République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Etude de rempiètement et reprise des dégradations des deux quais Casbah et Passe Casbah du port commercial de BEJAIA

Présenté par :

MALEK MELISSA

Encadré par :

LAKHDARI BOUDJEMAA

RAHMANI DAOUD

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

Je remercie tout d'abord le « Dieu Tout Puissant » de m'avoir donné la santé, la patience et la volonté afin de réaliser ce modeste travail.

En second lieu je tiens à remercier mes chers parents et mes deux frères d'avoir offert tout ce dont j'ai besoin pour être toujours à la hauteur et réussir dans mes études.

Mes sincères remerciements vont à mes encadreurs **Mr LAKHDARI** et **Mr RAHMANI** pour leur disponibilité, leurs précieux conseils et motivations qui m'ont guidé sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.

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 avions eu besoin, ainsi que pour ces sacrifices et ces connaissances partagées avec nous., ainsi tout l'organisme de LEM.

Je remercie tout le personnel de la DTP de Bejaia, particulièrement, l'équipe « maritimes et aérodromes » **Mr ABDELFATTEH**, **Mme MEZIANI** pour leurs disponibilités et leur patience durant toute la période du stage,

Je remercie **Mr KHOUFACHE** pour sa disponibilité ainsi tout le personnel de l'Entreprise Portuaire de BEJAIA.

Je remercie le gérant de l'entreprise ETPBH, **Mr BOUZIDA** ainsi **Mr REMILA** ; je remercie aussi **Mme HANIFI**.

Je remercie les membres du jury d'avoir honoré par leur présence à ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Je tiens à remercier également tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, spécialement, ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation, par leurs précieux conseils techniques et pour le temps mis à notre disposition.

Dédicace

Tout d’abord, je tiens à remercier Dieu clément et miséricordieux de m’avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce travail à :

A MES CHERS PARENTS qui m’ont donné le meilleur d’eux-mêmes pour mon éducation mais aussi pour leur précieux soutien durant toute ma vie.

A mes frères YOUCEF et SAMIR.

Ma grande famille, mes chers amis, pour leur permanente présence à mes côtés durant toute mon existence.

A tous ceux qui ont participé à ma formation académique.

Et enfin à tous ceux qui en seront honorés.

Résumé :

Dans le cadre de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Travaux Publics, j'ai choisi pour mon projet de fin d'études, un thème relatif à ingénierie portuaire.

J'ai travaillé sur l'étude de rempiètement et reprises des dégradations des deux quais Casbah et Passe Casbah au port commercial de Bejaia, proposé par la direction des travaux publics de la wilaya de Bejaia.

Ce modeste travail a été effectué dans un cadre professionnel qui a comme vocation, la mise en application de l'ensemble des connaissances acquises au cours des années d'études à l'ENSTP. J'ai entamé ce projet avec une collecte de données sur le milieu marin, météorologiques, océanographiques ainsi que sur les ouvrages portuaires.

Trois variantes ont été proposé, grâce à l'analyse multicritère j'ai pu choisir la variante la plus optimale et plus adapté à ce projet. J'ai pu définir la fiche ainsi que le type de rideau de palplanche qui convient. Enfin, je termine par une étude de la poutre de couronnement et la méthodologie d'exécution d'un pieu foré simple.

Pour l'obtention du diplôme de Master, un chapitre a été consacré à une recherche bibliographique portant sur la protection cathodique.

Mot clé : quai, rempiètement, rideau, pieu, palplanche, fiche, protection cathodique, anode, corrosion ;

Abstract:

Within the framework of obtaining the diploma of State Engineer in Public Works, I chose port and maritime engineering as a theme for my diploma thesis.

I worked on the "encroachment" study and resumption of the degradations of the two wharfs Casbah and Passe Casbah at the commercial port of Bejaia, proposed by the direction of public works of Bejaia.

This modest work was carried out in a professional framework which has for vocation, the application of all the knowledge acquired during my previous years of study at the ENSTP school. I started this project with a collection of information on the marine environment as well as the port works, after that, a collection of meteorological and oceanographic data was made. Three variants were proposed, due to multicriteria analysis, I was able to choose the most optimal and most suitable variant for this project. I was able to define the sheet and the type of sheet pile curtain that was appropriate. Finally, I close with a study of the crowning beam and the methodology for performing a single bored pile.

To obtain the Master's degree, a chapter was devoted to research on cathodic protection.

Keyword: wharf, "encroachment", curtain, pile, sheet pile, sheet, cathodic protection, anode, corrosion.

ملخص:

في إطار سعينا للحصول على شهادة مهندس دولة في الأشغال لاعمومية اخترنا كموضوع لمذكرتي الهندسة الساحلية. حيث عملت على دراسة تجديد رصيف القصبة وممرالقصبة واستئناف التدهورعلى مستوى هذه لاهياكل في الميناء التجاري لبجاية و الذي اقترحته مديرية الاشغال العمومية لولاية بجاية.

يهدف عملي المتواضع إلى تطبيق المعارف المكتسبة خلال سنوات الدراسة. بدأت العمل على المشروع من خلال جمع البيانات والمعلومات العامة عن البيئة البحرية والهياكل البحرية ثم البيانات المتعلقة بمنطقة الدراسة من حيث الارصاد الجوية والبحرية والجيوتقني.

تم اقتراح ثلاثة متغيرات ، بفضل التحليل متعدد المعايير ، تمكنا من اختيار الخيار الأمثل والأكثر ملاءمة لهذا المشروع. تمكنت من تحديد الورقة وكذلك نوع ستارة الوبر المناسبة. أخيرًا ، أختتم بدراسة عارضة التتويج ومنهجية أداء ركازة حفر بسيطة.

للحصول على الماستر ، تم تخصيص فصل للبحث في الحماية الكاثودية.

الكلمات الرئيسية: رصيف ، زحف ، ستارة ، ركازة ، ركازة ورقة ، ورقةِتآكل .

Table des matières

Sommaire I

Liste des figures IX

Liste des tableaux XII

Liste des abréviations XV

INTRODUCTION GENERALE……1

CHAPITRE M PROTECTION CATHODIQUE

M.1. INTRODUCTION……2

M.2. CORROSION ……2

M.2.1. Définition de la corrosion……2

M.2.2. Processus de la corrosion……3

M.2.3. Facteurs de la corrosion……3

M.2.4. Diagramme de POURBAIX……3

M.2.5. Types de corrosion……4

M.2.5.1. Corrosion uniforme……4

M.2.5.2. Corrosion galvanique……5

M.2.5.3. Corrosion par piqûres……5

M.2.5.4. Corrosion sélective……5

M.2.5.5. Corrosion par aération différentielle……5

M.2.5.6. Piles géologiques……5

M.2.5.7. Corrosion par courant vagabond……5

M.2.6. Solutions adoptés pour la corrosion……5

M.3. PROTECTION CATHODIQUE……6

M.3.1. Définition de la protection cathodique……6

M.3.2. Principe de la protection cathodique……6

M.4. PROTECTION DES OUVRAGES MARIN……8

M.4.1. Mise en œuvre des anodes sacrificielles……8

M.4.2. Mise en œuvre des anodes par courant imposé……9

M.5. DIMENSIONEMENT DE LA PROTECTION CATHODIQUE……10

M.5.1. Données de base de l'ouvrage à étudier……10

M.5.1.1. Caractéristiques du milieu marin……...……10
M.5.1.2. Surface à protéger……...……10
M.5.1.3. Densité du courant……..……11
M.5.2. Calcul du besoin en courant……12
M.5.3. Calcul de la masse anodique totale……..12
M.5.4. Spécifications des anodes sacrificielles utilisées……..13
M.6. CONCLUSION……14
CHAPITRE I GENERALITES SUR LE MILEIU MARIN
I.1. INTRODUCTION…….....15
I.2. GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER…….……15
I.2.1. Les mouvements ondulatoires…….……..15
I.2.1.1. La houle……..……15
I.2.1.1.1. Caractéristiques de la houle……15
I.2.1.1.2. Déformations de la houle……16
I.2.1.2. La marée……16
I.2.1.3. Les seiches……..17
I.2.2. Les courants……..17
I.2.2.1. Les courants généraux……..……..17
I.2.2.2. Les courants de marée……..…….....17
I..2.2.3. Les courants de houle……..……..18
I.2.2.4. Les courants côtiers……..……..18
I.3. CONCLUSION……...18
CHAPITRE II GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES
II.1. INTRODUCTION……19
II.2. DEFINITION D'UN PORT…….……..19
II.3. ROLES DES PORTS…….……19
II.3.1. Rôle économique……19
II.3.2. Rôle physique……..20
II.4. TYPES DE PORTS……20
II.4.1. Classification par fonctions principales……..20
II.4.2. Classification par implantation géographique…….....20

II.5. PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES DES PORTS MARITIMES……..……21
II.5.1. Les ouvrages extérieurs……...21
II.5.1.1. Les digues……...21
II.5.1.1.1. Digues à talus…….21
II.5.1.1.2. Digues verticales……21
II.5.1.1.3. Digues mixtes…….21
II.5.1.1.4. Digues spéciales…….22
II.5.1.2. Les jetées……..22
II.5.2. Les ouvrages intérieurs……23
II.5.2.1. Les ouvrages de protections et d'accès……23
II.5.2.2. Les plans d'eau…….23
II.5.2.3. Les ouvrages d'accostages……...23
II.5.2.3.1. Les ducs d'albe……..……..23
II.5.2.3.2. Les appontements……..……..24
II.5.2.3.3. Les quais…….....……...24
II.6. CONCLUSION……..25
CHAPITRE III PRESENTATION DU PROJET ET COLLECTE DES DONNEES
III.1. INTRODUCTION……26
III.2. PORT DE BEJAIA……...26
III.2.1. Historique…….26
III.2.2. Situation géographique…….26
III.2.3. Infrastructure……27
III.3. PRESENTATION DU PROJET……..27
III.3.1. Objectif du projet……..27
III.3.2. Situation du projet…….27
III.3.2.1. Quais de la Casbah……..28
III.3.2.1.1. Données physiques……...28
III.3.2.1.2. Données sur les navires fréquentant le quai…….28
III.3.2.1.3. Données sur les équipements……28
III.3.2.1.4. Données relatives à l'exploitations……...28

III.3.2.2. Quai de la Passe Casbah…….29
III.3.2.2.1. Données physiques……...29
III.3.2.2.2. Données sur les navires fréquentant le quai…….29
III.3.2.2.3. Données sur les équipements……29
III.3.2.2.4. Données relatives à l'exploitations……...29
III.4. COOLECTE DES DONNEES…….30
III.4.1. Données métrologiques……30
III.4.1.1. Climat et pluviométrie……30
III.4.1.2. Les vents…….30
III.4.2. Données océanographique……30
III.4.2.1. Marée et les variations du niveau d'eau..……30
III.4.2.2. Agitation au niveau du site du projet……..30
III.4.3. Données sismiques……...31
III.4.4. Données physiques……...31
III.4.4.1. Données géologiques…….31
III.4.4.2. Données géotechniques…….32
III.4.2.2.1. Essais in situe…….32
III.4.2.2.2. Essais au laboratoires…….32
III.5. CONCLUSION……32
CHAPITRES IV REPRISE DES DEGRADATIONS ET CHOIX DE LA VARIANTE
IV.1. INTRODUCTION……33
IV.2. ETAT ACTUEL DES QUAIS……..33
IV.2.1. Reprises des dégradations……33
IV.2.1.1. Quai de la Casbah……..34
IV.2.1.1.1. Dégradation de la partie aérienne……34
IV.2.1.1.2. Dégradation de la partie sous-marine…….34
IV.2.1.2. Quai de la Passe Casbah……35
IV.2.1.2.1. Dégradation de la partie aérienne……..……35
IV.2.1.2.2. Dégradation de la partie sous-marine…….36
IV.3. BILAN D'ACTIVITES DES QUAIS ACTUELS……...36

IV.4. VARIANTES PROPOSEES……37
IV.4.1. Quai en bloc……37
IV.4.2. Quai en palplanches……37
IV.4.3. Quai mixte……38
IV.5. CHOIX DE LA VARIANTE……...38
IV.6. CONCLUSION……39
CHAPITRE V PRE-DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE
V.1. INTRODUCTION……40
V.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES QUAIS……..40
V.2.1. Navire du projet……..40
V.2.1.1. Quai de la Casbah……40
V.2.1.1.1. Hauteur du quai……40
V.2.1.1.2. Longueur du quai……41
V.2.1.1.3. Largeur du quai……41
V.2.1.2. Quai de la Passe Casbah……41
V.2.1.2.1. Hauteur du quai……42
V.2.1.2.2. Longueur du quai……42
V.2.1.2.3. Largeur du quai……42
V.2.2. Le plot……42
V.2.2.1. Le joint……...42
V.2.2.2. Plateforme (poutre de couronnement)……42
V.2.3. Dragage……...43
V.2.4. Equipements d'un quai……...43
V.2.4.1. Bollard……...43
V.2.4.2. Défense……..43
V.2.4.3. Echelle de sécurité……44
V.3. LES EFFORTS AGISSANTS SUR UN QUAI……44
V.3.1. Charges et surcharges……44
V.3.2. Efforts horizontaux……44
V.3.2.1. Effort d'accostage……..44

V.3.2.2. Effort dans le bollard…….48
V.3.2.3. Poussée hydrodynamique……..48
V.3.2.4. Poussée hydrostatique dû au marnage……50
V.3.2.5. Poussées et butées des terres…….51
V.3.2.6. Poussée due à un chariot pour conteneurs de 40 pieds…….....55
V.3.2.7. Effort dû au séisme……...56
V.3.3. Efforts verticaux……...57
V.3.3.1. Poids propre des éléments du quai…….57
V.3.3.2. Surcharges d'exploitation…….57
V.4. COCLUSION……...59

CHAPITRE VI LES RIDEAUX DE PALPLANCHES

VI.1. INTRODUCTION……...60
VI.2. GENERALITES SUR LES PALPALANCHES……60
VI.2.1. Définition de la palplanche……..60
VI.2.2. Différents types de palplanches……...60
VI.2.3. But d'un soutènement pas un rideau de palplanches……...61
VI.2.4. Principe de fonctionnement……61
VI.2.5. Synthèse et comparaison entre les types de palplanches……61
VI.2.6. Choix du type de palplanche……....61
VI.2.6.1. Mise en œuvre et profilés……61
VI.2.6.2. Les différentes méthodes de mise en place……..62
VI.2.6.3. Utilisation et placement……...62
VI.2.6.4. Différents profilés de palplanches en acier……..62
VI.2.7. Types de rideaux de palplanches……62
VI.2.7.1. Rideaux mixtes (Rideau à fort module type HZ/AZ)……..62
VI.2.7.2. Les palplanches plates……63
VI.2.7.3. Les rideaux mixtes tubes ou en caissons……63
VI.2.8. Système de raccord……..64
VI.3. DIMENSIONNEMNT DE TYPE DE PALPLANCHE……..64
VI.3.1. Les trois phases principales d'étude d'un rideau en palplanche……..64

VI.3.2. Méthode de calcul des palplanches……..64
VI.3.3. Reconnaissance avant dimensionnement…….64
VI.3.4. L'objectif du dimensionnement……65
VI.3.5. Présentation du modèle de BLUM……65
VI.3.6. Principe de la poutre équivalente……..65
VI.3.7. Détermination de l'effort dans le tirant et de la fiche……66
VI.3.8. Choix d'une palplanche et vérification……..66
VI.4. CALCUL DE LA FICHE D'ANCRAGE DE LA PALPLANCHE……66
VI.4.1. Calcul des sollicitations……67
VI.4.1.1. Quai de la Casbah……68
VI.4.1.2. Quai de la Passe Casbah……..74
VI.5. CONCLUSION……81
CHAPITRE VII CALCUL DU RIDEAU D'ANCRAGE
VII.1. INTRODUCTION……..82
VII.2. HYPOTHESES DE CALCUL…….……...82
VII.3. METHODE DE CALCUL…….……82
VII.3.1. Calcul de la hauteur du rideau d'ancrage…….…...83
VII.3.2. Calcul de la position du rideau d'ancrage…….……..85
VII.3.3. Détermination de la position d'ancrage…….……86
VII.3.3.1. Méthode de calcul…….……86
VII.3.3.2. Calcul de la position d'ancrage…….……87
VII.3.4. Tirants d'ancrage…….…….88
VII.3.4.1. Calcul des tirants…….……..88
VII.3.4.2. Système d'attache……90
VII.4. CONCLUSION……...90
CHAPITRE VIII POUTRE DE COURONNEMENT
VIII.1. INTRODUCTION……91
VIII.2. LES EFFORTS AGISSANT SUR LA POUTRE DE COURONNEMENT……91
VIII.2.1. Efforts verticaux……..…91
VIII.2.1. Efforts horizontaux……..91

VIII.3. MODELISATION DE LA DALLE DE COURONNEMENT……92
VIII.4. CONCLUSION……92
CHAPITRE IX METHODOLOGIE D'EXECUTION DES PIEUX FORES SIMPLES
IX.1. INTRODUCTION……...93
IX.2 DEFINITION D'UN PIEU……...93
IX.3. PRINCIPAUX TYPES DE PIEUX……93
IX.3.1. Classification suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu……93
IX.3.2. Principes d'exécution des différents types de pieux……93
IX.4. METHODOLOGIE DE REALISTION DES PIEUX FORES SIMPLE……94
IX.4.1. Implantation……..94
IX.4.2. Pré-dragage de l'emprise des travaux……...94
IX.4.3. Mise en fiche des pieux……94
IX.4.3.1. Préparation des tubes métalliques……94
IX.4.3.2. Battage des pieux et recépage……..95
IX.4.3.3. Battage des chemises supplémentaires et mise en place d'une passerelle…...95
IX.4.3.4. Forage, curage et bétonnage des pieux……95
IX.4.3.4.1. Forage et curage des pieux…….95
IX.4.3.4.2. Mise en place d'armature et bétonnage des pieux…….95
IX.5. CONCLUSION……96
CONCULSION GENERALE……97
BIBLIOGRAPHIE .
ANNEXE .
ANNEXE A……...…..RECONNAISSANCES GOETECHNIQUES
ANNEXE B……..…RIDEAUX DE PALPLANCHES
ANNEXE C…….POUTRE DE COURONNEMENT
ANNEXE D……METHODOLOGIE D'EXECUTIONS DES PIEUX FORES SIMPLES

Listes des figures

CHAPITRES M PROTECTION CATHODIQUE

Figure M-1. Image illustrative de la corrosion……2

Figure M-2. Diagramme de POURBAIX…….....4

Figure M-3. Protection cathodique par courant imposé……..6

Figure M-4. Anodes fixées sur pieux……..7

Figure M-5. Anodes sacrificielles ou galvaniques……..7

Figure M-6. Cliché des anodes posées…….....9

Figure M-7. Fixation des anodes…….9

Figure M-8. Coupe transversale du pieu.....11

Figure M-9. La position des anodes sur le pieu……13

CHAPITRE I GENERALITES SUR LE MILEU MARIN

Figure I-1. Propagation de la houle……16

Figure I-2. Phénomène de la marée……..17

CHAPITRE II GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES

Figure II-1. Port de Bejaia…….……....19

Figure II-2. Coupe-type d'une digue à talus…….……....21

Figure II-3. Coupe-type d'une digue verticale……..….....21

Figure II-4. Coupe-type d'une digue mixte……....22

Figure II-5. Les rideaux de bulles d'air……..22

Figure II-6. Les jetées de l'abri de pêche Honaine en Algérie…… ;;…….23

Figure II-7. Ducs d'Albe……24

Figure II-8. Exemple d'un appontement……24

Figure II-9. Quai en palplanches……25

CHAPITRE III PRESENTATION DU PROJET ET COLLECTE DES DONNEES

Figure III-1. Image satellitaire du port de Bejaia…….…….26

Figure III-2. Plan d'implantation du site du projet...…….…….27

Figure III-3. Coupe théorique du quai Casbah…….……..28

Figure III-4. Coupe théorique du quai de la Passe Casbah…….……29

Figure III-5. Carte de zonage sismique du territoire national……..……..31

CHAPITRE IV REPRISE DES DEGRADATIONS ET CHOIX DE LA VARIANTE

Figure IV-1. Les dégradions observée aux niveaux des quais……33

Figure IV-2. Fissuration, scarification et tassement du béton……34

Figure IV-3. Présence de fissures……..34

Figure IV-4. Présence de cavités…….35

Figure IV-5. Présence de 2 Fissures dont une très profonde…….35

Figure IV-6. Saignée affectant la face supérieure……..36

Figure IV-7. Variante1 : quai en blocs……...37

Figure IV-8. Variante2 : quai en palplanches……37

Figure IV-9. Variante3 : quai mixte……..38

CHAPITRE V PRE-DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Figure V-1. Bollard…… ……..…….……43

Figure V-2. Défense……..……..……..43

Figure V-3. Echelle de sécurité……..……..……..44

Figure V-4. Dimensions de la défense……..……...…..47

Figure V-5. Poussée hydrodynamique……...……..……..49

Figure V-6. Poussé hydrostatique dû au marnage pour le quai de la Casbah……..……51

Figure V-7. Valeurs de (δ) d'après Schlosser……..……..…52

Figure V-8. Coupe de sol de quai de la Casbah……..……52

Figure V-9. Coupe de sol de quai de la Passe Casbah…….……54

Figure V-10. Poussée du au chariot élévateur……55

Figure V-11. Vue en plan de la poussée……56

Figure V-12. Coupes longitudinale d'un plot……57

Figure V-13. La vue en plan d'un plot……57

CHAPITRE VI LES RIDEAUX DE PALPLANCHES

Figure VI-1. Image représentant un rideau de palplanche *au* port de Bejaia……60

Figure VI-2. Les éléments constitutifs d'une palplanche double……..…...…..61

Figure VI-3. Les différents profils de palplanches en acier……..62

Figure VI-4. Images pour des rideaux de palplanche type HZ/AZ au niveau du port de Bejaia……63

Figure VI-5. Exemple de rideau mixte tube et de caisson…….……..……63

Figure VI-6. Modélisation de Blum, d'après Schlosser…….……65

Figure VI-7. Résolution par la méthode de la poutre équivalente, d'après Balaÿ…….……66

Figure VI-8. Relation entre la cote du point de flexion nulle et l'angle de frottement interne……67

Figure VI-9. Images illustratives sur le rideau mixte……74

CHAPITRE VII CALCUL DU RIDEAU D'ENCRAGE

Figure VII-1. Rideau d'encrage continue peu profond…….……..83

Figure VII-2. Diagramme des contraintes poussées butée des terres……..……83

Figure VII-3. Position d'ancrage……...…...85

Figure VII-4. Prisme de butée du rideau d'ancrage……..……...…...…..86

Figure VII-5. Position de l'ancrage par rapport au mur de quai…….……..…...87

Figure VII-6. Tirant d'ancrage……..…….…..……..88

Figure VII-7. L'inclinaison du tirant……..……..89

Figure VII-8. Articulation du tirant……...……...…..……90

CHAPITRE VIII POUTRE DE COURONNEMENT

Figure VIII-1. Cliché pris depuis ROBOT…….……...…92

CHAPITRE IX METHODOLOGIE D'EXECUTION DES PIEUX FORES SIMPLES

Figure IX-1. Image illustrative d'un pieu……...……..93

Liste des tableaux

CHAPITRES M PROTECTION CATHODIQUE

Tableau M-1. Facteurs de corrosion……3

Tableau M-2. Solutions de la corrosion……..……..5

Tableau M-3. Comparaison des deux systèmes…….……..8

Tableau M-4. Caractéristiques principale du Poste RO-RO……..……11

Tableau M-5. Courant de protection des pieux…….……12

Tableau M-6. Tableau de quantité……13

CHAPITRE III PRESENTATION DU PROJET ET COLLECTE DES DONNEES

Tableau III-1. Les différents quais du port de Bejaia…….……27

Tableau III-2. Les équipements du quai de la Casbah……28

Tableau III-3. Les équipements du quai de la Passe Casbah…… ……29

Tableau III-4. Niveaux d'eau le long de la cote algérienne……30

Tableau III-5. Coefficient d'accélération de zone A……..…..……..31

CHAPITRE IV REPRISE DES DEGRADATIONS ET CHOIX DE LA VARIANTE

Tableau IV-1. Bilan d'activités des quais pour le mois de Mars 2020 en Dinars……36

