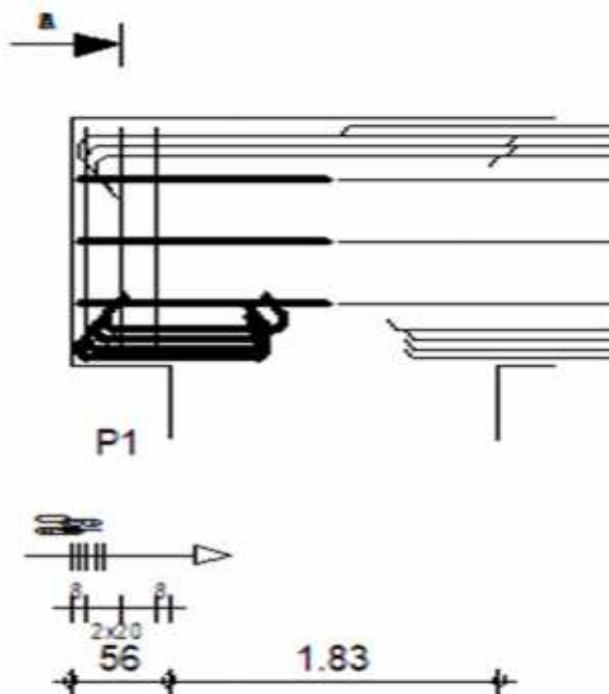


Figure VIII-5 : schéma de ferrailage

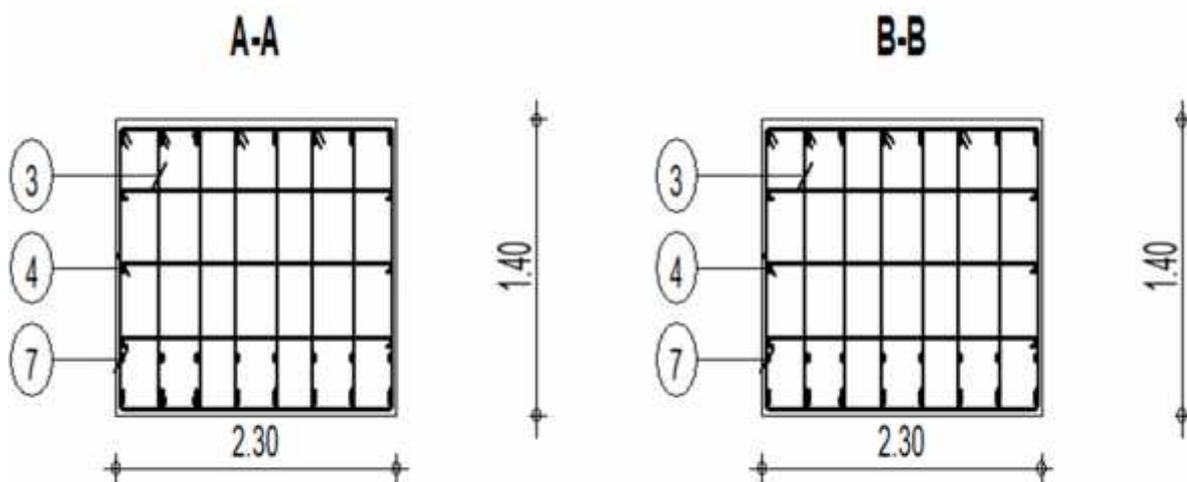


Figure VIII-4: coupe A-A et B-B

VIII.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on est arrivée à calculer les efforts agissants sur la poutre de couronnement et la ferrailer à l''aide du logiciel ROBOT.

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'étude portant sur le dimensionnement du quai de la Casbah, situé au niveau du port de Bejaia. Il nous a permis de résoudre plusieurs problèmes dans le domaine maritime et former une posture principale, c'est-à-dire la connaissance de la structure portuaire, ses éléments constitutifs ainsi que leurs fonctionnements.

On a utilisé le rapport de sol remis par le laboratoire pour prendre en considération la qualité du sol sous marin et l'utiliser comme une base de données pour notre recherche.

A partir du rapport du sol on a pu déduire que la réalisation des quais se fait sur des sols de faible portance; Donc nous avons choisi une fondation de rideaux mixte (palplanches et pieux). Ce qui leur permet de supporter des fortes charges.