Tableau IV-2. Etude multicritère……...……39

CHAPITRE V PRE-DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Tableau V-1. Caractéristique du navire du quai de la Casbah……...……40

Tableau V-2. Caractéristique du navire du quai de la Passe Casbah…….……41

Tableau V-3. Dimensions des défenses……..……..……47

Tableau V-4. Résultats de l'effort d'accostages des deux quais…….…...……47

Tableau V-5. Récapitulation de l'effort d'amarrage ……..…...……48

Tableau V-6. Récapitulation de la poussée hydrodynamique……49

Tableau V-7. Récapitulation de la poussée hydrostatique……...…….……51

Tableau V-8. Résultats des contraintes dû à la poussée des terres (Cas statique) pour quai Casbah……..53

Tableau V-9. Résultats des contraintes dû à la poussée des terres (Cas dynamique) pour quai Casbah ……..53

Tableau V-10. Résultats des contraintes dû à la poussée des terres (Cas statique) pour quai Passe Casbah…….……..53
Tableau V-11. Résultats des contraintes dû à la poussée des terres (Cas dynamique) pour quai Passe Casbah…….……54

Tableau V-12. Charges et dimensions des roues du chariot……..……...……..……55

Tableau V-13. Poussées dus aux chariot des deux quais……..…….55

Tableau V-14. Résultats des contraintes dû au surcharges (Cas statique) pour quai Casbah ……..…….58

Tableau V-15. Résultats des contraintes dû au surcharges (Cas dynamique) pour quai Casbah ……..…… ..…….58

Tableau V-16. Résultats des contraintes dû au surcharges (Cas statique) pour quai Passe Casbah……..…….59

Tableau V-17. Résultats des contraintes dû au surcharges (Cas dynamique) pour quai Passe Casbah……..…….59

CHAPITRE VI LES RIDEAUX DE PALPLANCHES

Tableau VI-1. Combinaisons de charges……..….67

Tableau VI-2. Récapitulation des sollicitations combinés (Cas statique) en ELU pour quai Casbah …….68

Tableau VI-3. Cas 1 en l'ELU (cas statique) du quai Casbah……..……..68

Tableau VI-4. Cas 1 à l'ELU partie (L_{IO}) (cas statique) pour quai Casbah……...……..69

Tableau VI-5. Récapitulation des sollicitations combinés en ELA pour le quai Casbah……..70

Tableau VI-6. Cas1 en l'ELU (cas dynamique) pour quai Casbah……71

Tableau VI-7. Cas 1 à l'ELU partie (L_{IO}) (cas dynamique) pour quai Casbah……...….71

Tableau VI-8. Récapitulation des sollicitations combinés en ELS pour le quai Casbah……...72

Tableau VI-9. Cas 1 en ELS pour quai Casbah……73

Tableau VI-10. Récapitulation des sollicitations combinés (Cas statique) en ELU pour quai Passe Casbah……75
Tableau VI-11. Cas 1 en l'ELU (cas statique) pour quai Passe Casbah……75

Tableau VI-12. Cas 1 à l'ELU partie (L_{IO}) (cas dynamique) pour quai Passe Casbah……..76

Tableau VI-13. Récapitulation des sollicitations combinés en ELA pour le quai Passe Casbah.77

Tableau VI-14. Cas 1 en ELU (cas dynamique) pour quai Passe Casbah……77

Tableau VI-15. Cas 1 à l'ELU partie (L_{IO}) (cas dynamique) pour quai Passe Casbah……..78

Tableau VI-16. Récapitulation des sollicitations combiné à l'ELS pour quai Passe Casbah….79

Tableau VI-17. Cas 1 en ELS pour quai Passe Casbah…….……..79

Tableau VI-18. Cas 1 à l'ELS partie (L_{IO}) pour quai Passe Casbah……..……..80

CHAPITRE VII CALCUL DU RIDEAU D'ANCRAGE

Tableau VII-1. Récapitulatif des résultats…….……...……..86

Tableau VII-2. Résultats du calcul des tirants……..……..……89

CHAPITRE VIII POUTRE DE COURONNEMENT

Tableau VIII-1. Poussée des terres et surcharges……...……..…..91

Liste d'abréviations

d : la densité (mA/m²).

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

λ (°) : Inclinaison du mur (rideau) sur la verticale.

φ (°) : Angle de frottement interne.

C (t/m^3) : Cohésion du sol.

δ (°) : Angle de frottement sol-écran (rideau).

γ (t/m^3) : Poids spécifique du sol hors d'eau.

γ' (t/m^3) : Poids spécifique déjaugé.

γ_w (t/m^3) : Masse volumique de l'eau de mer (dans notre cas).

Ka : Coefficient de poussé actif des terres.

Kp : Coefficient du buté passif des terres.

q : Surcharge de la couche situé au-dessus de la couche étudié (t/m²).

σ_v : Contrainte verticale des terres (t/m²).

σ_h : Contrainte horizontale des terres (t/m²).

σ_q : Contrainte dû à la surcharge (t/m²).

Z : Profondeur d'une ou plusieurs couches de sol (en m).

f_0 : Fiche obtenu avant majoration (en m).

f : Fiche totale obtenu après majoration (en m).

T : Force d'ancrage ($tonne$).

R : Résultante de contre butée.

$\boldsymbol{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible (Mpa).

$\boldsymbol{\sigma}_e$: Limite élastique de l'acier (Mpa).

M_{max} : Moment maximal (t.m).

I/V mini ou Wel : Moment d'inertie (cm^4/m).

w : Module de flexion élastique (cm^3/m).

g : accélération de la pesanteur g=9.81 m/s^2.

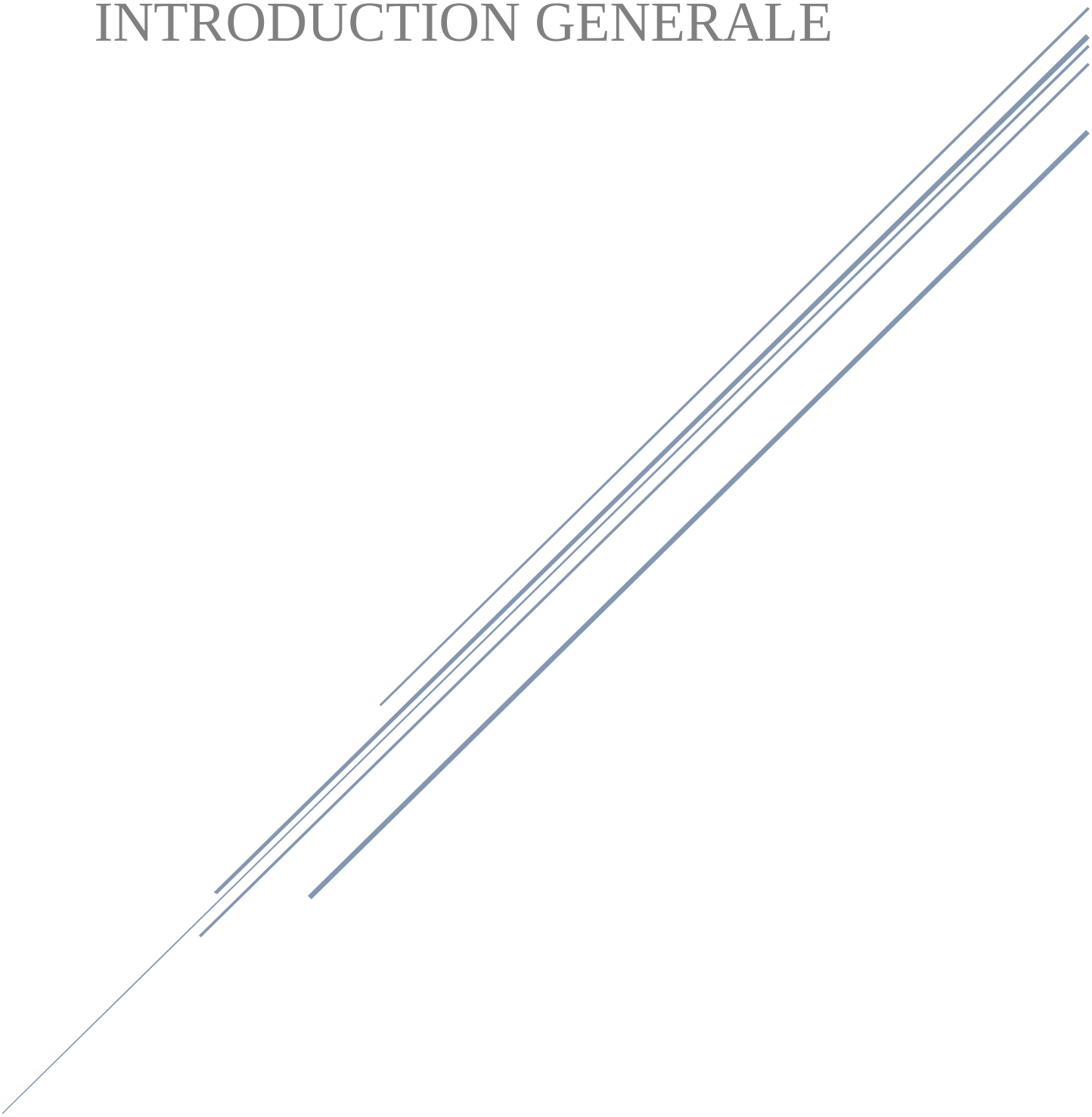
V : vitesse d'accostage (m/s).

K : coefficient d'accostage.

k_h : Coefficient séismique horizontal.

k_v : Coefficient séismique verticale.

INTRODUCTION GENERALE



E.N.S.T.P
2019/2020

INTRODUCTION GENERALE

L'économie mondiale s'est progressée considérablement au cours de ces dernières années, ce qui rend le trafic maritime un élément majeur de développement économique. Il assure le relais pour le transport des marchandises et des passagers à travers la mer ou l'océan ; Les ports sont donc conçus pour supporter les installations nécessaires à la manutention des marchandises et permettre l'accostage, ravitaillement et réparation des navires.

Ces ouvrages portuaires (terminaux, quai, ducs d'albe...) utilisent souvent les pieux comme éléments de fondation pour assurer leur résistance vis-à-vis des charges y afférentes, mais ces derniers sont exposés à la corrosion. C'est pour cela que je consacrerai le volet master de mon mémoire sur la protection cathodique qui est un système luttant contre la corrosion.

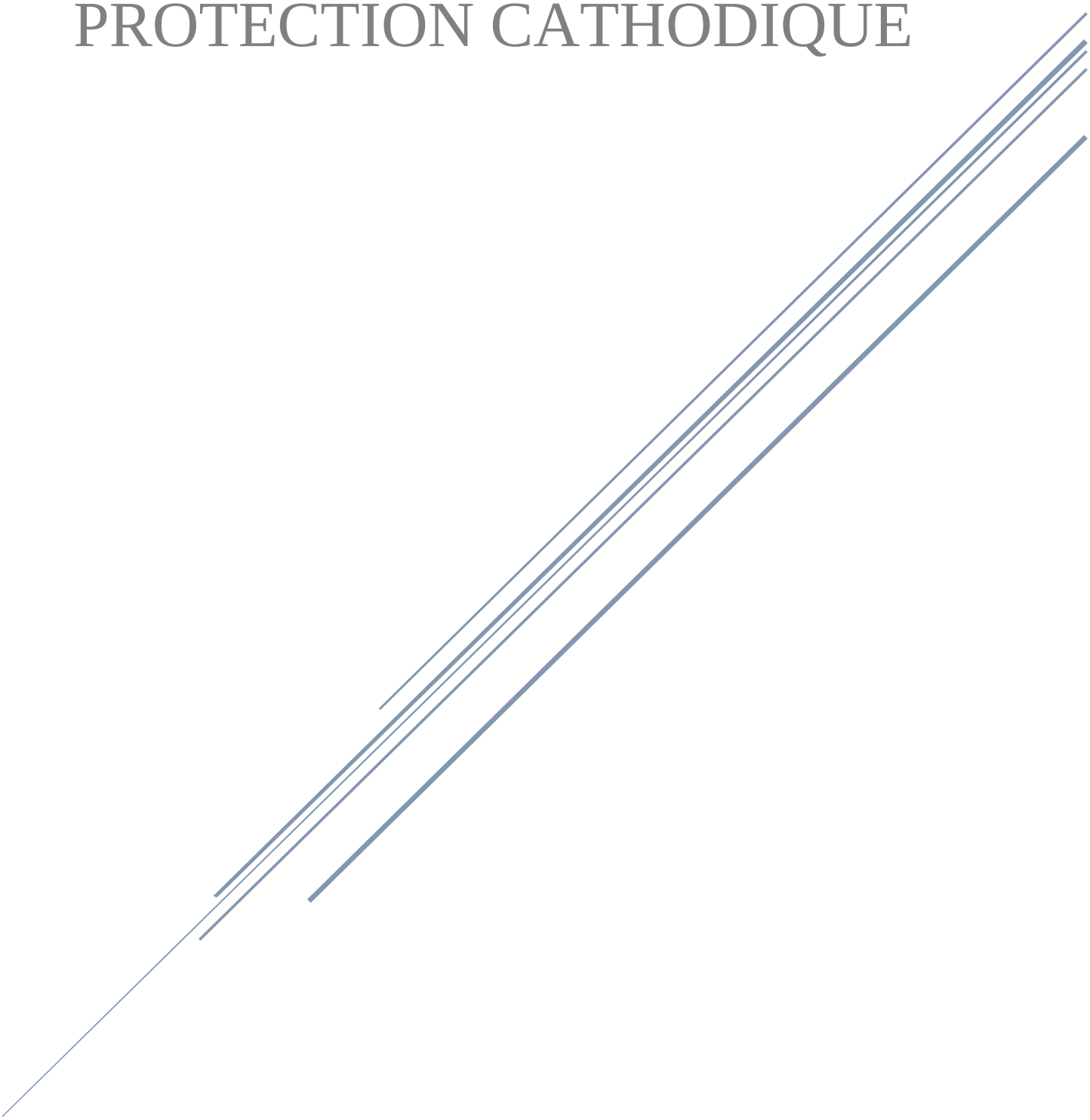
Le thème de ce projet de fin d'études est l'étude de rempiètement et reprises des dégradations des deux quais Casbah et Passe Casbah qui se situent au port commercial de la wilaya de BEJAIA proposé par la Direction des Travaux Publics de la wilaya de Bejaia.

À travers ce travail, je consacrerai les deux premiers chapitres aux généralités se rapportant au milieu marin et aux ouvrages portuaires.

Le troisième chapitre comporte la collecte des données de base et l'établissement des besoins du projet. Le quatrième chapitre porte sur l'étude de rempiètement où l'on propose des variantes qu'on compare à travers une analyse multicritère tout en reprenant les dégradations de l'ancien quai par l'étude d'expertise faite par le Laboratoire d'Etude Maritime. Le cinquième et sixième chapitres ont été respectivement consacrés au dimensionnement de l'ouvrage et des rideaux de palplanches. Le septième et huitième chapitre ont été respectivement consacré au calcul des rideaux d'ancrage et de la poutre de couronnement.

Pour conclure ce modeste travail, j'ai réservé le neuvième chapitre à la méthodologie d'exécution des pieux forés simple.

PROTECTION CATHODIQUE



E.N.S.T.P
2019/2020

M.1. INTRODUCTION

Comme tous les matériaux de construction, l'acier tend à se dégrader superficiellement lorsqu'il est soumis à des milieux corrosifs comme le sol, l'air et plus particulièrement le milieu marin. Les techniques de prévention de la corrosion sont diverses : le dimensionnement de l'acier, la protection par peinture ou autre revêtement de surface ou la protection cathodique.

Le choix de l'une ou de plusieurs de ces techniques dépend de plusieurs paramètres comme l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée, les possibilités de mise en œuvre et d'entretien et le coût. Une optimisation technico-économique est à faire entre ces différents facteurs.

Après quelques généralités sur la corrosion, nous exposerons les différentes techniques citées précédemment, en se concentrant uniquement sur la protection cathodique concernant les pieux en milieu marin.

M.2. CORROSION

M.2.1. Définition de la corrosion

La corrosion est la destruction chimique ou électrochimique des matériaux métalliques par leur environnement. Elle entraîne des modifications dans les propriétés du métal et souvent une dégradation fonctionnelle du métal lui-même.



Figure M-1. Image illustrative de la corrosion

En milieu aqueux, la corrosion est essentiellement un phénomène de nature électrochimique, en ce sens qu'elle implique des réactions entre des ions et des électrons.

En effet, lors de la combinaison d'un métal avec l'oxygène pour la formation de l'oxyde correspondant, il y a diminution de l'énergie du système.

Plus cette diminution du potentiel est grande, plus le métal aura tendance à s'oxyder. De ce fait, la transformation (oxydation) n'est possible que si la différence de potentiel est négative.

M.2.2. Processus de la corrosion

Les causes de la corrosion sont multiples et complexes et elles résultent d'interaction physique et/ou chimique entre le matériau et son environnement. La corrosion à ce jour n'est pas complètement éclairée et cela est expliqué par les essais de laboratoire qui ne permettent pas d'avoir des résultats sans certitudes sur le comportement d'un métal ou d'un alliage donné.

D'une manière générale, un métal résiste à la corrosion dans des conditions bien déterminés.

On distingue les différents processus de la corrosion comme ci-dessous

- Corrosion chimique (sèche) ;
- Corrosion électrochimique (humide) ;
- Corrosion biochimique ;
- Corrosion mécanique ;

M.2.3. Facteurs de la corrosion

Le phénomène de corrosion dépend de plusieurs facteurs qui peuvent être classés en quatre groupes principaux tels que les :

- Facteurs définissent les mode d'attaque ;
- Facteurs métallurgiques ;
- Facteurs définissent les conditions d'emploi ;
- Facteurs dépendent du temps ;

Tous ces facteurs sont représentés par le tableau suivant :

Tableau M-1. Facteurs de corrosion ;

Facteurs définissent les mode d'attaque	Facteurs métallurgiques	Facteurs définissent les conditions d'emploi	Facteurs dépendent du temps
-Concentration du réactif -Teneur en oxygène -Ph du milieu -Additions d'inhibiteurs -Température -Pression	-Composition de l'alliage -Procédé d'élaboration -Impuretés -Traitement thermique -Additions protectrices	-Etat de surface -Formes des pièces -Sollicitations métalliques -Emploi d'inhibiteurs -Procédés d'assemblage	-Vieillissement -Tensions mécaniques -Température -Modification des revêtements protecteurs

M.2.4. Diagramme de POURBAIX

MARCEL POURBAIX, le professeur qui a établi des diagrammes Ph-potentiel d'équilibre pour la plupart des métaux qui décrivent les différentes réactions théoriques possibles entre un métal et ses ions en présence d'eau. Selon la solubilité des corps formés, il en a déduit des domaines théoriques de situation du métal. Ainsi pour le fer il trouve :

- Un domaine de corrosion où le fer se dissout dans la solution et forme des sels et des hydroxydes solubles ;
- Un domaine de passivité où l'espèce stable est un composé solide. La formation de ces oxydes se fait durant le processus de corrosion où on assiste à une décomposition simultanée du métal sur la surface ;
- Un domaine d'immunité où le métal est inattaqué. Ceci est dû à la charge de la surface du métal qui devient négative et qui attire les charges positives et particulièrement les cations du métal qui ne peuvent plus s'éloigner de la surface et reste plaquer et souvent se déchargent.

Dans le cas de la corrosion dans un milieu aqueux, la décharges des protons de l'eau s'effectue en deux étapes ; d'abord la formation d'hydrogène pour former la molécule qui se dégage. L'hydrogène atomique absorbé forme un fil passif sur la surface du métal et empêche les décharges avec le milieu, la surface se trouve ainsi polarisée, elle est dans un état d'immunité.

Ces trois domaines et les circonstances (Ph et tension) qui les définissent peuvent être établis pour les métaux purs et en particulier pour le fer.

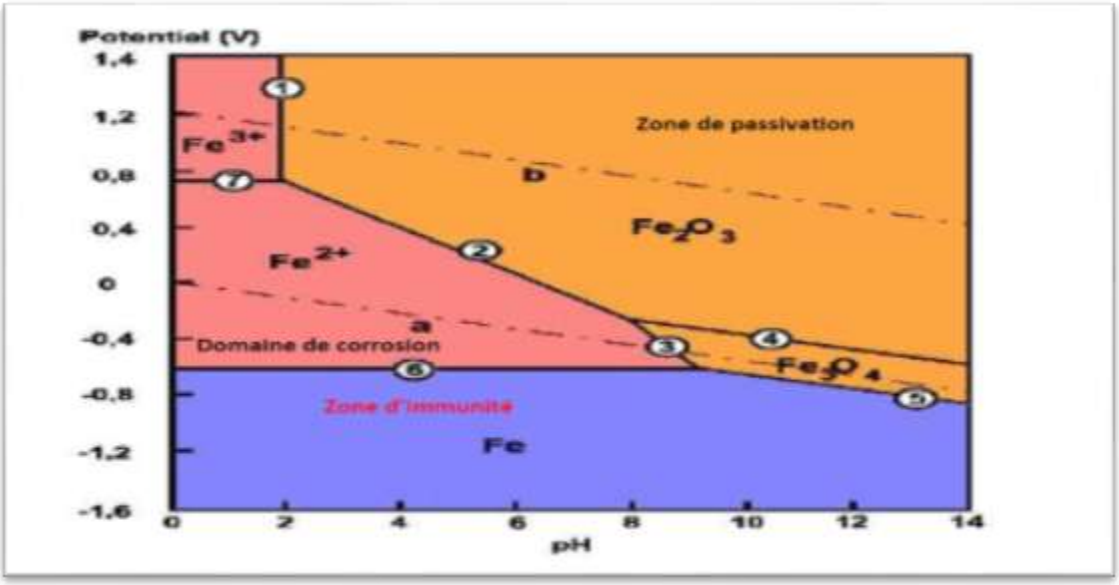


Figure M-2. Diagramme de POURBAIX

M.2.5. Types de corrosion

Le classement de la corrosion se base sur l'apparence du métal corrodé, chaque forme s'identifie par une simple observation visuelle. Mais quelques fois, une amplification est utile ou nécessaire et cela afin de se renseigner pour solutionner ce problème.

M.2.5.1. Corrosion uniforme

C'est la forme la plus courante de la corrosion, elle est caractérisée par une réaction chimique ou électrochimique qui se poursuit uniformément sur toute la surface exposée.

M.2.5.2. Corrosion galvanique

C'est l'apparition d'une différence du potentiel entre deux métaux différents qui sont en contact entre eux et environnés par un milieu de conducteur. La corrosion est accentuée sur le métal le moins noble.

M.2.5.3. Corrosion par piqûres

C'est la forme de corrosion la plus insidieuse, une attaque qui se limite à des trous, très localisés, qui peuvent progresser rapidement en profondeur alors que la surface reste indemne.

M.2.5.4. Corrosion sélective

C'est la dissolution de l'un des éléments de l'alliage.

M.2.5.5. Corrosion par aération différentielle

Ce mode de corrosion est étudié par Evans, Il a démontré que les concentrations différentes d'oxygène sont responsables de la corrosion.

M.2.5.6. Piles géologiques

C'est une conduite enterrée dans un terrain bien définit prend, par rapport à ce terrain, un potentiel bien déterminé. Ce potentiel varie suivant les électrolytes.

M.2.5.7. Corrosion par courant vagabond

Dans les installations ferroviaires, le courant de traction passe par la caténaire pour alimenter la locomotive, et son retour vers les sous stations qui se fait par le rail.

M.2.6. Solutions adoptées pour la corrosion

Tableau M-2. Solutions de la corrosion ;

Protection Active	Protection Passive
- Protection par anodes sacrificielles ; - Protection cathodique par courant imposé ; - Protection cathodique en présence de courants vagabonds ;	- Réalisation de l'isolement du métal par rapport au milieu ; - Réalisation de l'isolement des différents métaux constitutifs d'un réseau ; - Délimitation de l'ouvrage à protéger catholiquement ; - Isolation du réseau des autres structures étrangères enterrées ;

Les ouvrages en milieu marin sont exposés à des agressions importantes essentiellement de la part des chlorures qui accélèrent le processus de corrosion des aciers.

De nombreux procédés sont connus pour réparer des pieux (peinture, anode sacrificielle.) mais il est sans cesse tenté de les améliorer. C'est pourquoi de nombreux tests expérimentaux sont effectués. Ils permettront, par la suite de trouver les réparations les plus adaptées.

Dans notre cas, on prend la protection cathodique comme solution à ce phénomène.

M.3. PROTECTION CATHODIQUE

M.3.1. Définition de la protection cathodique

La protection cathodique est une technique de « protection active » contre la corrosion d'un matériau métallique au contact d'un électrolyte. Elle est connue pour être fiable et peu coûteuse par rapport aux risques encourus. Le monde du pétrole, gaz et marin a une obligation légale de mettre sous protection cathodique tous ses ouvrages.

M.3.2. Principe de la protection cathodique

Créer la circulation d'un courant électrique entre un métal et la solution qui l'entoure, telle que le sens du courant passe de la solution vers le métal, et de favoriser ainsi la réaction cathodique au niveau de ce métal que l'on veut protéger contre la corrosion, en reportant la réaction d'oxydation sur une autre structure, dont on accepte a priori la dégradation.

Il existe deux manières de réaliser la protection cathodique

- **Protection cathodique par courant imposé**

Utilisation d'une source du courant continu qui débite dans un circuit comprennent :

- Un déversoir (ou masse anodique).
- Un électrolyte (sol ou eau).
- Un structure à protéger.

Le courant venant du pôle positif qui est relié au déversoir traverse l'électrolyte et entre dans la structure à protéger qui est reliée au pôle négatif, il crée ainsi l'abaissement du potentiel de la structure et diminue sa corrosion.

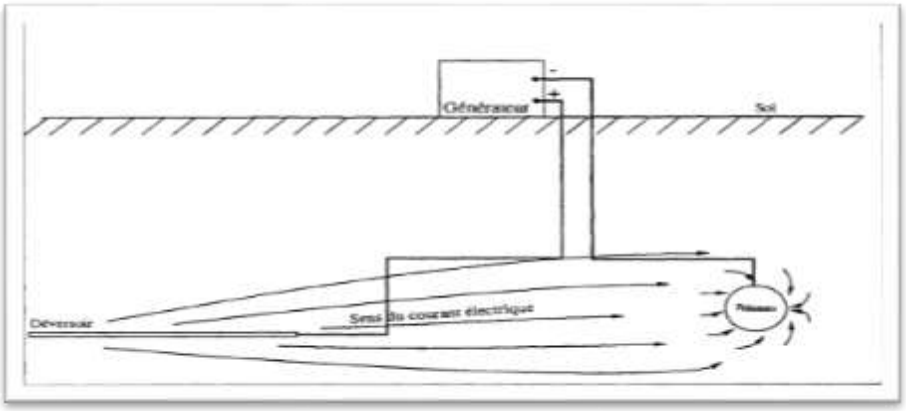


Figure M-3. Protection cathodique par courant imposé ;

- **Protection cathodique par anode galvanique (sacrificielle)**

Dans ce cas, on relie la structure à protéger électriquement avec un autre métal moins noble que lui, c'est-à-dire, dont le potentiel dans la solution est plus négatif. Ce métal qu'on relie va se dissoudre par oxydation en émettant dans le sol un courant qui viendra protéger la structure.

Cette protection réactive n'a pas une durée illimitée, elle s'arrête avec la consommation totale de l'anode. On a trois types d'anodes sacrificielles :

- Anodes en Zinc : présentent une très grande fiabilité de fonctionnement, de ce fait, une très grande durée de vie.
- Consommation massique pratique : environ 11,9 kg/A. an.
- Potentiel dans le sol : - 1 100 mV (électrode Cu/Cu SO_4).
- Ecart de potentiel par rapport au critère de protection : 250 mV.
- Anodes en Magnésium : après quelques années de service, des produits de corrosion apparaissent.
- Consommation massique pratique : environ 7 kg/ A.an.
- Potentiel dans le sol : - 1600 mV (électrode Cu/Cu SO_4).
- Ecart de potentiel par rapport au critère de protection : 750 mV.
- Anodes en Aluminium : ne sont pas adoptées à la protection cathodique dans les sols, mais plutôt au milieu marin très conducteur et renouvelé.
- Consommation massique pratique est d'environ 3,2 à 3,5 kg/A.an.
- Le potentiel en eau de mer (Ag/AgCl) est de - 1050 Mv.
- Ecart de potentiel par rapport au critère de protection : 775 mV.



Figure M-4. Anodes fixées sur pieux



Figure M-5. Anodes sacrificielles ou galvaniques ;

- **Comparaison entre les deux méthodes**

Tableau M-3. Comparaison des deux systèmes ;

Paramètres	Système galvanique (sacrificielles)	Système par courant imposé
Installation	Simple	Complexe (électricité, câbles, transfo-redresseur, armoire de commande,...)
Source d'énergie	Aucune	Indispensable
Distribution du courant sur l'ouvrage	Dépend de l'implantation des anodes	Risque d'être hétérogène en l'absence de revêtement performant
Dimension de l'ouvrage à protéger	Possibilité de surcharges en masse	Généralement sans difficulté
Influence de la résistivité du milieu	Adapté en eau de mer	Aucune limite
Nombre d'anodes	Important	Faible
Flexibilité dans le fonctionnement	Autorégulation	Forte
Débit d'anode (densité de courant sur l'anode)	Faible	Elevé
Risques de surprotection	Quasi nul	Possibles (risque par mauvaise manipulation du transfo-redresseur)
Interférences avec autres structures	Faible	Forte (avec les navires à quai, les structures portuaires proches, les courant vagabonds)
Risques humains	Non	Possible
Surveillance et maintenance	Faible mais remplacement périodique des anodes parfois nécessaire	Régulière et spécialisée (risque accidentel de rupture de câbles de continuité électrique)
Coût	Investissement relativement faible, coût du courant élevé	Investissement élevé, coût du courant faible

M.4. PROTECTION DES OUVRAGES MARINS

M.4.1. Mise en œuvre des anodes sacrificielles

Le principe consiste en la pose d'un élément métallique (exemple : anode aluminium) afin d'abaisser le potentiel des ouvrages :

- Un plongeur doit nettoyer la surface du pieux ;
- Il vient souder la fixation du bas ;
- On descend l'anode. Il suffit de faire coulisser l'embout dans la fixation ;
- On soude la fixation du haut ;
- Les anodes sont entretenues tous les 10 à 20 ans selon leur exposition.



Figure M-6. Cliché des anodes posées ;

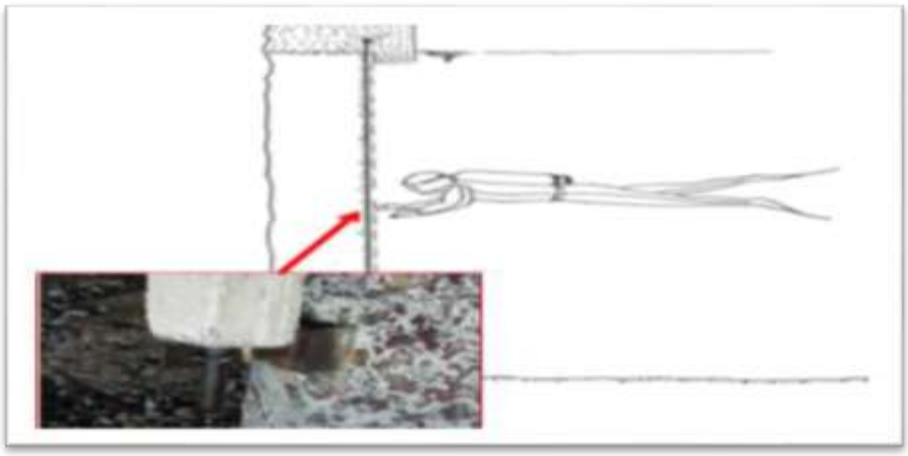


Figure M-7. Fixation des anodes ;

M.4.2. Mise en œuvre des anodes par courant imposé

La pose du système de protection cathodique par courant imposé consiste à mettre en place un réseau de câble permettant le fonctionnement du processus de protection contre la corrosion :

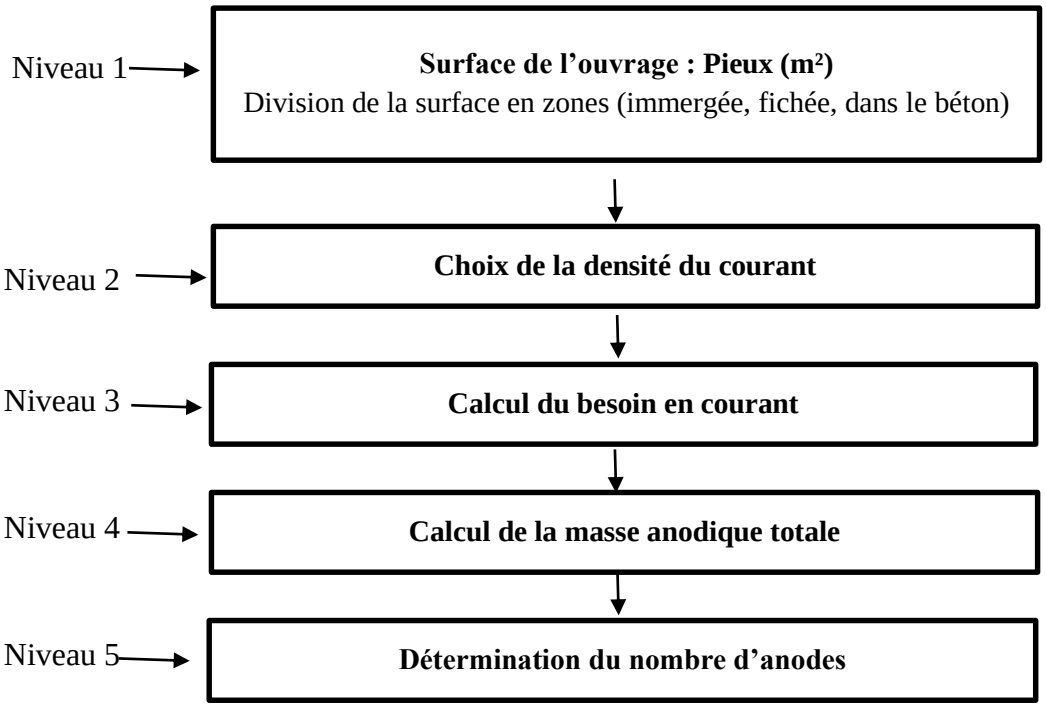
i. Phase de préparation :
   - Tirage des câbles (source vers le ponton).

ii. Mise en place du chapelet anodique :
   - Installation des boîtiers électriques au-dessus des deux pieux d'extrémités ;
   - Dépose d'une gaine en kevlar immergé allant d'un boîtier à l'autre ;
   - Installation sur la gaine en kevlar, environs tous les 50 cm, d'une anode sacrificielle en titane recouvert d'oxyde de méthode précieux ;
   - Branchement des extrémités de la gaine sur les bornes positives de chaque boîtier.

iii. Mise en place des connecteurs :
   - Pose d'un connecteur sur chaque pieu ;
   - Branchement de chaque connecteur sur la borne négative du boîtier le plus près.

M.5. DIMENSIONEMENT DE LA PROTECTION CATHODIQUE

Le calcul du système de protection cathodique d'un ouvrage suit le protocole suivant :



Le système de protection cathodique à mettre en œuvre est dimensionné à partir des données et hypothèses suivantes :

- Caractéristiques dimensionnelles des pieux à protégés ;
- Degré d'agressivité du milieu environnant ;
- Densité du courant de protection ;
- Durée de vie.

M.5.1. Données de base de l'ouvrage à étudier

M.5.1.1. Caractéristique du milieu marin

- Résistivité de l'eau de mer : 20 à 22 Ω.cm ;
- Salinité de l'eau de mer : 30 à 35 g/l ;
- Température moyenne de la mer : 15 à 20 C ;

M.5.1.2. Surface à protéger

La surface totale de chaque Pieux est calculée en tenant compte que :

- La surface en fiche ;
- La surface en eau de mer ;
- La surface noyée dans le béton ;

Le tableau suivant résume les principales caractéristiques des ouvrages faisant l'objet d'étude :

Tableau M- 4. Caractéristiques principale du Poste RO-RO ;

Désignation	Nombre de pieux	Longueur fichée (m)	Longueur libre (m)	Longueur total (m)	Diamètre extérieur des pieux (mm)	Diamètre intérieur de pieux (mm)	Epaisseur des pieux
Poste RO-RO	14	17,40	9,45	26,85	1066	1040,60	12,70

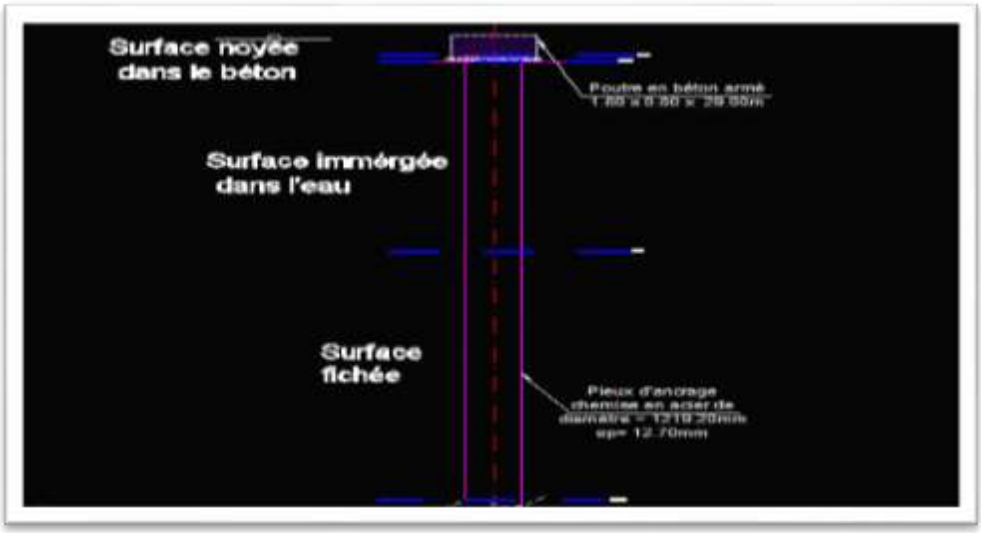


Figure M-8. Coupe transversale du pieux ;

Pour calculer la surface à protéger, on multiplie le périmètre fois la longueur :

$$S = P_{Ext} \times L$$

- Calcul du périmètre :

$$P_{Ext} = 2\pi R = \pi \Phi_{Ext}$$

$$P_{Ext} = \pi \times 1{,}066 \longrightarrow P_{Ext} = 3{,}3489\text{m}$$

M.5.1.3. Densité du courant

Le courant nécessaire pour la protection d'une structure dépend de plusieurs facteurs :

- La résistivité du milieu
- La surface à protéger

Les densités du courant sont fixées par expérience.

Dans les conditions tels que le port de Bejaia, le besoin en courant afin d'obtenir une protection efficace est de 20 à 100 mA/m² pour les conditions de salinité et de turbulences connues en mer Méditerranée.

Dans ces conditions, la densité (d) de courant nécessaire à la protection des pieux du quai est :

- 20 mA/m² en fiche.
- 25 mA/m² en béton.
- 70 mA/m² dans l'eau de mer.

M.5.2. Calcul du besoin en courant

Les besoin en courant (i) se traduit par la multiplication de la surface à protéger par la densité de courant nécessaire établie.

$$i = S \times d \times N_{Pieux}$$

La surface de la structure, ainsi les quantités de courant sont résumées dans le tableau suivant :

Poste RO-RO : 30ml

Tableau M-5. Courant de protection des pieux ;

Courant de protection de la surface noyée dans le béton (Ampère)	Courant de protection de la surface immergée (Ampère)	Courant de protection de la surface fichée (Ampère)
0,16	30,85	16,31

Le courant totale nécessaire à la protection cathodique du Poste RO-RO est de

47,32 Ampère

M.5.3. Calcul de la masse anodique totale

La masse totale d'anode nécessaire pour la protection de la structure métallique (Pieux) du poste RO-RO du vieux port de commerce du port de Bejaia, se calcul en fonction :

- La durée de vie envisagée (15ans) ;
- Taux d'assure de l'anode ;
- Coefficient d'utilisation.

Pour les anodes sacrificielles à base d'aluminium, la consommation massique est d'ordre 3,5Kg/A.an. La masse d'anodes nécessaires à la protection des pieux pour une durée de vie de 15 ans, en prenant une marge de sécurité de 10%.

- Calcul de la masse anodique

Masse anodique = courant × consommation anodique × durée de vie

$$M_{Anodique} = i \times \mathbf{3,5} \times 15$$

$$M_{Anodique} = 47{,}32 \times \mathbf{3,5} \times 15$$

$$M_{Anodique} = 2484.3 \text{ Kg}$$

- Calcul du nombre d'anodes

2484.3 Kg ⟶ 14 pieux

Admettant que l'anode pèse 72 Kg. Donc, le nombre théorique d'anodes est :

$$\frac{2484,3}{72} = \mathbf{35\ anodes}$$

Nombre d'anodes est de : **35**

Pour chaque pieu, on a le nombre d'anodes suivant :

$$\frac{35}{14} = \mathbf{2,35} \approx \mathbf{3\ anodes}$$

Les données sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau M-6. Tableau de quantité ;

Poste	Quantité totale de courant (A)	Masse anodique (Kg)	Nombre d'anodes théorique	Répartition
Poste RO-RO	44,32	2 484,3	35	3 anodes/pieux

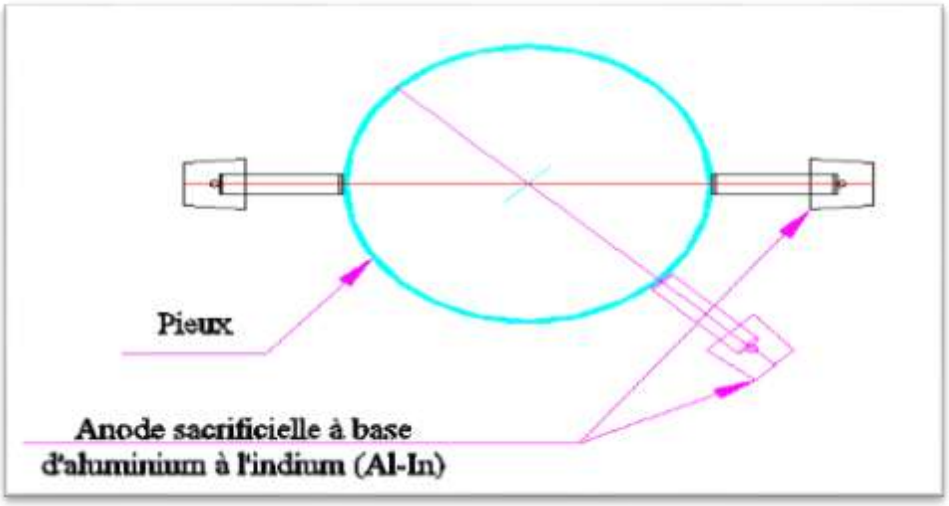


Figure M-9. La position des anodes sur le pieu ;

M.5.4. Spécification techniques des anodes sacrificielles utilisées

- Potentiel en charge circuit ferme par rapport Ag/AgCl/eau de mer : -1075 mV **;**
- Énergie massique pratique (Ah/Kg) : 2500 ;
- Consommation massique : 3,5 Kg/A.an ;
- Composition chimique (% en poids) des anodes Aluminium activé à l'indium doit correspondre à ce qui suit :

  - Zn : 3,5 à 6,5 ;
  - In : 0,01 à 0,03 ;
  - Fe : 0,09 max ;
  - Si : 0,1 max ;
  - Cu : 0,006 max ;
  - Mn : 0,01 max ;
  - Al : le reste (≈ 90) .

- Densité : 2,70 Kg/dm^3 ;
- Forme : Trapézoïdale ;
- Fixation : par boulons aux pieux au moyen des supports soudés.

M.6. CONCLUSION

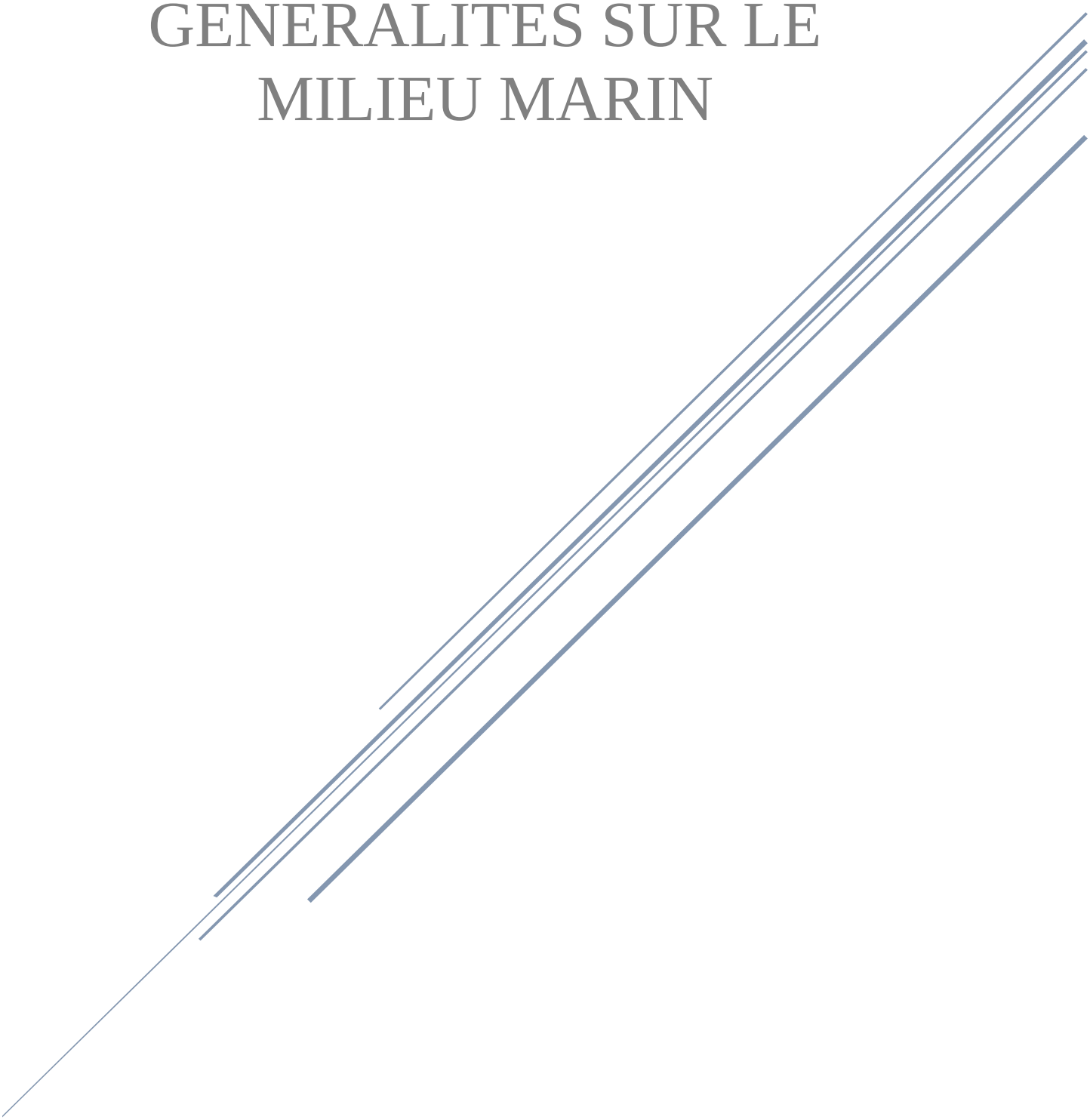
La théorie de corrosion rend bien compte des phénomènes caractéristiques de la dégradation d'un métal pur plongé dans une solution contenant un de ses sels dissous dans l'eau.

La lutte contre la corrosion doit être une préoccupation constante depuis la conception des équipements jusqu'à leur entretien quotidien. Il existe deux formes de protection : celle dite active (protection cathodique) et celle passive.

La protection cathodique d'un ouvrage immergé dans l'eau de mer consiste à placer cet ouvrage à un potentiel électrochimique négatif tel que la corrosion devienne thermodynamiquement impossible.