Pour cette raison, les calculs sont fait pour vérifier et ajuster les dimensions du quai, nous nous appuyons sur la méthode de Blum (poutre équivalente) pour effectuer l'ensemble de calculs.

Après avoir arrêté tous les calculs de base pour déterminer les dimensions des rideaux palplanches, on a pu calculer l'ancrage adapté pour notre quai et nous constatons ces remarques :

Les pieux n'ont pas besoin d'un ferrailage, ni au moins on utilise un ferrailage de forme (peau).

Des palplanches sont dimensionnés par l'assemblage de tous les efforts existant tel que (la poussée et la butée des terres, bollards, poussée due au surcharge d'exploitation, le marnage et chariot).

Des visites sur terrains sont organisées avec la collaboration des directions de port de Bejaia afin de visualiser la réalisation du projet et de mettre la théorie sur la pratique.

Le projet nous a sollicités à travailler sur le logiciel « ROBOT bat version 2017 » ce qui reste un acquis supplémentaire sur notre formation.

Durant la préparation de notre mémoire, on a consulté le règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA version 2008) qui été une nouveauté pour nous, ce dernier est considéré comme un guide important par tous les travaux d'ouvrage d'art.

Enfin ce travail a été une véritable découverte pour nous, un point de départ qui nous a appris d'avoir un petit aperçu dans le secteur des travaux maritimes.

Bibliographie

[1] <http://doc.lerm.fr/les-betons-mer/>.

[2] <https://www.google.com/search>.

[3] <https://www.infociments.fr/betons/prevention-des-phenomenes-decorrosion-des-armatures-en-acier-dans-le-beton>.

[4] solutions béton-les ouvrages en béton en site maritime.

[5] **CHAPON J (1982)** : «Travaux maritime» tome2 le milieu marin, le navire la navigation les ouvrages extérieurs des ports maritimes. Ed. Eyrolles Paris

[6] **S. Zamoume**, «Modélisation du comportement d'un quai sur pieux application a un quai du port Djen-Djen (Jijel)» ; mémoire master, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2015.

[7] <https://fr.wikipedia.org/wiki/Port>.

[8] **S. Alioua**, «Etude numérique du comportement des sols de la zone portuaire de Bejaia soumis à la sollicitation sismique (FLAC^{2D})» ; mémoire master, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2013.

[9] le monde de genie civil. Pratique le BTP facilement,

[10] **D. Caminade**, *Ouvrages de protection des côtes, Revue technique de l'ingénieur n°C4690*.

[11] **S. Aouchiche et T. Barkou**, «dimensionnement d'un quai en palplanche cas d'étude : quai poste 25 qui se situe au port de Bejaia» ; Mémoire master, Université Abderrahmane Mira-Bejaia, 2015.

[12] <http://univ-bejaia.dz/presentation-de-la-ville-de-bejaia>.

[13] <https://www.portdebejaia.dz/download/Brochure-EPB.pdf>.

[14] https://fr.wikipedia.org/wiki/Port_de_B%C3%A9ja%C3%AFa.

[15] <https://portdebejaia.dz/situation-geographique/>.

[16] <https://www.toutpourleforage.com/palplanches-ca-marche/>.

[17] **S. Aid, C. Chace, A. Modin et B. Vigouroux**, «Comment définir un soutènement par palplanches, ainsi que son moyen de mise en œuvre et tous ses coûts induits ?» ; Synthèse scientifique et technique, Ecole d'ingénieur du groupe ei. CESI, 2011.

[18] **SANGLERAT G, COSTET J**, cours pratiques de mécanique des sols, calcul des ouvrages, Ed. 2^{em} trimestre 1969. 1982.

[19] <https://www.paralia.fr/Files/087411pbenaissa.pdf>.

[20] Catalogue générale ; Arcelor Métallique (2006) : « Palplanche »

[21] **TABET H**. Les ouvrages d'accostages, notes de cours, Université du Havre

[22] **FANTEK**. Catalogue « défenses et systèmes d'accostage ». Ed. Trelleborg. 2002

- RRGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVERAGES D'ART «RPOA», 2008.

Les résultats géotechniques**ESSAIS IN SITU :****- SONDAGES CAROTTES :**

Sur site nous avons réalisé quatre (04) sondages carottés allant jusqu'à 40 m de profondeur, dont deux (02) sondage seront réalisés au niveau du quai de la Casbah et les deux

(02) autres au niveau du quai de la passe Casbah

- SONDAGES PRESSIOMETRIQUES :

La réalisation de deux (02) sondages pressiométriques, un sondage sera planté au milieu des sondages carottés sur le quai de la Casbah, et l'autre sur le quai de la Passe Casbah.