Les pieux, pieux-tubes, piles, palplanches en acier constituent le champ d'application principal de la protection cathodique. Les ouvrages en acier, même anciens et dégradés, peuvent également bénéficier de cette technique.

GENERALITES SUR LE MILIEU MARIN



E.N.S.T.P
2019/2020

I.1. INTRODUCTION

L'homme a de tout temps utiliser les mers comme voie de communication et a simultanément été obligé de créer des abris pour assurer la liaison terre-mer. Il a également dû défendre son territoire contre les assauts de la mer. La mise au point de tels projets suppose une connaissance approfondie sur les divers mouvements de la mer.

Le présent chapitre met en évidence les notions fondamentales portant sur les mouvements de la mer et les phénomènes naturels pouvant influencer une structure quelconque dans le milieu y afférent.

I.2. GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER

Le milieu marin est un milieu liquide toujours agité, cette agitation se manifeste principalement sous forme de phénomènes oscillatoires de diverses périodes et d'autres non oscillatoires comprenant principalement les courants.

I.2.1. Les mouvements ondulatoires

C'est tout mouvement caractérisé par une période, une amplitude, une célérité et une longueur d'onde. Il est de trois (03) ordres : la houle, la marée et les seiches.

I.2.1.1. La houle

La surface de la mer présente généralement une suite indéfinie d'ondulations parallèles presque identiques qui se propagent de façon sensiblement uniforme vers le rivage. Ces ondulations produites par l'action du vent sont appelées lames ou vagues et leur ensemble définit la houle. La période de cette dernière varie de 3 à 25 seconds et sa hauteur peut atteindre les 30 mètres. [3]

La houle est l'ensemble des ondulations produites par l'action du vent qui sont relativement régulières, car les vagues se succèdent avec des amplitudes, des longueurs d'onde et des périodes différentes. Aussi, on définit la houle comme un phénomène polychromatique, car c'est la superposition de différentes ondes sinusoïdales.

I.2.1.1. Caractéristique de la houle

La houle est caractérisée par plusieurs critères :

- H : la hauteur de la houle l'amplitude (dénivellation maximale entre une crête et un creux successifs en mètre) ;
- L : la longueur d'onde (distance séparant deux crêtes successives) ;
- T : la période de la houle (temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en un point fixe) ;
- a : l'amplitude de la houle (égale à la moitié de la hauteur) ;
- g : la cambrure (le rapport H/L) ;
- c : la célérité (la vitesse moyenne de la propagation des crêtes L/T) ;
- d : la profondeur au repos.

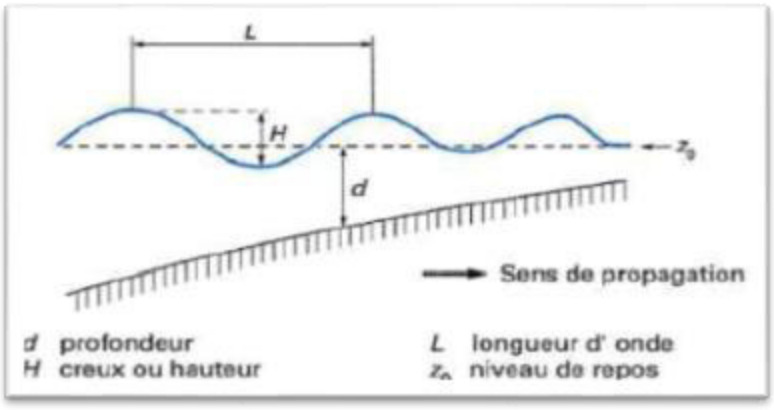


Figure I-1. Propagation de la houle

I.2.1.2. Déformations de la houle

Les phénomènes de déformations intervenant dans la propagation de la houle sont :

- **La diffraction**

Lorsqu'un ouvrage n'arrête qu'une partie du front de houle, des oscillations se manifestent derrière l'ouvrage ; la houle contourne l'obstacle : elle diffracte.

- **Le déferlement**

La hauteur de la houle ne peut pas prendre une valeur trop élevée, les vagues ne sont plus stables lorsque leur cambrure atteint, une valeur limite. Cette valeur critique peut être atteinte soit par accroissement local du creux, soit par réduction de la longueur d'onde qui résulte de la diminution de la profondeur. Alors la vague est partiellement ou totalement détruite on dit que la houle déferle.

- **La réfraction**

Lorsque la houle se propage dans un milieu à profondeur variable, sa célérité varie. La vitesse n'est pas la même tout le long du front de la houle, les crêtes se déforment en plan : la houle réfracte. [3].

- **La réflexion**

Lorsque la houle aborde une paroi imperméable (quai, digue, talus), elle se réfléchit partiellement c'est-à-dire son amplitude devient inférieure ou égale à l'amplitude d'incidence. La houle réfléchie en se combinant à la houle incidente donne naissance à des oscillations stationnaires appelées clapotis. [1]

I.2.1.2. La marée

La marée est une ondulation périodique qui affecte le niveau des mers et des océans. Des oscillations qui se manifestent à la côte par une oscillation d'amplitude variable (0,3 à 15 m) et de période égale à la journée ou à la demi-journée, en Algérie elle est de (0,3 à 0,4 m), elle est provoquée par l'attraction des astres (le soleil et la lune) sur les molécules liquide de l'eau.

On appelle « marnage » l'amplitude totale de variation du plan d'eau entre la basse mer et la pleine mer suivante ; la période au cours de laquelle la marée monte est dite « le montant » ; le niveau baisse pendant « le perdant ». La variation du niveau d'eau est accompagnée de courants de même période appelés « courants de marée » qui transportent les énormes masses d'eau déplacées par la marée.

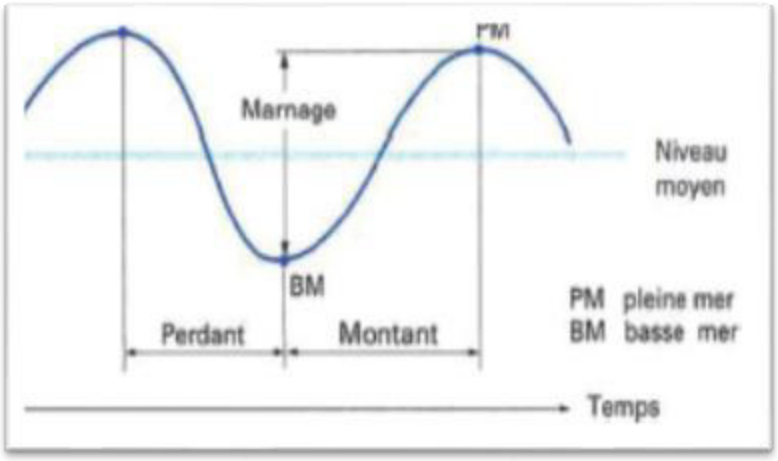


Figure I-2. Phénomène de la marée

I.2.1.3. Les seiches

Les seiches sont des oscillations périodiques, amorties ou entretenues, des grands plans d'eau fermé ou semi-fermé. Le critère distinctif utilisé entre les seiches et les autres types d'onde sont la période (comprise entre 1 à 10 minutes) ainsi que la longueur d'onde qui est de plusieurs centaines de mètres mais dont l'amplitude ne dépasse pas quelques décimètres. Elles se manifestent principalement par des mouvements oscillants horizontaux, gênants pour les navires amarrés, et par des mouvements verticaux relativement faibles.

I.2.2. Les courants

Un courant marin est un déplacement d'eau de mer régulier, continu et cyclique. Caractérisé par sa direction, sa vitesse et son débit. Ce type de déplacement est dû aux différences de température, densité et salinité, pesanteur et pression (forces intérieures), et aux effets combinés du vent, attraction des astres (forces extérieurs),

Parmi les types de courants, on distingue :

- Les courants généraux.
- Les courants de marée.
- Les courants de houle.
- Les courants côtiers.

I.2.1.1. Les courants généraux

Ce sont des courants océaniques à caractère pratiquement permanent et uniforme. Ils sont dus aux variations de pression et de pesanteur en divers point des océans (mers équatoriales et mers polaires) et n'ont pas d'influence sur les petites profondeurs. [1]

I.2.1.2. Les courants de marée

Les courants de marée aussi dits "courants gravitationnels", sont des courants dont l'origine est la force génératrice des marées, ils sont, tout comme cette dernière, liés principalement à l'attraction newtonienne entre la Terre, la Lune et le Soleil. Ils affectent pratiquement toute la profondeur d'eau avec la même intensité. [3]

I.2.1.3. Les courants de houle

Sont alternatifs et très forts lors des tempêtes (plusieurs mètres par seconde). Ils affectent surtout la tranche d'eau située près de la surface (de 5 à 10 mètres d'épaisseur). Leur importance décroit avec la profondeur.

Il se dresse en 3 catégories :

- Courant littoraux
- Courant de retour
- Courant d'expression

I.2.1.4. Les courants côtiers

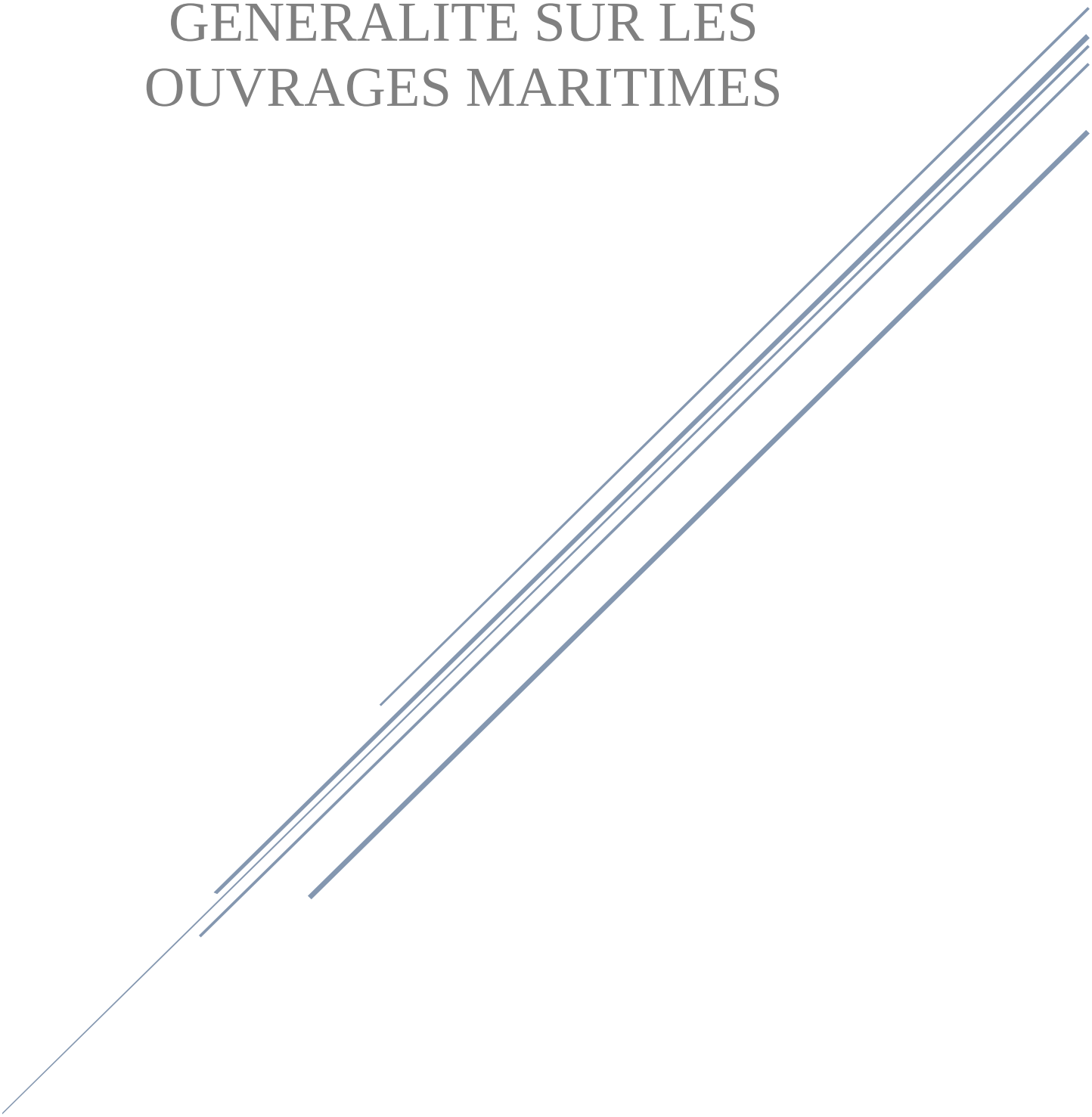
Ils ont pour origine les vagues, les vents et les irrégularités du sol.

I.3. CONCLUSION

Afin de pouvoir entamer les volés techniques de nos études de projet maritime, des généralités et des notions fondamentales sur le milieu marin sont nécessaires.

Dans le prochain chapitre, nous aborderons les différents types de ports maritimes et les ouvrages qui les constituent.

GENERALITE SUR LES OUVRAGES MARITIMES



E.N.S.T.P
2019/2020

II.1. INTRODUCTION

Au stade des études préliminaires notamment maritimes, des variantes de solution sont généralement esquissées. La conception et la réalisation d'un port maritime constitue, de ce fait, une tâche difficile mais passionnante car elle fait appel à un travail d'équipe pluridisciplinaire.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les notions essentielles concernant les ports, leurs rôles et les différents ouvrages qui les constituent.

II.2. DEFINITION D'UN PORT

Un port est un endroit géographique construit par l'homme, par lequel transitent des marchandises et/ou des passagers, située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau, destiné à accueillir des bateaux et navires pour leur permettre de stationner à l'abri de la houle et des grands vents.



Figure II-1. Port de Bejaia

II.3. ROLES DES PORTS

Le port a deux principaux rôles :

- Rôle économique ;
- Rôle physique.

II.3.1. Rôle économique

Le rôle d'un port maritime est d'assurer la continuité entre les modes des transports : maritimes ou fluvial et terrestre. On y trouve deux aspects :

- Aspect industriel : le port peut comporter des installations destinées à traiter ou à transformer les matières premières importées ou exportées par voie maritime ;
- Aspect du marché : Cette fonction nécessite de puissants moyens de stockage et de conditionnement de la marchandise, car le transit des marchandises peut s'accompagner des opérations commerciales.

II.3.2. Rôle physique

Le stationnement des navires dans le port à l'abri du vent et de la houle afin :

- De stationner en période d'attente des marchandises ou/et des passagers ;
- D'effectuer les opérations de transit : chargement et déchargement des marchandises, embarquement et débarquement des passagers ;
- D'assurer l'entretien et la réparation des navires ;
- D'effectuer les ravitaillements : carburant, eau, produits pour l'équipage et les passagers.

II.4. TYPES DE PORTS

Avant d'envisager l'implantation et l'aménagement d'un port, il est nécessaire de bien identifier les fonctions que l'on désire voir assurer par ce port. La classification des ports ne peut, dans ces conditions, être faite d'une façon unique.

II.4.1. Classification par fonctions principales (mission)

Compte tenu de la mission des ports et de celle des navires qui les fréquentent, on peut théoriquement distinguer quatre types de ports : [2]

- Ports militaires : requiert des espaces abrités importants où les navires peuvent stationner disséminés dans un but de protection ;
- Ports de commerce : assure les meilleures conditions économiques et de sécurité, effectue toutes les opérations de transit ;
- Ports de plaisance : Ils sont implantés dans des zones dont la vocation touristique a été clairement annoncée. Ils permettent la satisfaction des besoins de la navigation de plaisance et le développement de cette activité ;
- Ports de pêches : destinés à recevoir les navires armés à la pêche et à assurer la satisfaction des besoins et le développement de cette activité.

II.4.2. Classification par implantation géographique (localisation)

- Les contraintes physiques des sites qui se présentent pour l'implantation d'un port et les nécessités économiques qui justifient sa création conduisent à des types d'implantations très variées. Suivant le critère de l'implantation, on peut retenir la classification suivante :
- Ports à la côte (extérieurs) : Ils sont établis sur le littoral et sont gagnés sur les eaux, ou creusés dans les terres ;
- Ports intérieurs : Ils sont établis sur des fleuves ou rivières, reliés au littoral par un canal maritime, ou établis sur des lagunes et étangs en communication avec la mer ;
- Ports au large : En dehors des installations spécialisées pour l'exploitation, le chargement ou le déchargement des hydrocarbures, on peut créer de véritables ports « îlots » détachés du rivage, comportent des postes protégés.

II.5. PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES DES PORTS MARITIMES

II.5.1. Les ouvrages extérieurs

On appelle ouvrages extérieurs l'ensemble des ouvrages de protection, qui ont pour vocation de protéger les zones de manœuvres et des postes d'opérations contre la houle et les courants. Les types les plus courants sont les jetées et les digues. [4]

II.5.1.1. 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 : [4]

II.5.1.1.1. Digues à talus

Ils sont des ouvrages de forme trapézoïdale, réalisées au moyen de matériaux rocheux et blocs plus ou moins grossiers, protégés par une carapace de blocs d'enrochement naturel ou de blocs artificiels de plus grandes dimensions.

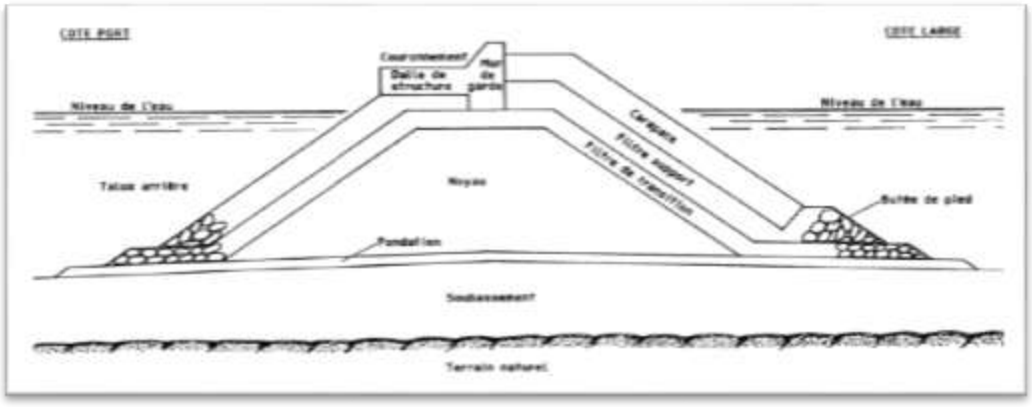


Figure II-2. Coupe-type d'une digue à talus.

II.5.1.1.2. 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 (par leur poids propre).

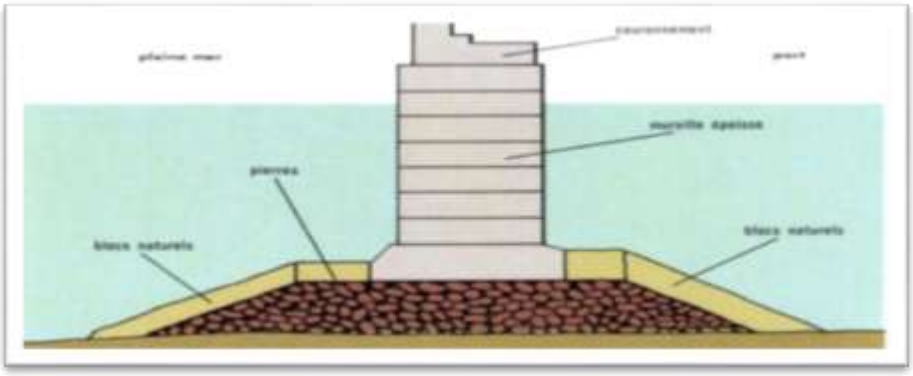


Figure II-3. Coupe-type d'une digue verticale.

II.5.1.1.3. Digues mixtes

La digue est souvent de type mixte qui est la combinaison entre les digues, lorsque les profondeurs sont importantes.

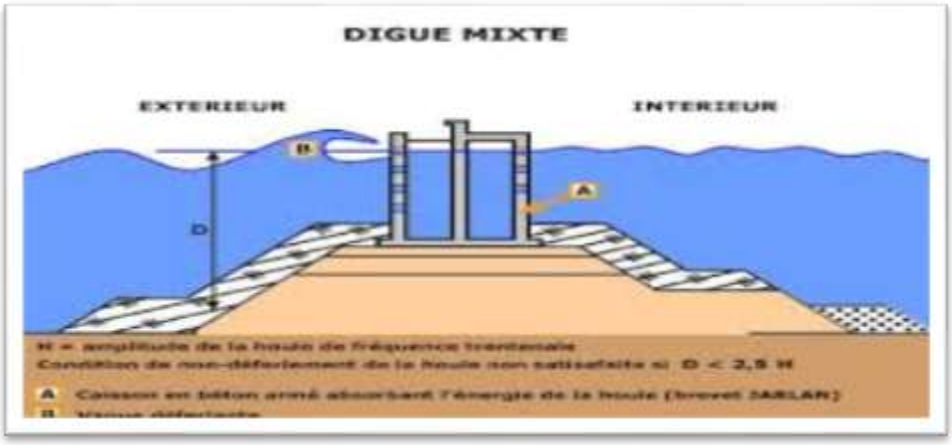


Figure II-4. Coupe-type d'une digue mixte.

II.5.1.1.4. Digues spéciales

Ces ouvrages sont employés dans des conditions spécifiques, on peut citer :

- Les brise-lames flottants ;
- Les ouvrages de pré-déferlement ;
- Les tapis d'algues synthétiques ;
- Les rideaux de bulles d'air ;
- Le mur d'eau fixe ;
- Le mur d'eau oscillant.



Figure II-5. Les rideaux de bulles d'air ;

II.5.1.2. Jetées

Ce sont des structures rigides construites, qui ont pour rôle la protection des zones de manœuvre et des postes d'opérations contre l'agitation causée par la houle. Il existe deux types :

- Les jetées principales ;
- Les jetées secondaires.



Figure II-6. Les jetées de l'abri de pêche Honaine en Algérie ;

II.5.2. Les ouvrages intérieurs

Ce sont des ouvrages qui se trouvent à l'intérieur des ports. Les différents types d'ouvrages sont :

- Les ouvrages d'accès ;
- Les plans d'eau ;
- Les ouvrages d'accostages.

II.5.2.1. Les ouvrages d'accès

Ils ont pour rôle l'accès au port.

II.5.2.2. Les plans d'eau

Ces ouvrages Servent au stationnement des navires et à l'évolution, ils constituent :

- Des bassins de marée dont le niveau suit celui de la marée ;
- Des bassins à flot, dont le niveau suit celui des pleines mers ou est maintenu à un niveau constant ;
- Une zone d'évitage, qui est la zone où le navire change son cap de 180° généralement aidé de remorqueurs pour se diriger vers un poste ou vers la sortie du port.

II.5.2.3. Les ouvrages d'accostage

Les ouvrages d'accostages sont les ducs d'Albe, les appontements et les quais. Ils servent à :

- Réaliser la liaison entre le navire et la terre ;
- Fournir aux navires un dispositif assurant son immobilisation, en permettant son accostage et son amarrage ;
- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau en excluant des installations très particulières.

II.5.2.3.1. Les ducs d'Albe

Ce sont des ouvrages en pilotis ancrés dans le fond du bassin, ils jouent le rôle d'appui pour les navires, et permettent seulement leurs amarrages ou l'accostage.



Figure II-7. Ducs d'Albe ;

II.5.2.3.2. Les appontements

Ce sont des ouvrages permettant l'accueil et le stationnement des navires. Cependant ils peuvent servir à l'approche ou au dépôt de la marchandise.



Figure II-8. Exemple d'un appontement ;

II.5.2.3.3. Les quais

Section de berge, de rive ou de rivage d'un port ou d'une voie navigable, aménagée en vue de permettre :

- L'accostage et l'amarrage des navires et bateaux.
- Retenir les terres en contact des plans d'eau.
- Assurer la liaison entre le navire et la terre.

On retrouve deux grands types de quai :

- Les quais sur sol de bonne portance (massifs) :
  - Les quais en blocs.
  - Les quais en caissons.
  - Les quais en gabions de palplanches.
- Les quais sur sol de faible portance :
  - Les quais mixtes (type danois).
  - Les quais sur pieux.



Figure II-9. Quai en palplanches ;

II.6. CONCLUSION

A travers ce chapitre, nous avons passé en revue et décrit les différents ouvrages qui font les ports d'aujourd'hui. Dans le chapitre suivant, nous présenterons notre projet ainsi les données et considérations à prendre en compte pour sa conception.

PRESENTATION DU PROJET ET COLLECTE DES DONNEES



E.N.S.T.P
2019/2020

III.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, on présentera le projet d'étude de rempiétement et reprise des dégradations des quais de la Casbah et de la Passe Casbah et on abordera les données de base nécessaires pour la justification du choix de la variante prise dans le cadre de notre étude.

III.2. PORT DE BEJAIA

III.2.1. Historique

Le port de Bejaïa à l'arrivé des Français était un chenal fermé par la porte sarrasine. Le site était constitué de l'avant-port actuel. Les Français pénétrèrent en 1833. Ils réalisèrent les premiers ouvrages en 1834. Les ouvrages 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-Messaoud au port de Bejaia ont été débutés en août 1958, cette conduite a été achevée le 25 août 1959, le premier décembre 1959 a été chargé le premier pétrolier vers la France



Figure III-1. Image satellitaire du port de Bejaia ;

III.2.2. Situation géographique

Le port de Bejaia est situé sur une ouverture entre les montagnes de la Kabylie, à environ 1,5 Km au sud du Cap Carbon, et du côté ouest par la zone industrielle de Bejaïa et au nord par la route nationale RN 09.

Il est protégé par la jetée est, ses brise-lames approximativement parallèles à la côte, constituées par la jetée sud, la jetée du large et la jetée de fermeture disposée à angle droit par rapport au littoral, ces brise-lames encadrent trois bassins, l'avant-port, le vieux port et l'arrière-port qui couvrent un plan d'eau d'une superficie d'environ 160 hectares.

III.2.3. Infrastructure

Aujourd'hui, le port de Bejaïa est formé de trois bassins :

- Bassin de l'avant-port, destiné à traiter les navires pétroliers, ce bassin d'une superficie de 75 hectares est doté de trois postes à quai d'une longueur totale de 770 m et d'un tirant d'eau allant de 11,5m à 12,90m ;
- Bassin du vieux port, dont la superficie est de 26 hectares et les profondeurs de quai varient entre 6,10m et 7,40m. Sa passe est large de 120 m et draguée à 10m.
- Bassin de l'arrière port, accessible par une passe large de 120m, dragué à 10m, sa superficie est de 60 hectares et les tirants d'eau varient entre 7,50 m et 9,30m.

Tableau III-1. Les différents quais du port de Bejaia ;

Nom du quai	N° des postes	Bassins	Profondeur (m)	Longueur (ml)
Quai Pétrolier	P01 à P03	Avant-Port	11,50 à 13,50	250 ; 260 ; 260
Quai Central	P06 à P07	Vieux-Port	8,00	98,00
Quai Nord-Ouest	P09 à P11	Vieux-Port	8,00	273,00
Quai de la Casbah	P12 à P13	Vieux-Port	8,00	257,00
Quai de la Passe Casbah	P14	Passe Casbah	8,50	146,00
Quai Sud-Ouest	P15 à P16	Arrière-Port	10,00	230,00
Quai de la Gare	P17 à P19	Arrière-Port	10,00	530,00
Nouveau quai	P21 à P24	Arrière-Port	12,00	750,00

III.3. PRESENTATION DU PROJET

III.3.1. Objectif du projet

Le projet de fin d'études (PFE) a pour objectif l'étude de rempiétement et reprise des dégradations des quais de la Casbah et de la Passe Casbah, qui fait partie du bassin du vieux port de commerce de Bejaia.

III.3.2. Situation du projet

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



Figure III-2. Plan d'implantation du site du projet ;

III.3.2.1. QUAI DE LA CASBAH

III.3.2.1.1. Données physiques

Le quai de la Casbah a une longueur de 257 m environ et est constitué d'un empilement de blocs artificiels en béton de 2.40 m de hauteur chacun. Ces piles de blocs sont inclinées de ½₀ (5%) par rapport à la verticale, le couronnement est arasé à la côte +2.30 m et son tirant d'eau est de 9.00 m.

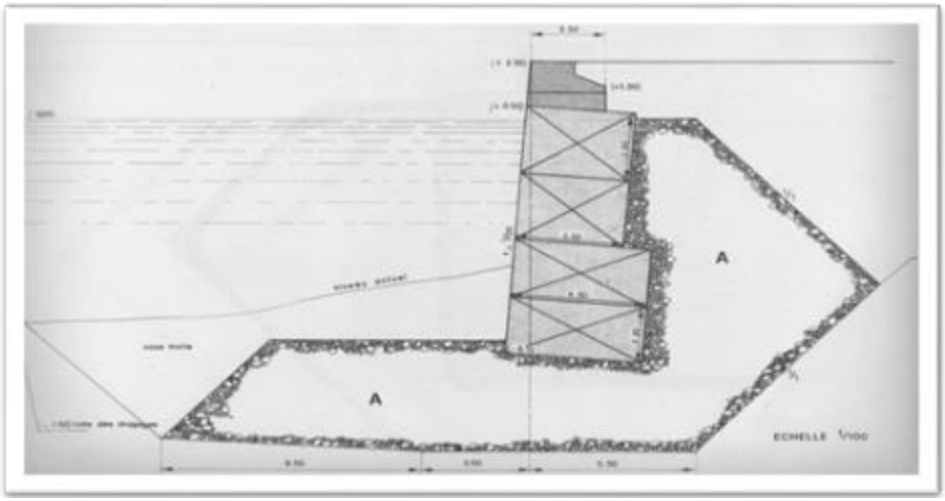


Figure III-3. Coupe théorique du quai Casbah ;

III.3.2.1.2. Données sur les navires fréquentant le quai

Le quai CASBAH est constitué de deux (02) postes (P12 et P13) ces postes à quai sont destinés pour la réception des navires de marchandises diverses.

Les navires fréquents le quai de la Casbah : navire de 180 m de longueur avec un tirant d'eau de 7.30 m, comme ce quai peut recevoir d'autres type de navire à savoir : les portes conteneurs, les céréaliers.

III.3.2.1.3. Données sur les équipements

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

Tableau III-2. Les équipements du quai de la Casbah ;

	Bollards	Défenses	Échelles
Quai de la Casbah	08	15	01

III.3.2.1.4. Données relatives à l'exploitation

Les surcharges d'exploitation à prendre en considération sont :

- **La force du vent :**
  - La pression du vent est : 50 Kg/m².
- **Les surcharges**
  - Surcharges d'exploitation actuelle S = 4t/m².
  - Surcharges d'exploitation prévisionnelles S = 6t/m².

III.3.2.2. Quai de la Passe Casbah

III.3.2.2.1. Données physiques

Le quai de la Passe Casbah a une longueur de 147 m environ et est constitué d'un empilement de blocs artificiels en béton de 2.60 m de hauteur chacun. Ces piles de blocs sont inclinées de ⅟₂₀ (5 %) par rapport à la verticale, le couronnement est arasé à la côte +2.30 m et son tirant d'eau est de 10.00 m.

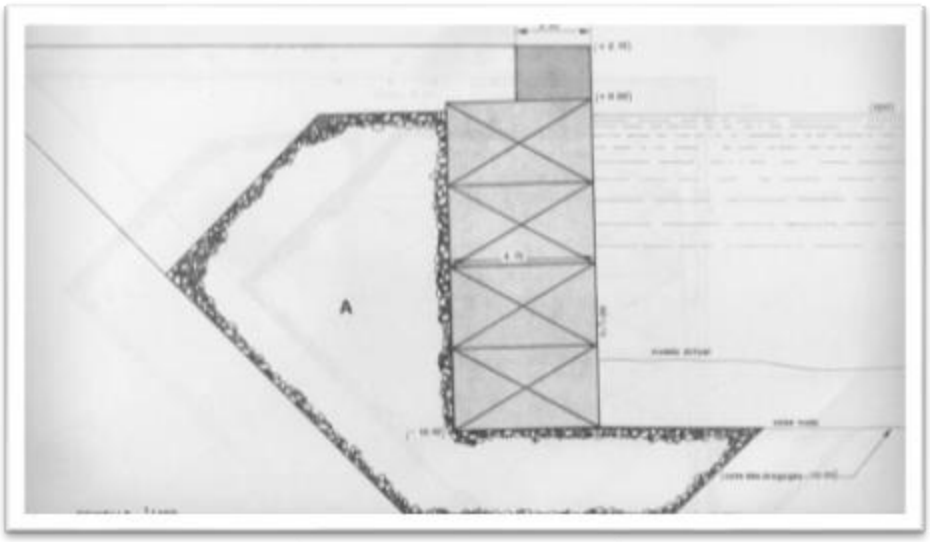


Figure III-4. Coupe théorique du quai de la Passe Casbah ;

III.3.2.2.2. Données sur les navires fréquentant le quai

Le quai de la Passe Casbah est constitué d'un seul poste (P14), ce poste à quai est destiné pour la réception des navires de marchandises diverses.

Les navires fréquents le quai de la Passe Casbah sont des navires de 137 m de longueur avec un tirant d'eau de 8.30 m.

III.3.2.2.3. Données sur les équipements

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

Tableau III-3. Les équipements du quai de la Passe Casbah ;

	Bollards	Défenses	Échelles
Quai de la Passe Casbah	05	09	01

III.3.2.2.4. Données relatives à l'exploitation

Les surcharges d'exploitation à prendre en considération sont :

- **La force du vent :**
  - La pression du vent est : 50 Kg/m².
- **Les surcharges**
  - Surcharges d'exploitation actuelle S = 4t/m².
  - Surcharges d'exploitation prévisionnelles S = 6t/m².

III.4. COLLECTE DES DONNÉES

III.4.1. Données météorologiques

III.4.1.1. Climat et pluviométrie

Le climat de BEJAIA est dit tempéré chaud, l'emplacement étant classé climat méditerranéen chaud avec été sec (Csa) selon la classification de Köppen-Geiger.

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/an ;
- Evapotranspiration potentielle : 1154 mm/an ;
- Température 18.6° C (1969-1973).

III.4.1.2. Les vents :

Suite aux observations établis par S.S.M.O entre 1963et 1970, il a été conclu que :

- **Régime hivernal : Octobre- Avril**

Il se caractérise par la nette prédominance des vents du secteur Sud-Ouest et Ouest, le mois de Janvier est le plus représentatif de ces vents, 8% de ces vents ont une vitesse V> 16m/s soit 31 nœuds.

- **Régime estival : Mai- Septembre**

La prédominance des vents Nord Est et Est n'est nette que durant le mois de Juillet et Août.

III.4.2. Données Océanographiques :

Les données océanographiques incluent :

- La marée et les variations du niveau marin ;
- La houle au large.

III.4.2.1. Marée 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 présente les différents niveaux d'eau enregistrés le long de la côte algérienne :

Tableau III-4. Niveaux d'eau le long de la cote algérienne ;

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 du site du projet

Leur effet est sans importance pour le projet, l'agitation est faible au niveau du bassin du vieux port.

III.4.3. Données sismiques

Selon le Règlement Parasismique Algérien 99/2003, la zone d'étude fait partie de la Zone IIa, ce qui signifie que c'est une zone de sismicité moyenne.

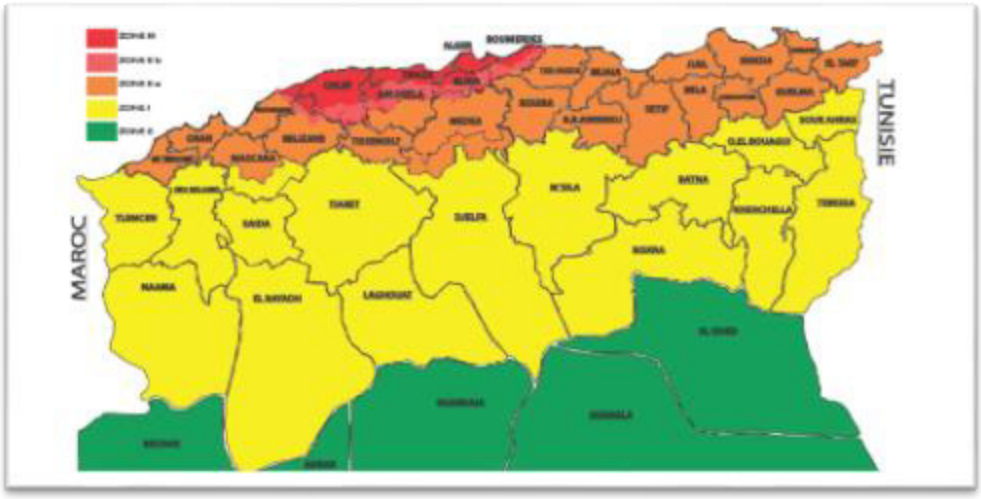


Figure III-5. Carte de zonage sismique du territoire national ;

L'ouvrage étant classé dans la catégorie 2 ;

Tableau III-5. Coefficient d'accélération de zone A ;

Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Le coefficient d'accélération de la zone de projet est :

- **Kh = 0.15 g** (Accélération horizontale)
- **Kv = ± 0.03 Kh** (Accélération verticale)

III.4.4. Données physique

III.4.4.1. Données géologiques

La géologie au niveau du port est constituée essentiellement 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-shisteux avec de nombreuses lentilles de conglomérats de la bordure sud djebel Gouraya d'âge sénonien.

III.4.4.2. Données géotechniques

III.4.4.2.1. Essais in situ

- Sur site, quatre (04) sondages carottés sont réalisés allant jusqu'à 40 m de profondeur, dont deux (02) sondages sont réalisés au niveau du quai de la Casbah et les deux (02) autres au niveau du quai de la passe Casbah.
- La réalisation de deux (02) sondages pressiométriques, un sondage est implanté au milieu des sondages carottés sur le quai de la Casbah, et l'autre sur le quai de la Passe Casbah.

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 humide et sèche, teneur en eau naturelle ;
- Limites d'Atterberg ;
- Essai œdométrique ;
- Essais de cisaillements à la boite de casa grande ;
- Essais de traction sur sol dur ;
- Essais de compression uni-axiale sur sol dur.

NB : La disposition de plan et résultats des essais in situ et au laboratoire est montrée en annexe1.

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 pouvant entamer la conception des différentes variantes structurelles de rempiétement desdits quais.

REPRISE DES DEGRADATIONS ET CHOIX DE LA VARIANTE

E.N.S.T.P
2019/2020

IV.1. INTRODUCTION

Après avoir cerner 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 et susceptible à la réalisation.

IV.2. ETAT ACTUEL DES QUAIS

IV.2.1. Reprises des dégradations

Les quais du vieux port de Bejaia, ont été construits en 1910, par des blocs de maçonnerie, utilisés pour la réception des navires de commerce et des cars féries, son linéaire de 628 m est reparti 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, aucun confortement ni renforcement n'a été réalisé sur ces quais. Une étude d'expertise réalisée au début des années 80 par le LTPEst a fait ressortir des dégradations importantes (cavernes, tassement, fissures, éclatement béton du mur de couronnement... etc).



Figure VI-1. Les dégradions observée aux niveaux des quais ;

IV.2.2.1. Quai de la Casbah

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.

2.2.1.1. Dégradations de la partie aérienne

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

- Fissuration, scarification et tassement du béton.
- Fissurations et scarifications de la face supérieure.
- Dégradation du béton de l'arête.
- Aciers dénudés.



Figure IV-2. Fissuration, scarification et tassement du béton ;



Figure IV-3. Présence de fissures ;

2.2.1.2. Dégradations de la partie sous-marine

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



Figure IV-4. Présence de cavités ;

IV.2.2.2. Quai de la Passe Casbah

Le Quai de la Passe Casbah est constitué d'un front d'accostage comprenant un rideau de palplanches surmonté d'un couronnement en béton d'une hauteur moyenne égale à 1,50m.

IV.2.2.2.1. Dégradations de la partie aérienne

L'inspection aérienne réalisée sur le Quai de la Passe Casbah indique que l'ouvrage est dans un bon état de conservation.

Par contre quelques dégradations ont été relevées au niveau du retour du quai Sud-ouest, se caractérisant par ce qui suit :

- Présence de deux fissures transversales (sur toute la largeur de la face supérieure), l'une superficielle à hauteur du profil et l'autre, très profonde et large, située à 1.85 m au-delà de la première. Le pan du couronnement situé entre ces fissures risque de se détacher.
- Présence d'une saignée affectant toute la largeur de la face supérieure du quai (environ 1.00 m).



Figure IV-5. Présence de 2 Fissures dont une très profonde ;



Figure IV-6. Saignée affectant la face supérieure ;

IV.2.2.2.2. Dégradations de la partie sous-marine

L'inspection sous-marine réalisée sur le Quai de la Passe Casbah indique que l'ouvrage est dans un bon état de conservation.

IV.3. BILAN D'ACTIVITES DES QUAIS 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. Le quai de la Passe casbah a un poste : 14. Dans le tableau suivant, un bilan d'activité est fait pour le mois de Mars 2020, qui est extrait par les chiffre 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 IV-1. Bilan d'activités des quais pour le mois de Mars 2020 en Dinard ;

	Poste 13	Poste 14
Domaine et développement	4 214 766.24	3 880 880.69
Capitainerie	432 738.5	409 962.79
Manutention et acconage	946 189.66	8963705.99
Remorquage	4 976 381.87	5 252 847.55
Chiffre d'affaire	6 355 310.03	13 254 549.47
Total	19 609 859.5	

Le manque à gagner durant la période des travaux sera approximativement : 470 636 628 DA

IV.4. VARIANTES PROPOSES

Le type de rempiétement et de confortement d'un quai se fait en tenant compte de plusieurs facteurs. Dans le but de mieux évaluer notre projet, trois variantes ont fait l'objet de type de structure à approprier et cela en tenant compte des facteurs géologiques et géotechniques et de la descente de charge et surtout des prévisions à long terme.

VI.3.1. Quai en blocs

Ces murs de quais sont constitués en bloc de béton, préfabriqué, empilés les uns des autres, le bloc inferieur étant posé sur une assise en enrochements préalablement réglée.

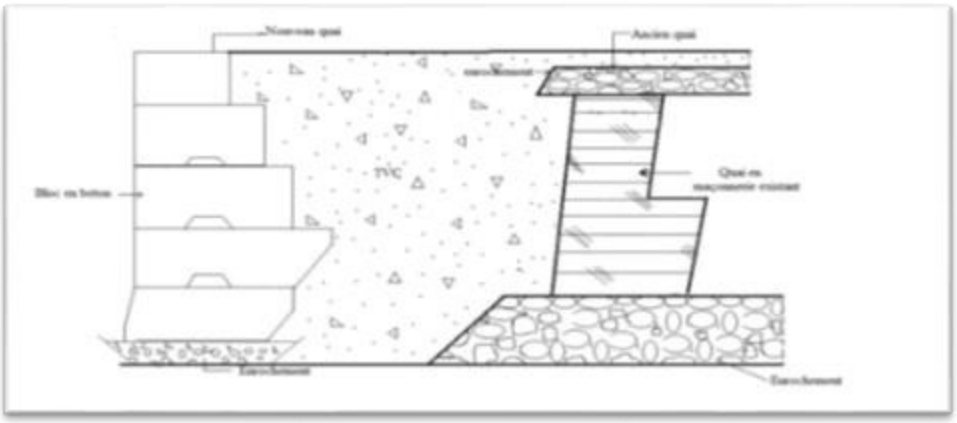


Figure IV-7. Variante1 : quai en blocs ;

VI.3.2. Quai en palplanches

Le rempiètement est constitué par des palplanches métalliques posées verticalement. Elles résistent bien à l'effort de traction normal par contre elle ne supporte pas les efforts de flexion.

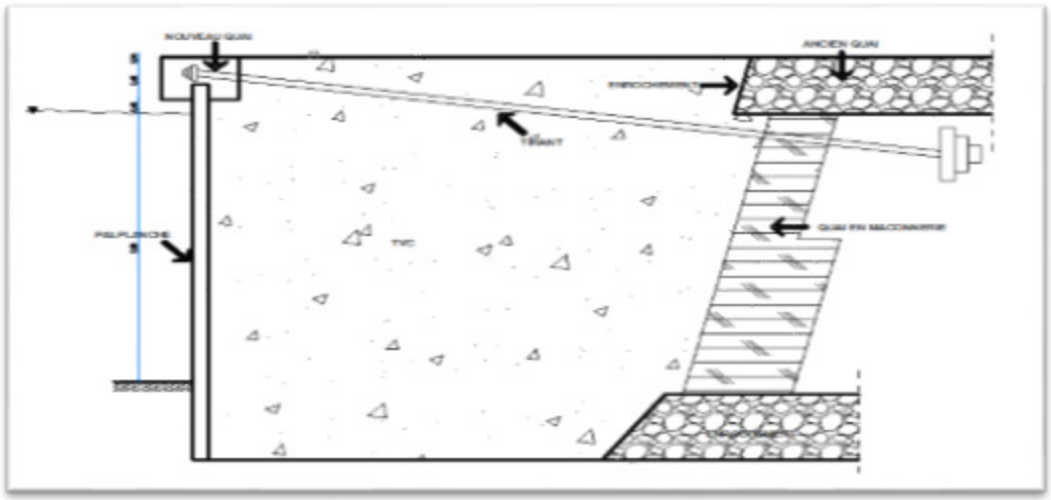


Figure IV-8. Variante2 : quai en palplanches ;

VI.3.3. Quai mixte

Le rideau mixte est une paroi combinée constituée de :

- Pieux en béton qui résiste à la compression, utilisés comme éléments porteurs.
- Palplanche pour la réalisation d'un rideau qui retient un massif de terre.

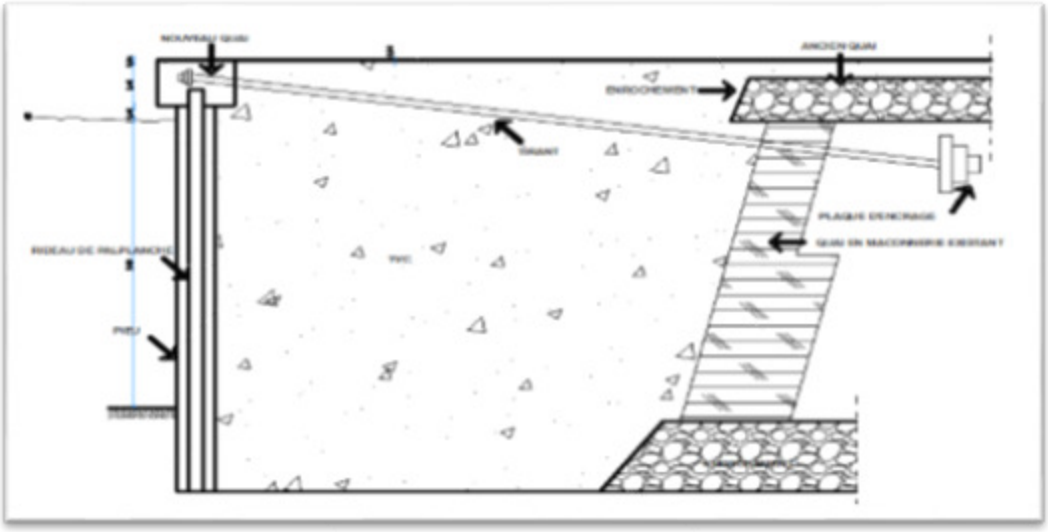


Figure IV-9. Variante3 : quai mixte ;

IV.5. CHOIX DE LA VARIANTE

Les critères suivants sont retenus pour la comparaison des trois (03) variantes de rempiétement des quais de la Casbah et de Passe Casbah :

- Coût de réalisation ;
- Délai de réalisation ;
- Les moyens de la mise en œuvre ;
- La nature du sol ;
- Le maintien du massif de terre.

Notons que :

- Variante 1 : quai en blocs.
- Variante 2 : quai en palplanches.
- Variante 3 : quai mixte.

(+) ⟶ aspect positif pour la variante ;
(−) ⟶ aspect négatif pour la variante.