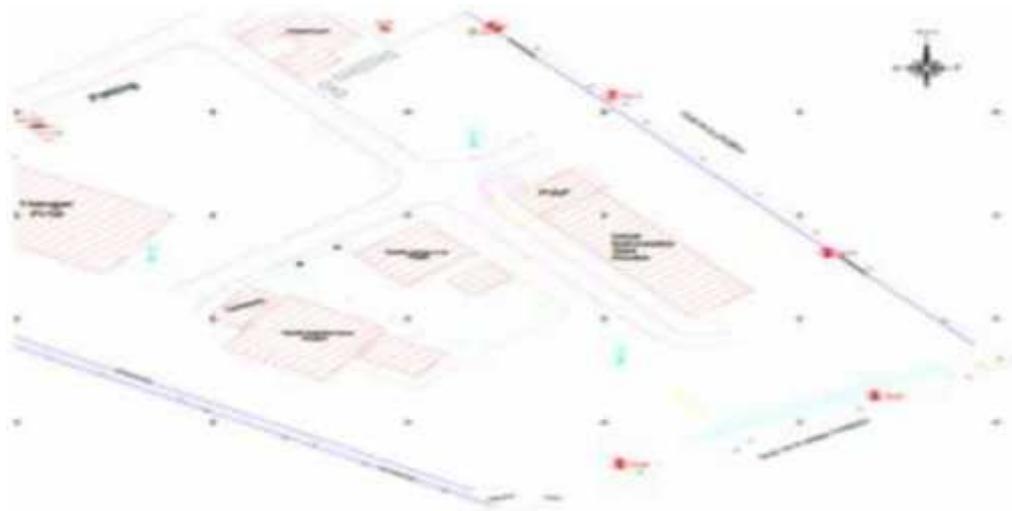


Figure A-1. La disposition des sondages carottés ;

Les résultats des essais in situ obtenus suite à l'exécution de la campagne géotechnique au niveau du site de projet : « quai de la CASBAH et quai de la Passe Casbah ».

Résultats des essais in situ

La coupe de sondage carotté (Sc1) montre les formations suivantes :

- 0.00 – 12.00m : Béton + remblais.
- 12.00 – 16.00m : Bloc de calcaires.
- 16.00 – 33.00m : Sols meubles et mous constitués de limons vaseux, argileux, et sableux et à débris de coquilles. Ces sols deviennent peu consistants entre 26 et 33m.
- 33.00 – 40.00m : Marnes altérées à blocs de marnes dures avec filonets de calcite de couleur grise.

Les coupes des sondages carottés (Sc2, Sc3 et Sc4) montrent que le site présente les formations suivantes :

- 0.00 – 15.00m : Béton + remblais.
- Sols meubles et mous constitués de limons vaseux, argileux, et sableux et à débris de coquilles.

- Marnes altérées à blocs de marnes dures avec filantes de calcite de couleur grise.

ESSAIS DE LABORATOIRE :

- Densité sèche t/m³ : 1.1.346 à 1.600 ;
- Densité humide t/m³ : 1.729 à 1.980 ;
- Teneur en eau Wn% : 19 à 39 ;
- Limite de liquidité Wl% : 33 à 58 ;
- Limite de plasticité Wp% : 17 à 29 ;
- Indice de plasticité Ip : 6 à 30 ;
- Angle de frottement u° : 14° à 35° ;
- Cohésion Cu (bars) : 0.018 à 0.383 ;
- Les marnes altérées ont les caractéristiques suivantes ;
- Densité sèche t/m³ : 1.367 à 1.391 ;
- Densité humide t/m³ : 1.84 à 2.00 ;
- Teneur en eau Wn% : 34 à 44 ;
- Angle de frottement u° : 25° à 45° ;
- Cohésion Cu (bars) : 0.4 à 0.9.