Tableau IV-2. Etude multicritère ;

	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Coût de réalisation	-	-	+
Délai de réalisation	+	+	-
Les moyens de la mise en œuvre	+	+	+
La nature de sol	-	+	+
Le maintien du massif de terre	-	-	+

D'après l'analyse multicritères, on va prendre La troisième variante **« Rempiétement en rideau mixte ».**

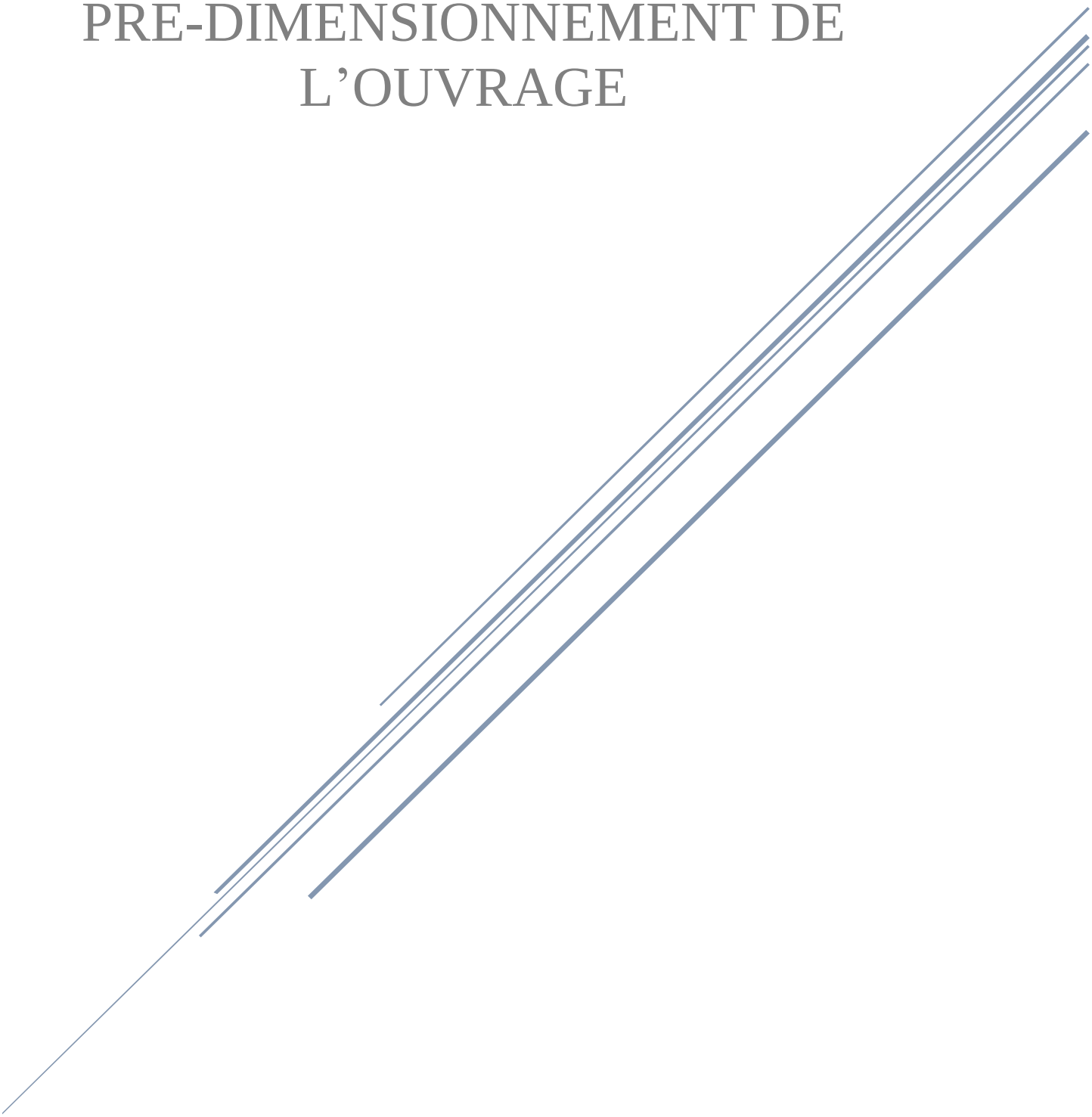
IV.6. CONCLUSION

L'inspection a mis en évidence des désordres pouvant à tout moment entrainer des risques d'effondrement de ces ouvrages. Devant cet état de fait, le rempiétement des quais s'avère indispensable pour son maintien à l'exploitation en tenant compte du bilan d'activité des deux quais qui est important vu leur rendement.

Ainsi, l'étude d'un nouveau quai qui est projetée constitue l'objectif de notre travail de fin d'études 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 l'analyse multicritères, la variante la plus adaptée à notre cas est celle d'un quai mixte qui se compose des pieux et palplanches.

PRE-DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE



E.N.S.T.P
2019/2020

V.1. INTRODUCTION

Pour effectuer une étude d'un quai, il est impératif de déterminer les différents efforts qui agissent sur le mur de quai, qui peuvent être dus aux : poussées des terres, surcharges d'exploitation, à la poussée hydrostatique et hydrodynamique, à l'effort de traction sur les bollards, à 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 connaitre 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.

V.2.1.1. Quai de la Casbah

Tableau V-1. Caractéristique du navire du quai de la Casbah ;

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

V.2.1.1.1. 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 0.3 m ;
- La plus basse mer est de 0.5 m ;

⟶ Le niveau inférieur est à -9 m.

D'où la hauteur totale du tirant d'eau est de 9+1.8=10.80 m

Niv_{inf} + Niv_{sup} = 9+1.8=10.80 m.

V.2.1.1.2. Longueur du quai

Le projet consiste à procéder à un rempiètement du quai de la casbah du port de commerce de Bejaïa, sur une longueur de 257 m.

V.2.1.1.3. Largeur 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 m.

V.2.1.2. Quai de la Passe Casbah

V.2.1.2.1. Hauteur de quai

Tableau V-2. Caractéristique du navire du quai de la Passe Casbah ;

Type de navire	Capacité (DWT)	Déplacement (t)	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)
Ferry	10 000	14 800	137	20.5	8,3

- **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 8.3 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 0.3 m ;
- La plus basse mer est de 0.5 m ;

⟶ Le niveau inférieur est à -10 m.

D'où la hauteur totale du tirant d'eau est de 10+1.8=11.80 m

$Niv_{inf} + Niv_{sup} = 10+1.8=11.80$ m.

V.2.1.2.2. Longueur du quai

Le projet consiste à procéder à un rempiètement du quai de la Passe Casbah du port de commerce de Bejaïa, sur une longueur de 146 m.

V.2.1.2.3. Largeur 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 m.

V.2.2. Le plot

Pour des raisons de réalisation et d'évaluation des travaux du point de vue économique, on devise nos quais en plots identiques dont la longueur est 25 m.

Cet ordre de grandeur est préalablement recommandé par le (CCBA 68) tenant compte des effets de retraits, des variations de température extérieure pour les éléments de construction compris entre joints distant de 25m dans les régions humides et tempérées.

V.2.2.1. Joint

Dont le rôle primordial est de permettre au plot adjacent le déplacement libre sans contact préjudiciable sous l'action des secousses, du phénomène de retrait et les effets thermiques, évitant ainsi les désordres pouvant surgir dans la structure, tout en assurant une certaine souplesse à cette dernière. On distingue deux types de joints :

- Joint permettant la liaison entre deux parties de béton préalablement durci ;
- Joint assurant la bonne adhérence d'un béton frais sur le béton ancien Pour cela un espace de 1cm lui est réservé entre chaque deux plot

V.2.2.2. Plateforme (poutre de couronnement)

Une poutre horizontale dite poutre de couronnement de forte section (2m de largeur, 1,4m de hauteur) du côté du bassin est prévue pour protéger le front d'accostage contre les chocs accidentels (défenses, bollards) et autres équipements.

V.2.3. Dragage :

Vue les données topographiques et bathymétrique du site de projet, une opération de dragage s'impose pour mettre à même niveau la profondeur nécessaire pour l'accostage des navires.

Vue la formation géologique du sol, dont la vase occupe la couche supérieure, il est recommandé d'utiliser une drague suceuse permettant le refoulement direct par conduites flottantes ; ce moyen de dragage assure généralement d'une façon rapide et économique l'exécution des travaux de dragage.

V.2.4. Equipements d'un quai (superstructures)

V.2.4.1. Bollard

Les bollards utilisés sont manufacturés de 50t en traction horizontale et verticale disposés tous les 12.5m [6].

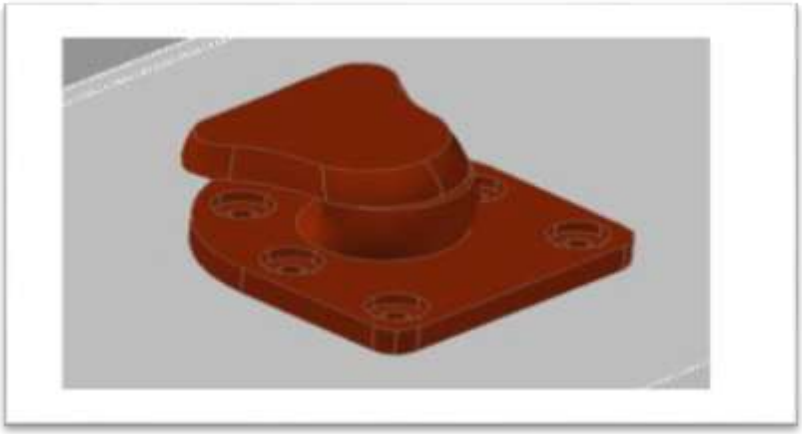


Figure V-1. Bollard ;

V.2.4.2. Défense

Les défenses seront constitué en caoutchouc de type cylindrique leurs dimensions seront calculées ultérieurement [6].

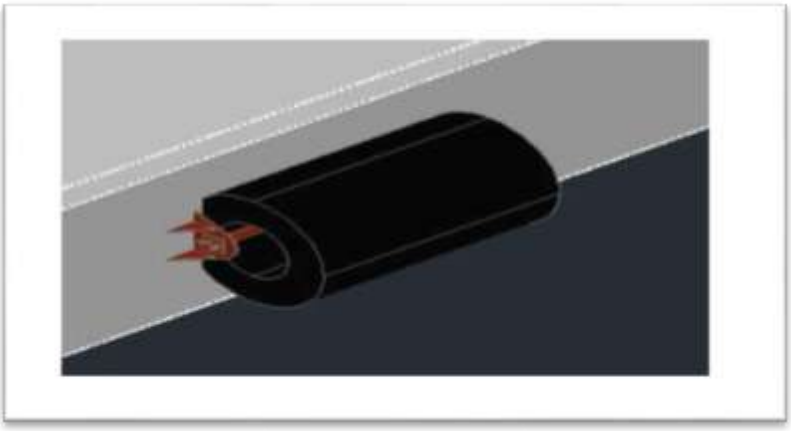


Figure V-2. Défense ;

V.2.4.3. Echelle de sécurité

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



Figure V-3. Echelle de sécurité ;

V.3. LES EFFORTS AGISSANTS SUR UN QUAI

V.3.1. Charge et surcharge

La structure de quai est soumise aux efforts suivants :

- Son poids propre ;
- Marnage : 0.5 m ;
- Bollard : la force est de 50 t ;
- Charge d'exploitation uniformément répartie : 6 t/m² ;
- Séisme: les accélérations considérées sont : k_h= 0.15 et k_v= $\pm$0.03 (RPOA 2008).

V.3.2. Efforts horizontaux

V.3.2.1. Effort d'accostage

Des efforts violents causés par un choc lors de l'accostage du navire, elles sont dues 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 de défenses est conditionné par le calcul de l'énergie cinétique à absorber. Cette énergie absorbée (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 entrainée. $E_d = C \times E_t = C \times (E_n + E_e)$

E_d : énergie absorbée par la défense ;

E_t : énergie total (E_n+E_e) ;

E_e : énergie cinétique de l'eau entrainée ;

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 :

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

G : la pesanteur g=9.81 m/s² ;

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 on prend V=0,25m/s unité assistées par des remorqueurs.

$$E_{n\ (Quai\ C)} = \frac{1}{2} \times \frac{23\,300}{9.81} \times 0.25^2 = 74.22 \text{ t.m ;}$$

$$E_{n\ (Quai\ P.C)} = \frac{1}{2} \times \frac{14\,800}{9.81} \times 0.25^2 = 47.14 \text{ t.m ;}$$

- **Energie cinétique de l'eau entrainée 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 γ_w: masse volumique de l'eau de mer γ_w= 1.03t/m3.

$$Ee = \frac{1}{2}\frac{t^2\pi}{4} \times L \times \frac{\gamma w}{g} \times V^2$$

$$E_{e\ (Quai\ C)} = \frac{1}{2} \times \frac{7.3^2 \times \pi}{4} \times 180 \times \frac{1.03}{9.81} \times 0.25^2 = 24.71 \text{ t.m ;}$$

$$E_{e\ (Quai\ P.C)} = \frac{1}{2} \times \frac{8.3^2 \times \pi}{4} \times 137 \times \frac{1.03}{9.81} \times 0.25^2 = 31.95 \text{ t.m ;}$$

- **Energie cinétique totale E_t**

$$E_t = E_e + E_n$$

$E_{t\,(Quai\ C)}$ = 74.22 + 24.71 = 98.93 t.m ;

$E_{t\,(Quai\ P.C)}$ = 47.14 + 31.95 = 79.09 t.m ;

- **Energie absorbée par les défenses Ed**

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.

$$E_d = E_t \times C$$

- **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 ;
D_1 : Tonnage supplémentaire.

$$D_1 = \frac{\pi}{4} \times t^2 \times L \times \gamma_w$$

$D_{1(Quai\ C)} = \frac{\pi}{4} \times 7.3^2 \times 180 \times 1.03$ = 7759.70 t

$D_{1(Quai\ P.C)} = \frac{\pi}{4} \times 8.3^2 \times 137 \times 1.03$ = 7634.90 t

D'où on aura :

$C_{m\,(Quai\ C)} = \frac{23300 + 7759.70}{23300}$ = 1.33 ;

$C_{m\,(Quai\ P.C)} = \frac{14800 + 7759.70}{14800}$ = 1,52 ;

- **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 : $A = L/4$

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

$C_{e(Quai\ C)} = C_{e(Quai\ P.C)} = \frac{(0.2)^2}{(0.25)^2 + (0.2)^2}$ = 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 C_s = 0.9 ;

Le coefficient de répartition C qui a pour valeur :

$$C = C_m \times C_e \times C_s \begin{cases} \nearrow C_{(Quai\ C)} = 1.33 \times 0.39 \times 0.9 = 0.46 ; \\ \searrow C_{(Quai\ P.C)} = 1.52 \times 0.39 \times 0.9 = 0.53 ; \end{cases}$$

L'énergie absorbée par les défenses sera donc :

$$E_d = C \times E_t \begin{cases} \nearrow E_{d(Quai\ C)} = 0{,}46 \times 98.93 = 45.50\ t.m ; \\ \searrow E_{d(Quai\ P.C)} = 0{,}53 \times 79.09 = 41.91\ t.m ; \end{cases}$$

Les valeurs les plus proches dans le tableau du catalogue FANTEK (annexe 02) 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 :

$E_{d\ (Quai\ C)} = 22.75$ t.m ;
$E_{d\ (Quai\ P.C)} = 20.95$ t.m ;

On prend la défense de dimensions suivantes :

Tableau V-3. Dimensions des défenses ;

	Diamètre extérieur D_{ext} (mm)	Diamètre intérieur D_{int} (mm)	Longueur l (mm)
Quai de la Casbah	1500	800	3000
Quai de la Passe Casbah	1400	750	3000

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

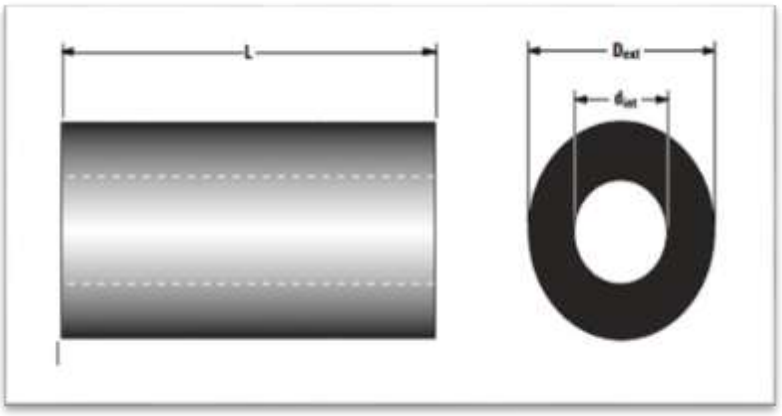


Figure V-4. Dimensions de la défense ;

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

$$Fa = \frac{2}{d} \times E_d$$

d : déplacement autorisé par les défenses ; Pour les défenses cylindriques on prend :

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

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

$$F' = 1.2 \times F_a$$

Et pour le plot de 25 m, l'effort sera répartie en deux : $F = \frac{F'}{12.5}$;

Tableau V-4. Résultats de l'effort d'accostages des deux quais

	E_d(t.m)	d (t)	Fa (t)	F' (t)	F(t/ml)
Quai de la Casbah	22.75	630	72.23	86.68	6.94
Quai de la Passe Casbah	20.95	585	71.62	85.95	6.88

V.3.2.2. Effort dans le bollard

Le déplacement peut être évalue 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

$$D_{(Quai\ c)} = 180 \times 25.7 \times 7.3 \times 0.80 = 27016.0\ t\ ;$$

$$D_{(Quai\ P.C)} = 137 \times 20.5 \times 8.3 \times 0.80 = 18648.5\ t\ ;$$

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

Pour le quai de la Passe Casbah, pour un déplacement 18 648.5 t < 20 000 t ; On choisit des bollards de 50t de traction.

La force exercée sur le bollard est de (100 t), et ils sont repartis tous les (2.00 m) le long du quai donc : $F = \frac{50}{25} = 2\ t/ml$

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

Tableau V-5. Récapitulation de l'effort d'amarrage ;

	Force résultante F (t/ml)	Hauteur (m)	Moment par rapport à (O') M (t.m)
Quais de la Casbah	2	$11.29 + f_0$	$22.58 + 2 \times f_0$
Quai de la Passe Casbah	2	$12.29 + f_0$	$24.58 + 2 \times f_0$

f_0 : 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 :

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

Avec :

$\gamma_w = 1{,}03\ t/m^3$ Poids volumique de l'eau de mer ;

$k_h = 0.15$ Coefficient séismique horizontal ;

$h_{(Quai\ C)}$ = -9 m, $h_{(Quai\ P.C)}$ =-10 m Profondeur de l'eau totale ;

Z : Profondeur d'eau variable.

La poussée hydrodynamique sera :

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

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

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

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

$p_{wd(Quai\ C)} = 1.7 \times \frac{7}{12} \times 1.03 \times 0.15 \times 9^2$ = 12.41 t/ml ;

$p_{wd(Quai\ P.C)} = 1.7 \times \frac{7}{12} \times 1.03 \times 0.15 \times 10^2$ = 15.32 t/ml ;

Appliquée à : $y = 0.4 \times h$

$y_{(Quai\ C)} = 0.4 \times 9 = 3.6$ m ;

$y_{(Quai\ P.C)} = 0.4 \times 10 = 4$ m ;

Tableau V-6. Récapitulation de la poussée hydrodynamique ;

	Force résultante P_{wd} (t/ml)	Hauteur (m)	Moment par rapport à (O') M (t.m)
Quai de la Casbah	12.41	$3.6 + f_0$	$12.41 \times f_0 + 45$
Quai de la Passe Casbah	15.32	$4 + f_0$	$15.32 \times f_0 + 61.28$

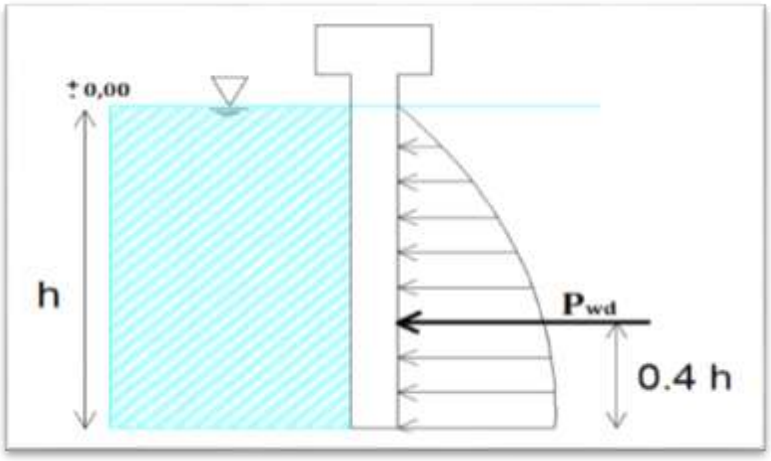


Figure V-5. Poussée hydrodynamique ;

V.3.2.4. Poussé hydrostatique dû au marnage

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

Pour ce qui concerne le port de Bejaia, la plus haute marée enregistrée est de (+0,50 m), le niveau des plus basses est de (-0,5 m). Ce qui donne une contrainte uniforme sur la hauteur du quai qui a la valeur suivante :

$$\mathbf{e_{moy}} = \frac{|0{,}5|+|-0{,}5|}{2} \longrightarrow \mathbf{e_{moy}} = \mathbf{0,5}\boldsymbol{m}$$

Calcul de la contrainte de la marée :

$$\sigma = \gamma_w \times e_{moy}$$

Avec :

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

e : la dénivellation.

$$\sigma = 1{,}03 \times 0{,}5 \longrightarrow \sigma = 0{,}515 \text{ t/m}^2$$

Quai de la Casbah

- Pour : h = 1.80 m

$$P_1 = \frac{1}{2} \times e \times \sigma = 0{,}5 \times 0{,}5 \times 0{,}515 = 0{,}128 \text{ t/ml}$$

Son point d'application est : $y_1 = \frac{1}{3} \times 0{,}5 + 8.5 = 8.67$ m

- Pour : h = 9 m

$$P_2 = e \times \sigma = 8.5 \times 0{,}515 = 4.38 \text{ t/ml}$$

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

Quai de la Passe Casbah

- Pour : h = 1.80 m

$$P_1 = \frac{1}{2} \times e \times \sigma = 0{,}5 \times 0{,}5 \times 0{,}515 = 0{,}128 \text{ t/ml}$$

Son point d'application est : $y_1 = \frac{1}{3} \times 0{,}5 + 9.5 = 9.67$ m

- Pour : h = 10 m

$$P_2 = e \times \sigma = 9.5 \times 0{,}515 = 4.9 \text{ t/ml}$$

Son point d'application est : $y_2 = \frac{1}{2} \times 9.5 = 4.75$ m

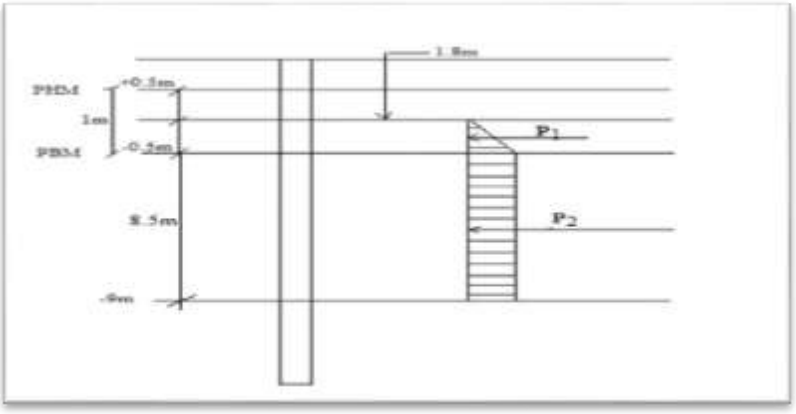


Figure V-6. Poussé hydrostatique dû au marnage pour le quai de la Casbah ;

Tableau V-7. 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)
Quai de la Casbah	1	0.128	8.67 + f_0	0.128× f_0 + 1.1090
	2	4.380	4.25 + f_0	4.380× f_0 + 18.615
Quai de la Passe Casbah	1	0.128	9.67 + f_0	0.128× f_0 + 1.2370
	2	4.900	4.74 + f_0	4.900× f_0 + 23.275

V.3.2.5. Poussées et butées des terres

$\boldsymbol{\sigma}_h = \boldsymbol{\sigma}_v \times Ka$ avec: $\boldsymbol{\sigma}v = \boldsymbol{\gamma} \times h+q$

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

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

- **Cas statique**

$$K_{a\gamma} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\delta + \lambda)} \times \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \times \cos(\beta - \lambda)}}\right]^{-2} \qquad \text{[Coulomb]}$$

$$\text{Si : } \beta = \delta = \lambda = 0 \qquad K_a = tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad \text{[Rankine]}$$

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)

Valeur de δ/φ d'après Schlosser (1995).