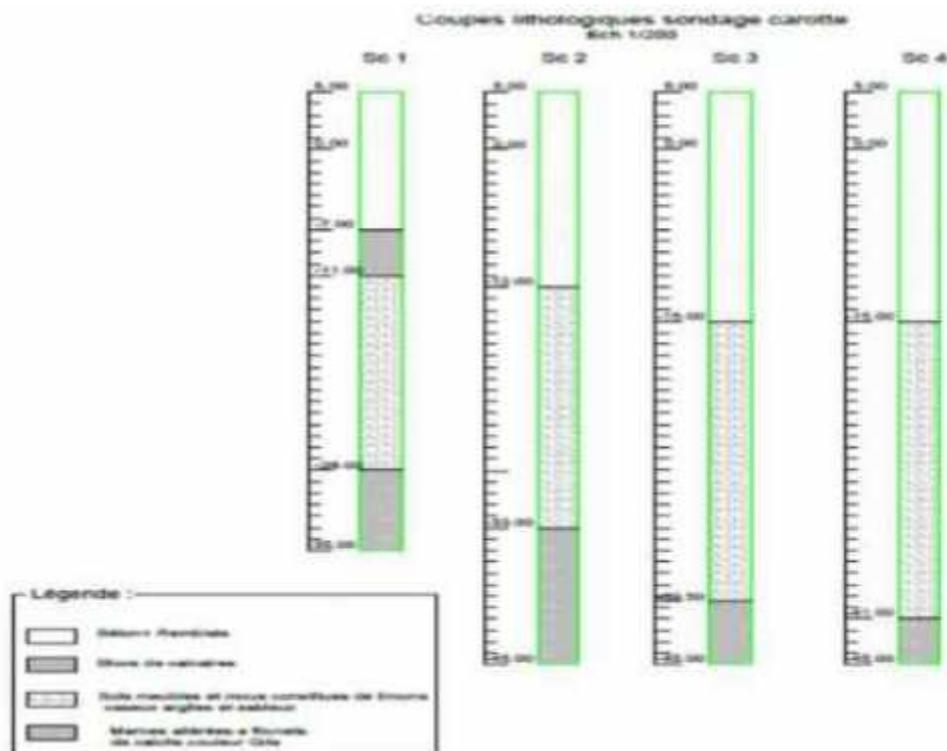


Figure A-2. Coupe lithologique sondage carotté ;



Figure A-3. Plan des réseaux ;

RAPPORT DE L'INSPECTION ET RECONNAISSANCES

POUR LES POSTES 12,13 ET 14

Dans le cadre du diagnostic et l'étude technique d'évaluation de la situation actuelle du quai de la Casbah poste 12, 13 et du quai de la Passe poste 14 du port de Bejaia, ces ouvrages portuaires présentent une complexité liée aux types de structures et aux modes de construction. L'agressivité liée au milieu maritime et à l'utilisation qui est faite des ouvrages induits des modes et des cinétiques de rupture et de dégradations spécifiques.

De plus, ces ouvrages présentent des conditions et des contraintes d'accès difficiles.

Dans le cadre de ses missions d'inspections et d'expertise ; le Laboratoire des Etudes Maritimes LEM d'Alger a effectué des inspections aérienne et sous-marine en s'appuyant sur un panel d'outils d'investigation. Il procédera à un examen de l'intégralité de la structure et fera le relevé de tous les désordres avec prise de photographies.

L'inspection de la totalité de la structure est mise en œuvre afin de détecter tous les signes de détérioration, et d'identifier toutes les sources potentielles de désordre.

ZONE DU PROJET ET DONNÉE

Il est à noter que la longueur du quai de la Casbah après le réalignement du quai central est de 244 ml, et celle du poste 14 est de 146,56 ml.

Au cours de l'année 2017 l'Entreprise Portuaire de Béjaia a inscrit dans son programme d'investissement la première phase du confortement du quai sur 28 ml et la réalisation du poste RO/RO à l'angle sur un linéaire de 30 mètres.

RESULTATS DE L'INSPECTION ET RECONNAISSANCES FAITES PAR LE LEM (levés de profils du quai de la casbah, et levé bathymétrique) :**1- DIAGNOSTIC DU QUAÏ DE LA CASBAH – POSTE 12 ET 13****Inspection aérienne**

-) État général de la surface de la dalle de couronnement en béton armé présente des dégradations superficielles.
-) Dégradation du béton en bordure du nez de quai avec apparition des aciers aux niveaux de certains endroits.
-) Défenses d'accostage (au nombre de 17) qui ne remplissent pas leur rôle en raison de leur conception qui n'est pas adaptée pour un quai qui reçoit des navires de grand tonnage.
-) Parement du quai présentant un déchaussement des pierres de maçonnerie constituant les blocs, avec présence de fissures et de petites cavités (photos n°01,02 et 03).
-) Des tirants d'eau réduits, conséquence de l'envasement des abords du quai.



Photo n°01 – Déchaussement de pierres de maçonnerie



Photo n°02 – Déchaussement du parement en maçonnerie avec présence fissures de petites cavités



Photo n°03 – Aperçu du parement du quai

Inspection sous-marine

L'inspection sous-marine par l'équipe de plongée sous-marine a permis de relever les dégradations et les anomalies suivantes:

-)] Présence de joints ouverts de haut en bas laissant apparaître des cavités
-)] Présence de cavités importantes au niveau du mur en maçonnerie le long du quai

-) Présence d'affouillement à divers endroits le long du poste 12 et 13
-) Détachement de moellons du bloc laissant apparaître des cavités le long du quai.
-) Empilement des blocs, moellons complètement détachés des blocs au niveau des postes 12 et 13.
-) Présence de cavités importantes sur le mur en maçonnerie du quai



Photo n°04 - Représentant un écartement des joints de haut en bas laissant apparaître des cavités au niveau du poste 12



Photo n°05 - Moellons qui se sont détachés du bloc laissant apparaître des cavités au niveau du poste 12

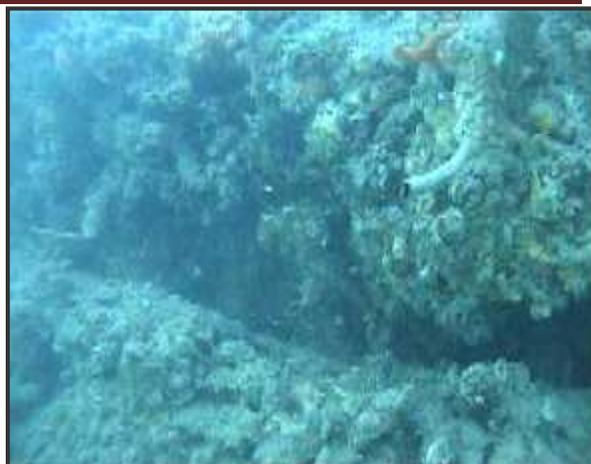
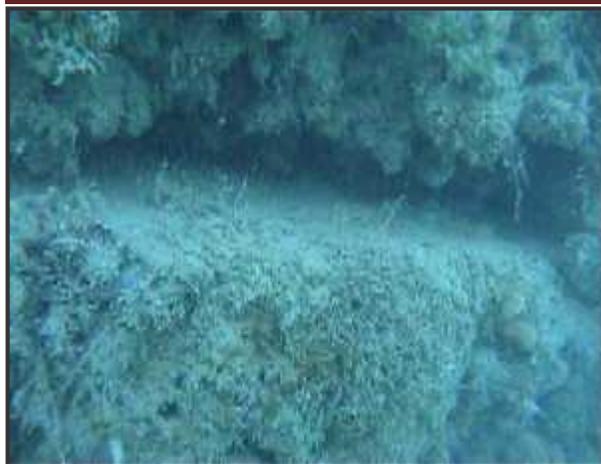


Photo n°06 - empilement des blocs, moellons complètement détachés des blocs au niveau du poste 13

2- DIAGNOSTIC DU QUAÏ DE LA PASSE – POSTE 14

Inspection aérienne

-) Présence de fissures profondes sur le quai en béton armé (photo n°07).
-) Cassure de la poutre en béton N°2 suite aux chocs des navires (photo n°8)
-) Dégradations du béton, au niveau du nez de quai avec apparition des aciers dans certains endroits, dues à des chocs de navires (photo n°09)
-) Toutes les défenses d'accostage (au nombre de 6) ne remplissent pas leur rôle en raison de leur conception qui n'est pas adaptée pour un quai qui reçoit des navires de grand tonnage.
-) La pose de ces défenses a entraîné la mise à nu des armatures du nez de quai pour pouvoir accrocher ces défenses aux armatures. Ce qui expose ces armatures aux intempéries.