Parement[1]	Angle de frottement interne du sol					
	$\varphi < 30^0$		30 à 35^0		$\varphi > 35^0$	
	Poussée	Butée	Poussée	Butée	Poussée	Butée
Lisse	0	-1/3	0	-2/3	+1/3	-2/3
Rugueux	0	-1/3	+1/3	-2/3	+2/3	-2/3
Très rugueux	+1/3	-1/3	+2/3	-2/3	+2/3	-2/3

(1) lorsque les murs de soutènement retiennent des remblais ou sont équipés d'un tapis synthétique drainant, il convient d'adopter δ=0 pour la poussée.

Figure V-7. Valeurs de (δ) d'après Schlosser ;

- **Cas dynamique**

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

Avec : $\theta = \text{Arct}\left[\frac{Kh}{1-Kv}\right]$

$\omega = 90° - \lambda \qquad (\lambda = 0°)$

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

$K_h = 0.15g$, $K_v = 0.3 \times K_h = 0.045$

θ : Inclinaison sur la verticale de la résultante des forces de masse, $\theta = 8.92°$.

Quai de la Casbah

- TVC : (tous venant de carrières) de (0.00 à +1.80 m) au-dessus de la nappe phréatique :

$\gamma = 1{,}8\ t/m^3 \qquad \varphi = 35° \qquad C = 0\ t/m^2$

- TVC : (tous venant de carrières) de (0.00 à –9.00 m) au-dessous de la nappe phréatique :

$\gamma = 1.1\ t/m^3 \qquad \varphi = 35° \qquad C = 0\ t/m^2$

- Sol 01 : sol meuble et mous constitués de limons vaseux, argileux, et sableux (-9.00m à f)

$\gamma' = 1.5\ \mathrm{t/m^3}$ $\varphi = 25°$ $\mathrm{C} = 0\ \mathrm{t/m^2}$

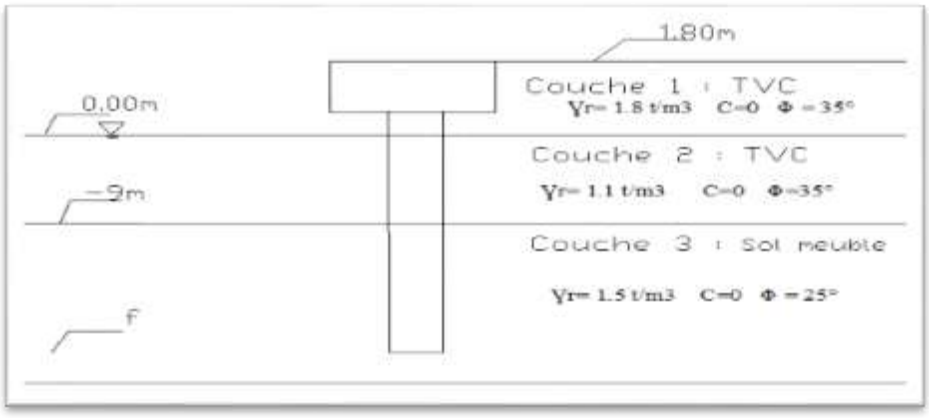


Figure V-8. Coupe de sol de quai de la Casbah ;

Les résultats des contraintes dû à la poussée des terres des deux cas se résume dans ces tableaux ci-dessous :

- **Cas statique**

Tableau V-8. Résultats des contraintes dû à la poussée des terres (Cas statique) pour quai Casbah ;

Couche	Profondeur (m)	z (m)	K_a	σ_{ah} (t/m²)
TVC	1.8 à 0.0	0	0.231	0.000
		1.80		0.748
TVC	1.80 à -10.80	0	0.231	0.748
		9		3.490
Sol 01	Poussée	0	0.405	5.467
	-10.8 à f	f		0.6f + 5.467
	Butée	0	1.825	0.000
	-10.8 à f	f		2.737f

- **Cas dynamique**

Tableau V-9. Résultats des contraintes dû à la poussée des terres (Cas dynamique) pour quai Casbah ;

Couche	Profondeur (m)	z (m)	K_a	σ_{ah} (t/m²)
TVC	1.8 à 0.0	0	0.267	0.000
		1.80		0.891
TVC	1.80 à -10.80	0	0.267	0.891
		10.80		3.171
Sol 01	Poussée	0	0.470	7.641
	-10.8 à f	f		0.705f + 7.641
	Butée	0	1.977	0.000
	-10.8 à f	f		2.965f

f : Fiche totale après majoration (m).

Quai de la Passe Casbah

- TVC : (tous venant de carrières) de (0.00 à +1.80 m) au-dessus de la nappe phréatique :

$$\gamma = 1{,}8\ \mathrm{t/m^3} \qquad \varphi = 35° \qquad C = 0\ \mathrm{t/m^2}$$

- TVC : (tous venant de carrières) de (0.00 à –10.00 m) au-dessous de la nappe phréatique :

$$\gamma = 1.1\ \mathrm{t/m^3} \qquad \varphi = 35° \qquad C = 0\ \mathrm{t/m^2}$$

- Sol 01 : sol meuble et mous constitués de limons vaseux, argileux, et sableux (-10.00m à f)

$$\gamma' = 1.5\ \mathrm{t/m^3} \qquad \varphi = 25° \qquad C = 0\ \mathrm{t/m^2}$$

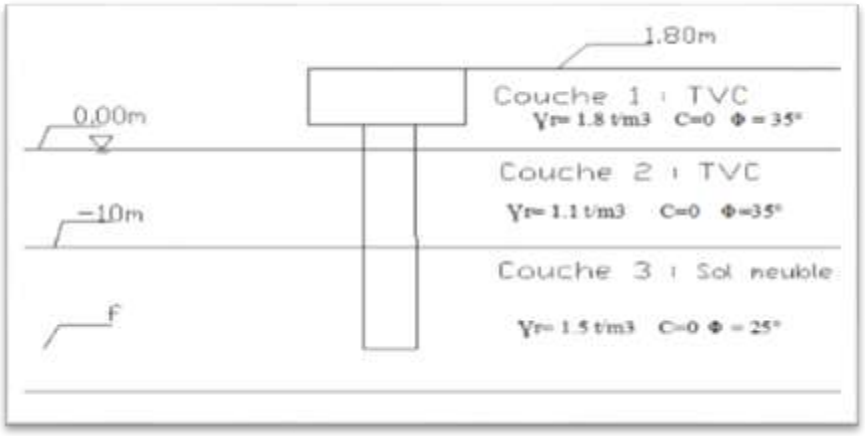


Figure V-9. Coupe de sol de quai de la Passe Casbah ;

Les résultats des contraintes dû à la poussée des terres des deux cas se résume dans ces tableaux ci-dessous :

- **Cas statique**

Tableau V-10. Résultats des contraintes dû à la poussée des terres (Cas statique*)* pour quai Passe Casbah ;

Couche	Profondeur (m)	z (m)	K_a	σ_{ah} (t/m²)
TVC	1.8 à 0.0	0	0.231	0.000
		1.80		0.748
TVC	1.80 à -11.80	0	0.231	0.748
		11.80		3.289
Sol 01	Poussée	0	0.405	6.075
	-11.8 à f	f		0.6f + 6.075
	Butée	0	1.825	0.000
	-11.8 à f	f		2.737f

- **Cas dynamique**

Couche	Profondeur (m)	z (m)	K_a	σ_{ah} (t/m²)
TVC	1.8 à 0.0	0	0.267	0.000

		1.80		0.891
TVC	1.80 à -11.80	0	0.267	0.891
		11.80		3.465
Sol 01	Poussée	0	0.470	8.319
	-11.8 à f	f		0.705f + 8.319
	Butée	0	1.977	0.000
	-11.8 à f	f		2.965f

Tableau V-11. Résultats des contraintes dû à la poussée des terres (Cas dynamique) Passe pour quai Casbah ;

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

Le schéma (figure V-10) 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-12. Charges et dimensions des roues du chariot ;

	Charge maximale de la roue sur l'essieu	Dimensions de la roue
Essieu avant	16.95 t	0.40 × 0.40
Essieu arrière	5t	0.40 × 0.40

- Calcul de la poussée $P = \frac{w}{2a+L}$

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

$$P = \frac{16.95}{2\times1+0.40} \longrightarrow P = 7.062 \text{ t}$$

La pression totale Pn est donnée par la formule suivante : $P_n = P \times K_a$, tel que:

K_a : coefficient de poussée des terres.

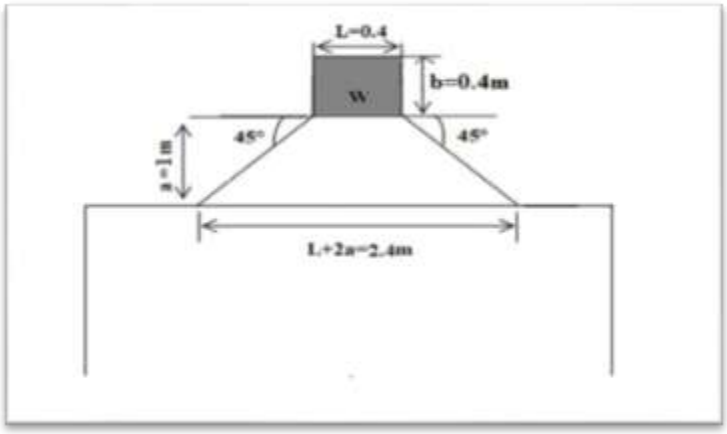


Figure V-10. Poussée du au chariot élévateur ;

Tableau V-13. Poussées dus aux chariot des deux quais ;

	Cas statique		**Cas dynamique**	
	K_a	P_{ns}	K_a	P_{nd}
Quai de la Casbah	0.231	1.631	0.267	1.885
Quai de la Passe Casbah	0.231	1.631	0.267	1.885

- Calculer d :

On a; : Z_2= a ×tan φ = 1 × tan(35°) = 0.70 m ;

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

d= Z_2-Z_1 = 2.7-0.7= 2 m. ⟶ d = 2 m

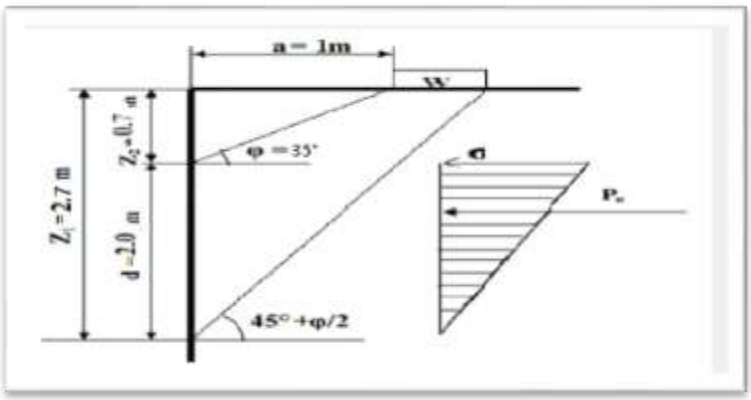


Figure V-11. Vue en plan de la poussée ;

- **Cas statique**

$$\sigma_n = \frac{Pn \times 2}{d} = \frac{1.631 \times 2}{2} = 1.631 \text{ t}$$

- **Cas dynamique**

$$\sigma_n = \frac{Pn \times 2}{d} = \frac{1.885 \times 2}{2} = 1.885 \text{ t}$$

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

H= 10.8 + f ; d= 2 m

$$Y = H - Z_2 - \frac{d}{3} = 9.43 + f$$

V.3.2.7. Effort dû 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 : $F_A = A \times P$

Avec P : poids total du mur de quai.

- **Poids de la dalle de couronnement**

$$P_{dalle} = l \times h \times L \times \gamma_{beton}$$

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 =1.8 m ;

$\gamma_{béton}$: poids volumique du béton, γ_{beton}= 2.5 t/m^3 .

$$P_{dalle} = 2.3 \times 2.5 \times 25 \times 1.8 = 258{,}75\ t$$

- **Effort sismique**

$$F_A = A \times P = 0.2 \times 258{,}75 = 51{,}75 \text{ t/ml} ;$$

$F_{A/ml}$ = 2.05 t ;

V.3.3. Efforts verticaux

V.3.3.1. Poids propre des éléments du quai

Le poids propre doit être considéré réduit de la poussée d'Archimède déterminée 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 25 m de long.

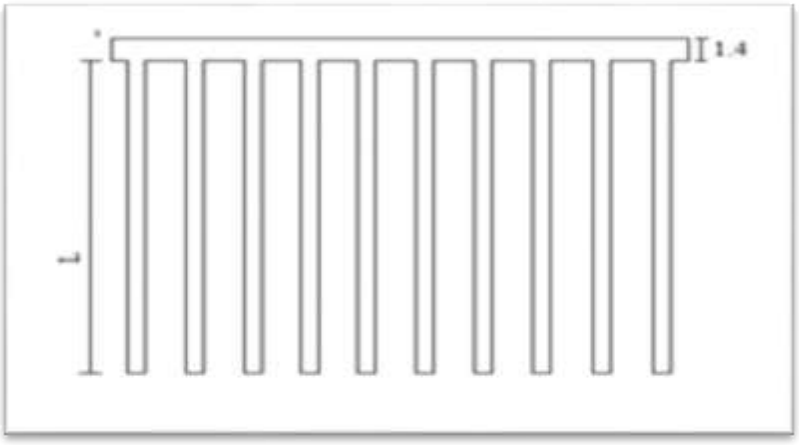


Figure V-12. Coupes longitudinale d'un plot ;

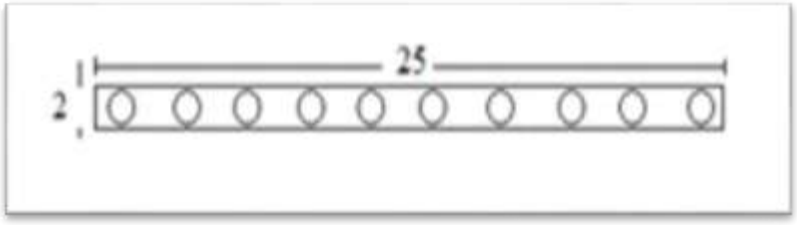


Figure V-13. La vue en plan d'un plot ;

V.3.3.2. Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation à prendre en considération sont :

- **La force du vent :**
  - La pression du vent est : 50 Kg/m².
- **Les surcharges**
  - Surcharges d'exploitation actuelle S = 4 t/m².
  - Surcharges d'exploitation prévisionnelles S = 6 t/m².

❖ **Détermination de la poussée dû aux surcharges :**

- **Cas statique**

$$\sigma_{ah}(q) = \left(K_{aq} \times q\right) cos\ \delta$$

Avec :

$$\mathrm{K_{aq}} = \frac{\mathrm{K_{a\gamma}}}{\cos(\beta - \lambda)}$$

- **Cas dynamique**

$$\sigma_{\mathrm{ah}}(\mathrm{q}) = \left(\mathrm{K_{aq}} \times \mathrm{q}\right) \cos\delta$$

Avec :

$$\mathrm{K_{aq}} = \frac{\mathrm{K_{a\gamma}}}{\cos(\beta - \lambda)};$$

Dans notre cas : $\beta = \lambda = 0°$; q = 6 t/m² .

Quai de la Casbah

- **Cas statique**

Tableau V-14. Résultats des contraintes dû au surcharges (Cas statique) pour quai Casbah ;

	Profondeur (m)	z (m)	K_a	K_{aq}	σ_{ah} (t/m²)
TVC	0 à 1.8	0 1.8	0.231	0.231	1.386
TVC	1.8 à -10.8	0 9	0.231	0.231	1.386
Sol 01	10.8 à f	0 f	0.405	0.405	2.430

- **Cas dynamique**

Tableau V-15. Résultats des contraintes dû au surcharges (Cas dynamique) pour quai Casbah ;

	Profondeur (m)	z (m)	K_a	K_{aq}	σ_{ah} (t/m²)
TVC	0 à 1.8	0 1.8	0.267	0.267	1.602
TVC	1.8 à -10.8	0 9	0.267	0.267	1.602
Sol 01	10.8 à f	0 f	0.470	0.470	2.820

Quai de la Passe Casbah

- **Cas statique**

Tableau V-16. Résultats des contraintes dû au surcharges (Cas statique) pour quai Passe Casbah;

	Profondeur (m)	z (m)	K_a	K_{aq}	σ_{ah} (t/m²)
TVC	0 à 1.8	0 1.8	0.231	0.231	1.386
TVC	1.8 à -11.8	0 10	0.231	0.231	1.386
Sol 01	-11.8 à f	0 f	0.405	0.405	2.430

- **Cas dynamique**

Tableau V-17. Résultats des contraintes dû au surcharges (Cas dynamique) pour quai Passe Casbah ;

	Profondeur (m)	z (m)	K_a	K_{aq}	σ_{ah} (t/m²)
TVC	0 à 1.8	0	0.267	0.267	1.602
		1.8			
TVC	1.8 à -11.80	0	0.267	0.267	1.602
		10			
Sol 01	-11.80 à f	0	0.470	0.470	2.820
		f			

V.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté et calculé les différents efforts qui agissent sur les deux quais Casbah et Passe Casbah.

LES RIDEAUX DE PALPLANCHES

E.N.S.T.P
2019/2020

VI.1. INTRODUCTION

L'augmentation du taux des dégâts des structures et le besoin de nouvelles techniques de réalisation des ouvrages nécessite l'utilisation des modes utiles, efficaces et économiques de construction, tel que les rideaux de palplanches. Ces dernières constituent une importante catégorie d'ouvrages de soutènement.

Ils sont principalement utilisés dans les ouvrages portuaires et dans ceux construits dans le cadre de l'aménagement des rivières et des canaux : murs de quai, batardeaux, etc.

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

VI.2. GENERALITES SUR LES PALPLANCHES

VI.2.1. Définition de la palplanche

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

Les rideaux de palplanches désignent l'ensemble structurel formé par les palplanches assemblées entre elles. Ces rideaux peuvent être définitifs : éléments constitutifs de quais, écluses, protections de berges, murs de soutènement et para fouilles ou provisoires lors de la construction d'ouvrages : batardeau en rivière, écran d'étanchéité et blindage de fouille.



Figure VI-1. Image représentant un rideau de palplanche au port de Bejaia ;

VI.2.2. Différents types de palplanches

- La palplanche en bois ;
- La palplanche en béton armé ;
- La palplanche en PVC ;
- La palplanche en acier ;
- La palplanche en fibre de verre.

VI.2.3. Buts d'un soutènement par un rideau de palplanches

- Protection des berges et Ecrans acoustiques ;
- Soutènement des terres et Rideau d'étanchéité ;
- Confinement de sites à risque ;
- Blindage (rideau de coffrage).

VI.2.4. Principe de fonctionnement

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

VI.2.5. Synthèse et comparaison entre les types de palplanches

Le tableau de comparaison entre les types de palplanches se trouve en annexes B.

VI.2.6. Choix de type de palplanches

Puisque on est dans le domaine aquatique donc le type de palplanches utilisable est en acier, cela revient à la comparaison faites.

VI.2.6.1. Mise en œuvre et profilés

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

On distingue dans la palplanche acier :

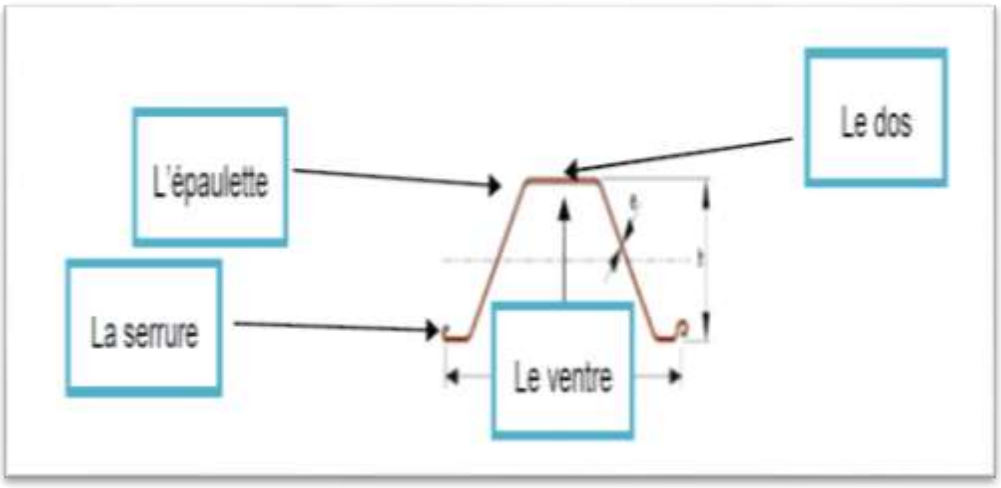


Figure VI-2. Les éléments constitutifs d'une palplanche double ;

VI.2.6.2. Les différentes méthodes de mise en place

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

VI.2.6.3. Utilisation et placement

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

VI.2.6.4. Les différents profilés de palplanches en acier

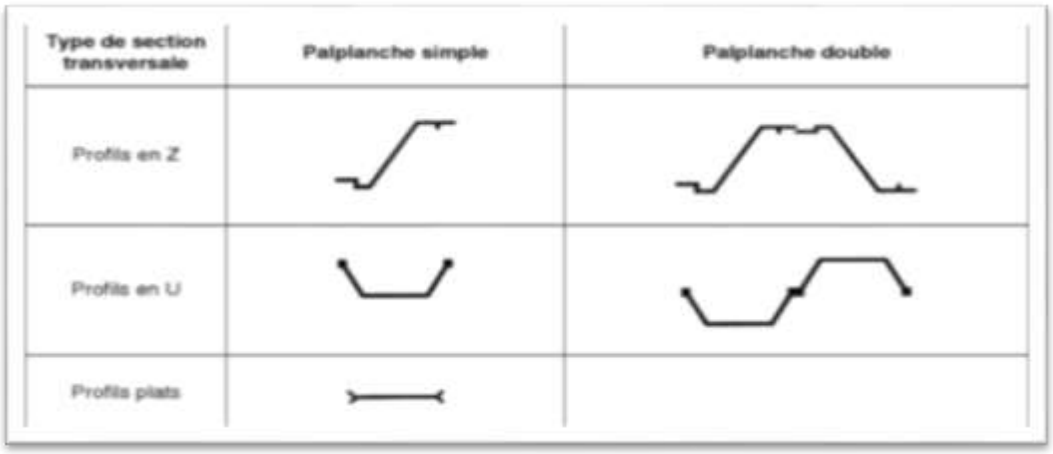


Figure VI-3. Les différents profils de palplanches en acier ;

VI.2.7. Type des rideaux de palplanches

VI.2.7.1. Rideaux mixtes (Rideau à fort module type HZ/AZ)

Les rideaux mixtes HZ/AZ est l'assemblage de profilés en Z et d'HEB forme un rideau mixte.

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

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



Figure VI-4. Images pour des rideaux de palplanche type HZ/AZ au niveau du port de Bejaia ;

VI.2.7.2. Les palplanches plates

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

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

VI.2.7.3. Les rideaux mixtes tubes ou en caisson

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

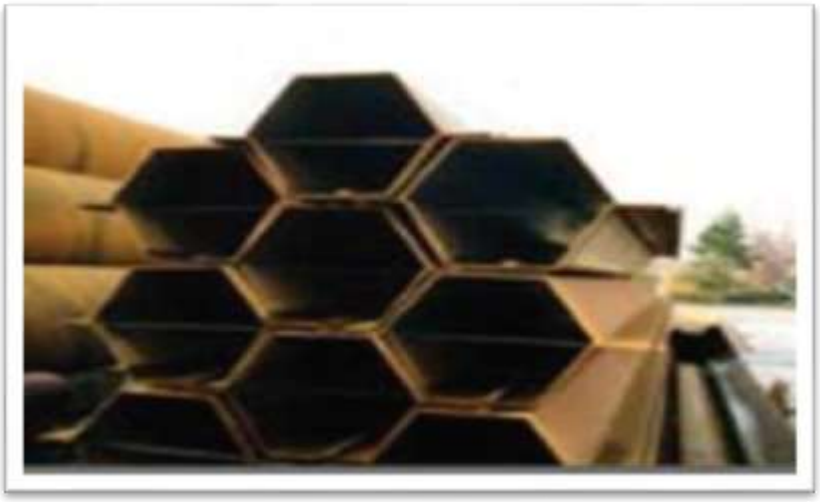


Figure VI-5. Exemple de rideau mixte tube et de caisson ;

VI.2.8. Système de raccord

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

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

- **Avantage**
  - Forte aptitude au réemploi ;
  - Très grande résistance, Très grande élasticité et Très bonne étanchéité ;
  - Large gamme de profilé et100% recyclable ;
  - Facilité et rapidité de mise en œuvre ;
  - Durée de vie (de 50 à 100 ans en fonction du traitement).