Photo n° 07 - Fissure profonde sur toute la largeur d'un élément en béton du quai de la Passe – poste 14



Photo n°08 - Cassure de la poutre en béton n°2 du quai de la Passe – poste 14

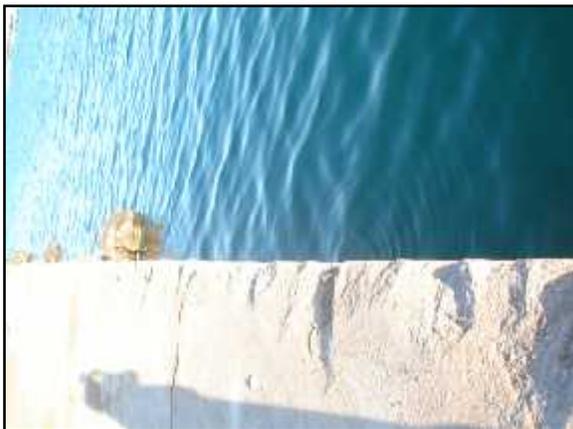


Photo n°09 - Dégradation du béton de nez de quai avec apparition des armatures

Inspection sous marine

L'inspection sous-marine a permis de relever les dégradations et les anomalies suivantes :

-) Présence de crevasses au niveau de certains endroits de la palplanche (photo n°10)
-) Dépôts de ferrailles, câbles électriques et autres au fond du quai (photo n°11)
-) Déformations d'ensemble dues aux tassements apparus lors du levé topographique,
-) Décalages ou disjonctions importants des blocs les uns par rapport aux autres.
-) Présence au niveau du parement en maçonnerie, notamment dans la partie immergée, d'un nombre important de cavernes et de cavités avec ouverture des joints entre piles de blocs

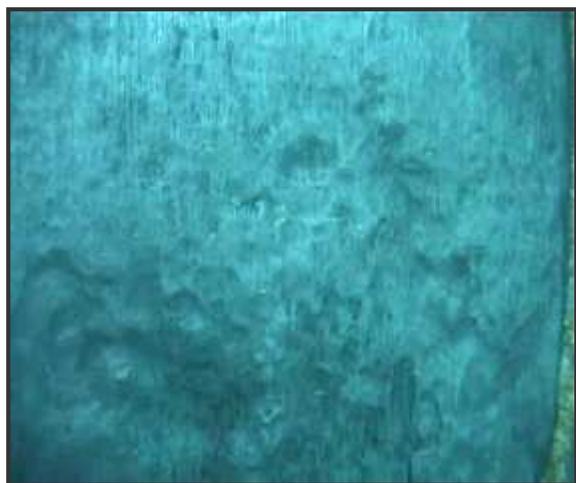


Photo n°10 - Présence de crevasses sur la surface de la palplanche



Photo n°11 - Ferrailles, câbles électriques reposent au fond du quai

DIMENSIONS ET PERFORMANCES DES DEFENSES CYLINDRIQUES						
$D_{ext} \times d_{int}$ (mm)	$D_{ext} \times d_{int}$	R (kN)	E (kNm)	P (kNm ²)	ε	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	258	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	205	574	0.363	1780

Figure C-1: 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

Figure C-2 : Choix du logeur de défense

BOLLARD SELECTION

Déplacement	Approx. bollard rating
Up to 2,000 tonnes	10 tonnes
2,000–10,000 tonnes	30 tonnes
10,000–20,000 tonnes	50 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

Figure C-3: Choix du bollard en fonction de déplacement;

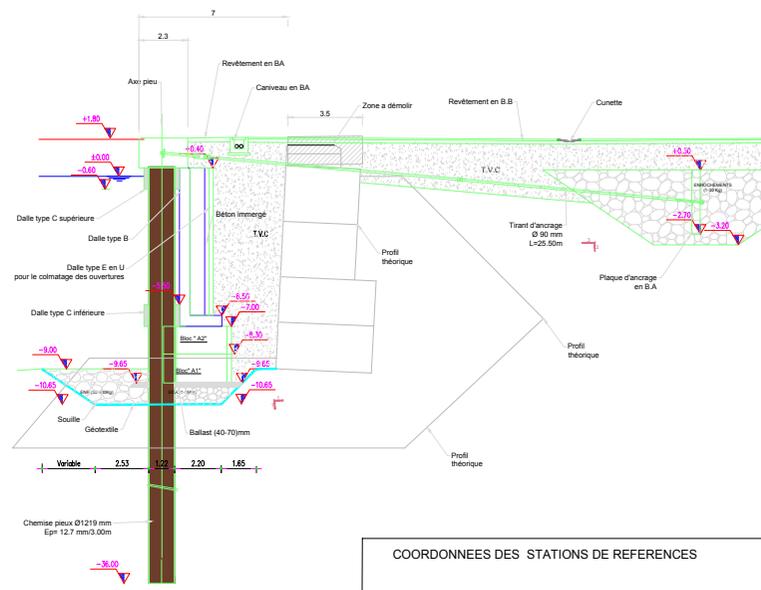
Tube	Dimensions tube		Palplanche intercalaire = AZ 25-800 - D				
	D	t	G ₈₀	G ₉₀	G ₁₀₀	I _{sys}	W _{sys}
	mm	mm	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	cm ⁴ /m	cm ³ /m
Dia. 884 x 10.0	884	10.0	132	148	165	134 580	3
Dia. 884 x 12.0	884	12.0	149	165	181	153 160	3 545
Dia. 884 x 14.0	884	14.0	165	181	198	171 470	3 970
Dia. 914 x 10.0	914	10.0	134	150	166	149 650	3 275
Dia. 914 x 12.0	914	12.0	152	167	183	171 310	3 750
Dia. 914 x 14.0	914	14.0	169	184	200	192 680	4 215
Dia. 1016 x 12.0	1 016	12.0	157	172	188	213 770	4 210
Dia. 1016 x 14.0	1 016	14.0	175	191	208	242 250	4 770
Dia. 1016 x 16.0	1 016	16.0	193	209	224	270 380	5 320
Dia. 1219 x 14.0	1 219	14.0	187	202	216	367 190	6 025
Dia. 1219 x 16.0	1 219	16.0	208	222	236	413 040	6 775
Dia. 1219 x 18.0	1 219	18.0	228	242	256	458 440	7 520
Dia. 1422 x 16.0	1 422	16.0	220	233	247	597 550	8 405
Dia. 1422 x 18.0	1 422	18.0	242	255	269	665 690	9 385
Dia. 1422 x 20.0	1 422	20.0	264	278	291	733 250	10 315
Dia. 1524 x 16.0	1 524	16.0	226	238	251	708 680	9 275
Dia. 1524 x 18.0	1 524	18.0	249	261	274	788 250	10 345
Dia. 1524 x 20.6	1 524	20.6	279	291	304	893 350	11 725
Dia. 1626 x 18.0	1 626	18.0	255	267	280	923 420	11 380
Dia. 1626 x 20.0	1 626	20.0	279	291	303	1 019 140	12 535
Dia. 1626 x 22.2	1 626	22.2	305	317	330	1 123 590	13 820
Dia. 1829 x 18.0	1 829	18.0	266	277	289	1 230 700	13 480
Dia. 1829 x 20.0	1 829	20.0	291	303	315	1 360 020	14 870
Dia. 1829 x 22.0	1 829	22.0	316	328	340	1 488 480	16 275
Dia. 2032 x 20.0	2 032	20.0	302	313	324	1 758 570	17 310
Dia. 2032 x 22.0	2 032	22.0	329	340	351	1 926 220	18 980
Dia. 2032 x 24.0	2 032	24.0	355	366	377	2 092 850	20 600

Figure C-4 : choix des tubes des pieux ;

PLAN DE MASSE
Ech 1/500



Coupe A-A
Ech 1/100



COORDONNEES DES STATIONS DE REFERENCES

N°St	X(utm)	Y(utm)	Z(NGA)
STCS1	686119.42	4069179.62	1.67
STCS2	686131.33	4069155.99	1.99
STCS3	686144.00	4069140.28	2.02

PARAMETRES GEODESIQUES :

SYSTEME DE COORDONNEES		WGS84
SYSTEME GEODESIQUE		WGS84
ELLIPSOIDE		WGS84
Demi grand axe		6 378 137.000 m
Aplatissement		f=1/298.257 223 863
PROJECTION		Universal Transverse Mercator
Zone		31 Nord
Longitude Origine		00°10'07.000 Est (Zone 31)
Latitude Origine		00°00'00.000 Nord
Constante Est		500 000.0000 m
Constante Nord		0.0000 m
Facteur d'echelle		0.999600000

NOTE
 * Topographie : référence - NGA - (Côtes en mètres)
 * Bathymétrie : référence - NGA - (Côtes en mètres)