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

VI.3. DIMENSIONNEMENT DE TYPE DE LA PALPLANCHE

V.3.1. Les trois phases principales d'étude d'un rideau en palplanche

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

V.3.2. Méthode de calcul des palplanches

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

V.3.3. Reconnaissance avant dimensionnement

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

- Caractéristiques des sols, Coupes géotechniques, Les niveaux d'eau et Les surcharges.

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

V.3.4. L'objectif du dimensionnement

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

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

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

V.3.5. Présentation du modèle 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.

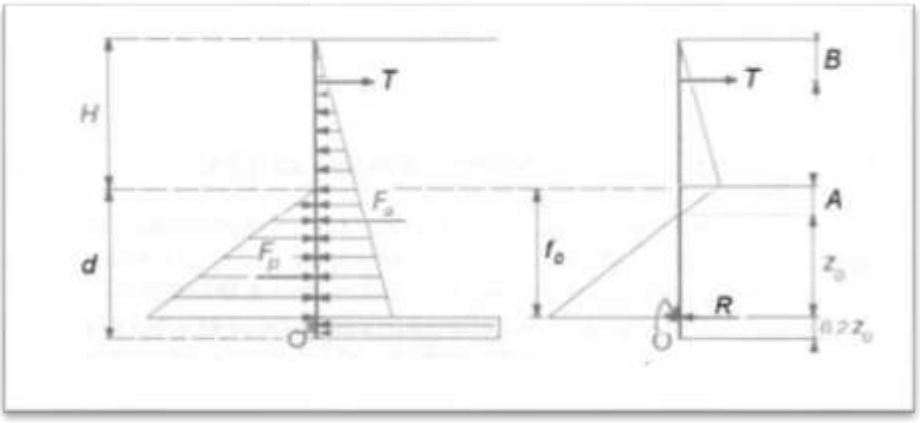


Figure VI-6. Modélisation de Blum, d'après Schlosser ;

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 " f0 " de 20% soit la fiche totale notée " f " : $\mathbf{f = f_0 \times 1.2}$. 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 ".

V.3.6. Principe de la poutre équivalente

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

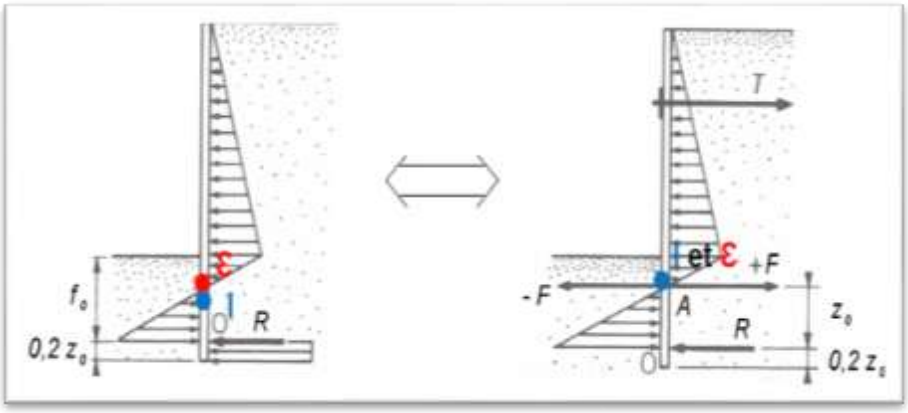


Figure VI-7. Résolution par la méthode de la poutre équivalente, d'après Balaÿ ;

V.3.7. 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.

V.3.8. 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 : $M_{max} \leq M_{résistant}$ palplanche :

$$\text{Avec :} \quad \frac{I}{V} = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}} \qquad \text{et} \quad \sigma_{adm} = \frac{2}{3}\sigma_e \qquad \text{avec :} \quad \sigma_e = \frac{FeE500}{1{,}15}$$

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.

VI.4. 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 au surcharge.

Charges accidentelles (Fa) :

- 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 a l'ELU et l'ELS en utilisant les combinaisons ci-dessous :

Tableau VI-1. Combinaisons de charge ;

ELU		ELS
Statique	Dynamique	Statique
1,35 G + 1,5 Q	G + Q + Fa	G + Q

VI.4.1. 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 (φ).

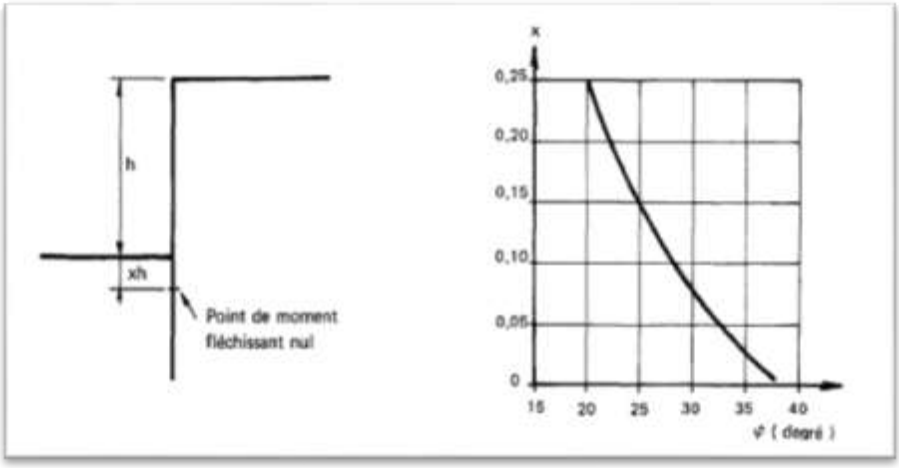


Figure VI-8 Relation entre la cote du point de flexion nulle et l'angle de frottement interne ;

Ou h= hauteur du mur de quai et a=0.15 × h pour des sols qui ont 25°< φ <35°.

On a une couche de tout venant de carrière 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

VI.4.1.1. Quai de la Casbah

➢ **ELU**

❖ **Cas statique**

- **L_{AI} = h+a**

0.6a + 5.467 = 2.737a ⟶ **a = 2.55 m**.

Donc L_{AI} = 10.8 + 2.55 ⟶ **L_{AI} = 13.35 m.**

Tableau VI-2. Récapitulation des sollicitations combinés (Cas statique) en ELU pour quai Casbah ;

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	9.6+f	0.67f + 6.44
	P2	8	4.5+f	8f + 36
	P3	9.81	3+f	9.81f + 29.43
	P4	5.46f	f/2	2.73f²
	P5	0.36f²	f/3	0.12f³
Butée des terres G	B1	1.37f	f/3	0.46f²
Poussée dues aux surcharge Q	q1	6.7	9.9+f	6.7f + 66.33
	q2	21.1	4.5+f	21.1f + 94.95
	q3	2.53f	0.5f	1.26f²
Bollard Q	$P_{bollard}$	2	11.1+f	2f + 22.2
Chariot Q	$P_{chariot}$	1.63	9.43+f	1.63f + 15.37
Marnage Q	$P_{marn\ 1}$	0.128	8.67 + f_0	0.128f + 1.11
	$P_{marn\ 2}$	4.38	4.25 + f_0	4.38f + 18.62

- **Cas 1**

Tableau VI-3. Cas 1 en l'ELU (cas statique) du quai Casbah ;

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	12.15	8.14
	P2	8	13.5	108
	P3	9.81	12	117.72
	P4	13.9	1.275	17.72
	P5	2.34	0.85	2
Butée des terres G	B1	8.9	0.85	7.56

Poussée dus aux Surcharge Q	q1	6.7	12.45	83.41
	q2	21.1	7.05	148.75
	q3	6.45	1.27	8.2
Bollard Q	$P_{bollard}$	2	13.65	27.3
Marnage Q	$P_{marn\ 1}$	0.128	11.22	1.44
	$P_{marn\ 2}$	4.38	6.8	29.8
∑	1.35G+1.5Q	120	/	400

Calcul de la force du tirant (V) :

$$\sum M/_O = \sum_{i=1}^{5} M_{G_{Pi}} - \sum M_{G_{Bi}} + \sum_{i=1}^{6} M_{Qi} - A \times d_i = 0$$

$$400 - V \times 13.35 = 0 \longrightarrow \mathbf{V = 30\ t/ml}$$

Calcul de l'effort tranchant (T) :

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

$$\sum F_i - V - T = 0 \longrightarrow 120 - 30 - T = 0 \longrightarrow \mathbf{T = 90\ t/ml}$$

- **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-4. Cas 1 à l'ELU partie (L_{IO}) (cas statique) pour quai Casbah ;

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	7b	b/2	$3.5b^2$
	P'2	$0.3b^2$	b/3	$0.1b^3$
Buttée des terres	B'1	7b	b/2	$3.5b^2$
	B'2	$1.36b^2$	b/3	$0.45b^3$
Effort tranchant	T	90	b	90b

$$\sum M/_O = \sum_{i=1}^{2} M_{G_{Pi}} - \sum_{i=1}^{2} M_{G_{Bi}} + T \times b = 0$$

$$3.5b^2 + 0.1b^3 - 3.5b^2 - 0.45b^3 + 90b = 0$$

$0.35b^3 - 90b = 0 \longrightarrow b = 16$ m ;

Alors que $f_0 = a + b \longrightarrow f_0 = 2.55 + 16 \longrightarrow f_0 = 18.55$ m ;

Donc : $f = 1.2 \times 18.55 \longrightarrow f = 22.26$ m.

Cas2 et Cas3 sont calculés, les résultats sont en annexes B.

❖ **Cas dynamique (ELA)**

- **$L_{AI} = h+a$**

$0.705a + 7.641 = 2.965a \longrightarrow$ **$a = 2.64$ m**.

Donc $L_{AI} = 10.8 + 2.64 \longrightarrow$ **$L_{AI} = 13.44$ m.**

Tableau VI-5. Récapitulation des sollicitations combinés en ELU *(*Cas dynamique) pour le quai Casbah ;

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.8	9.6+f	0.67f + 6.44
	P2	8	4.5+f	8f + 36
	P3	9.81	3+f	9.8f + 29.4
	P4	1.37f	f/2	$0.46f^2$
	P5	$0.36f^2$	f/3	$0.12f^3$
Butée des terres G	B1	$1.37f^2$	f/3	$0.46f^3$
Chariot Q	$P_{chariot}$	1.63	9.43+f	1.63f + 15.37
Bollard Q	$P_{bollard}$	2	11.1+f	2f + 22.2
Poussée dus aux Surcharge Q	q1	6.7	9.9+f	6.7f + 66.33
	q2	21.1	4.5+f	21.1f + 94.95
	q3	2.53f	0.5f	$1.26f^2$
Poussée hydrodynamique FA	P_{hydr}	12.41	$3.9 + f_0$	12.41f + 48.40
Séisme FA	F_A	2.05	10.1+f	2.04f + 20.6

- **Cas 1**

Tableau VI-6. Cas1 en l'ELU (cas dynamique) pour quai Casbah ;

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.8	12.24	9.8
	P2	8	7.14	57.12
	P3	9.81	5.64	55.32
	P4	3.61	1.32	4.76
	P5	2.5	0.88	2.2
Butée des terres G	B1	9.55	0.88	8.4
Poussée dus aux Surcharge Q	q1	6.7	12.54	84
	q2	21.1	7.14	150.65
	q3	6.68	1.32	8.8
Poussée hydrodynamique FA	P_{hydr}	12.41	6.54	81.16
Séisme FA	F_A	2.05	12.74	26
$\sum$	G + Q+ FA	82.9	/	488.21

Calcul de la force du tirant (V)

$$\sum M/_O = 0 \longrightarrow 488.21 - V \times 13.44 = 0 \longrightarrow \mathbf{V = 36.32\ t/ml}\ ;$$

Calcul de l'effort tranchant (T) :

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

$$\sum F_i - V - T = 0 \longrightarrow 82.9 - 36.32 - T = 0 \longrightarrow \mathbf{T = 46.58\ \frac{t}{ml}}$$

Tableau VI-7. Cas 1 à l'ELU partie (L_{IO}) (cas dynamique) pour quai Casbah ;

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	7b	b/2	$3.5b^2$
	P'2	$0.3b^2$	b/3	$0.1b^3$
Buttée des terres	B'1	7b	b/2	$3.5b^2$
	B'2	$1.36b^2$	b/3	$0.45b^3$
Effort tranchant	T	46.58	b	46.58 b

Calcul de la fiche

$$\sum M/_O = \sum_{i=1}^{2} M_{G_{Pi}} - \sum_{i=1}^{2} M_{G_{Bi}} + T \times b = 0$$

$3.5b^2 + 0.1b^3 - 3.5b^2 - 0.45b^3 + 46.58\ b = 0$

$0.35b^3 - 46.58\ b = 0 \longrightarrow b = 11.53$ m

Alors que $f_0 = a + b \longrightarrow f_0 = 2.64 + 11.53 \longrightarrow f_0 = 14.17$ m ;

Donc : $f = 1.2 \times 14.17 \longrightarrow f = 17$ m.

Cas2 et Cas3 sont calculés, les résultats sont en annexes B.

- **ELS**

- **L_{AI} = h+a**

$0.6a + 5.467 = 2.737a \longrightarrow$ **a = 2.55 m**.

Donc $L_{AI} = 10.8 + 2.55 \longrightarrow$ **L_{AI} = 13.35 m.**

Tableau VI-8. Récapitulation des sollicitations combinés en ELS pour le quai Casbah ;

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	9.6+f	0.67f + 6.44
	P2	8	4.5+f	8f + 36
	P3	9.81	3+f	15.7f + 29.43
	P4	5.46f	f/2	$2.73f^2$
	P5	$0.36f^2$	f/3	$0.12f^3$
Butée des terres G	B1	1.37f	f/3	$0.46f^2$
Poussée dues aux surcharge Q	q1	6.7	9.9+f	6.7f + 66.33
	q2	21.1	4.5+f	21.1f + 94.95
	q3	2.53f	0.5f	$1.26f^2$
Bollard Q	$P_{bollard}$	2	11.1+f	2f + 22.2
Chariot Q	$P_{chariot}$	1.63	9.43+f	1.63f + 15.37
Marnage Q	$P_{marn\ 1}$	0.128	$8.67 + f_0$	$0.128f + 1.11$
	$P_{marn\ 2}$	4.38	$4.25 + f_0$	4.38f + 18.62

- **Cas 1**

Tableau VI-9. Cas 1 en ELS pour quai Casbah ;

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	12.15	8.14
	P2	8	7.05	56.4
	P3	9.81	5.55	54.45
	P4	13.9	1.275	17.72
	P5	2.34	0.85	2
Butée des terres G	B1	8.9	0.85	7.56
Poussée dus aux Surcharge Q	q1	6.7	12.45	83.41
	q2	21.1	7.05	148.75
	q3	6.45	1.27	8.2
Bollard Q	$P_{bollard}$	2	13.65	27.3
Marnage Q	$P_{marn\ 1}$	0.128	11.22	1.44
	$P_{marn\ 2}$	4.38	6.8	29.8
∑	G + Q	82.28	/	430

Calcul de la force du tirant (V)

$\sum M/_O = 0 \longrightarrow 430 - V \times 13.35 = 0 \longrightarrow$ **V = 32.2 t/ml** ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

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

$\sum F_i - V - T = 0 \longrightarrow 82.28 - 32.2 - T = 0 \longrightarrow \mathbf{T = 50.08\ t/ml}$ **;**

Calcul de la fiche

b = 12.13 ⟶ f_0 = 14.68 m ⟶ f = 17.6 m ;

Cas2 et Cas3 sont calculés, les résultats sont en annexes B.

D'après l'analyse des tableaux on constate que le cas le plus défavorable sur le quai de la Casbah correspond au cas1 en ELU : La fiche d'ancrage : f_0 = 18.55 m ; f = 23 m ;

Les efforts maximums dans la palplanche sont :

M_{max} = 485.22 t.ml;

T_{max} = 133.8 t.

Pour dimensionner notre palplanche on utilise la fiche $f_0 = 19.17$ m.

Avec : $\frac{I}{V} = W = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}}$ et $\sigma_{adm} = \frac{2}{3}\sigma_e$ avec : $\sigma_e = \frac{Fe\ 500}{1.15}$

$$W = \frac{485.22 \times 10^6}{\frac{2}{3} \times \frac{500}{1.15} \times 100} \longrightarrow W = 16741.47\ cm^3/m$$

Donc d'après le catalogue d'**Arcelor-Mittal** (Catalogue général 2011), On choisit un rideau mixte : pieu tubulaire et palplanches intercalaires AZ 18

- D_{tube} = 1829 mm ;
- Epaisseur t_{tube} =20 mm ;
- b_{sys} = 3.15 m ;
- Inertie de système I_{sys} = 1490373 cm^4/m ;
- W_{sys} = 16297 cm^3/m.

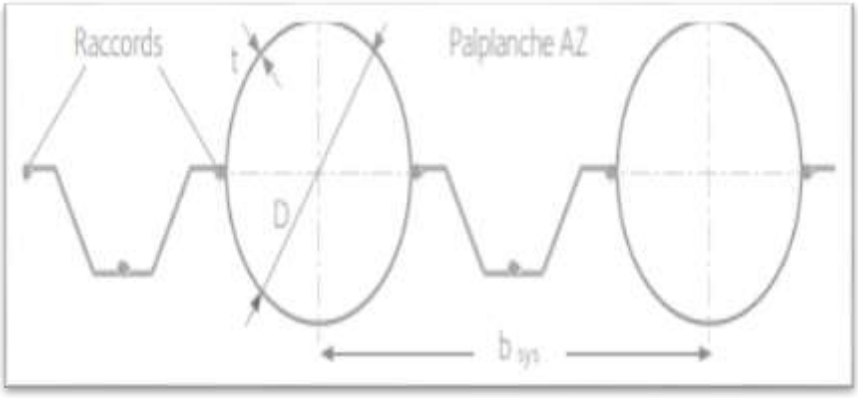


Figure VI-7. Images illustratives sur le rideau mixte ;

VI.4.1.2. Quai de la Passe Casbah

➢ **ELU**

❖ **Cas statique**

- **L_{AI} = h+a**

0.6a + 6.075= 2.737a ⟶ **a = 2.84 m**.

Donc L_{AI} = 11.8 + 2.84 ⟶ **L_{AI} = 14.64 m.**

Tableau VI-10. Récapitulation des sollicitations combinés (Cas statique) en ELU pour quai Passe Casbah ;

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	$10.6+f_0$	$0.67f_0 + 7.1$
	P2	7.48	$5+ f_0$	$7.48f_0 + 37.4$
	P3	12.7	$3.3f_0$	41.91
	P4	$6.075f_0$	$f_0/2$	$3 f_0^2$
	P5	$0.3f^2_0$	$f_0/3$	$0.1 f_0^3$
Butée des terres G	B1	$1.37f^2_0$	$f_0/3$	$0.46f^3$
Poussée dues aux surcharge Q	q1	2.5	$10.9+ f_0$	$2.5f_0 + 27.25$
	q2	16	$5+ f_0$	$16f_0 + 80$
	q3	$2.82f_0$	$0.5 f_0$	$1.4f_0^2$
Bollard Q	$P_{bollard}$	2	$12.29 + f_0$	$2f_0 + 24.58$
Chariot Q	$P_{chariot}$	1.63	$9.43+ f_0$	$1.63f_0 + 15.37$
Marnage Q	$P_{marn\ 1}$	0.128	$9.67 + f_0$	$0.128 f_0 + 1.24$
	$P_{marn\ 2}$	4.9	$4.74 + f_0$	$4.9 f_0 + 23.27$

- **Cas 1**

Tableau VI-11. Cas 1 en l'ELU (cas statique) pour quai Passe Casbah ;

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	13.44	9
	P2	7.48	7.84	58.64
	P3	12.7	9.37	119
	P4	17.25	1.42	24.5
	P5	2.4	0.95	2.3
Butée des terres G	B1	3.9	0.95	3.7
Poussée dus aux Surcharge Q	q1	2.5	13.74	34.35
	q2	16	7.84	125.44
	q3	8	1.42	11.36
Bollard Q	$P_{bollard}$	2	15.13	30.26
Marnage Q	$P_{marn\ 1}$	0.128	12.5	1.6
	$P_{marn\ 2}$	4.9	7.58	37.14
$\sum$	1.35G+1.5Q	110.23	/	449.9

Calcul de la force du tirant (V) :

$$\sum M/_O = \sum_{i=1}^{5} M_{G_{Pi}} - \sum M_{G_{Bi}} + \sum_{i=1}^{6} M_{Qi} - V \times d_i = 0$$

$$449.9 - V \times 14.64 = 0 \longrightarrow \mathbf{V = 30.73\ t/ml}$$

Calcul de l'effort tranchant (T) :

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

$$\sum F_i - V - T = 0 \longrightarrow 110.23 - 30.73 - T = 0 \longrightarrow \mathbf{T = 79.5\ t/ml}$$

- **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-12. Cas 1 à l'ELU partie (L_{IO}) (cas dynamique) pour quai Passe Casbah ;

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	7.77b	b/2	$3.88b^2$
	P'2	$0.3b^2$	b/3	$0.1b^3$
Buttée des terres	B'1	7.77b	b/2	$3.88b^2$
	B'2	$1.36b^2$	b/3	$0.45b^3$
Effort tranchant	T	79.5	b	79.5b

$$\sum M/_O = \sum_{i=1}^{2} M_{G_{Pi}} - \sum_{i=1}^{2} M_{G_{Bi}} + T \times b = 0$$

$$3.88b^2 + 0.1b^3 - 3.88b^2 - 0.45b^3 + 79.5b = 0$$

$$0.35b^3 - 79.5b = 0 \longrightarrow b = 15.07\ m\ ;$$

Alors que $f_0 = a + b \longrightarrow f_0 = 2.84 + 15.07 \longrightarrow f_0 = 17.91$ m ;

Donc : $f = 1.2 \times 17.91 \longrightarrow f = 21.5$ m.

Cas2 et Cas3 sont calculés, les résultats sont en annexes B.

❖ **Cas dynamique (ELA)**

- **L_{AI} = h+a**

0.705a + 8.319 = 2.965a ⟶ **a = 3.68 m** ;

Donc L_{AI} = 11.8 +3.68 ⟶ **L_{AI} = 15.48 m.**

Tableau VI-13. Récapitulation des sollicitations combinés en ELA pour le quai Passe Casbah ;

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.8	$10.6 + f_0$	$0.8f + 8.48$
	P2	8	$5 + f_0$	$8f + 40$
	P3	12.7	$3.3 + f_0$	$15.7f + 47.1$
	P4	$8.32f_0$	$f_0/2$	$0.46f_0^2$
	P5	$0.35f^2_0$	$f_0/3$	$0.12f_0^3$
Butée des terres G	B1	$1.37f_0$	$f_0/3$	$0.46f_0^2$
Chariot Q	$P_{chariot}$	1.63	$9.43 + f_0$	$1.63f_0 + 15.37$
Bollard Q	$P_{bollard}$	2	$12.29 + f_0$	$2f_0 + 22.2$
Poussée dus aux Surcharge Q	q1	6.7	$10.9 + f_0$	$6.7f_0 + 66.33$
	q2	21.1	$5 + f_0$	$21.1f_0 + 94.95$
	q3	$2.53f_0$	$0.5f_0$	$1.26f_0^2$
Poussée hydrodynamique FA	P_{hydr}	12.41	$4 + f_0$	$12.41f_0 + 48.40$
Séisme FA	F_A	2.04	$11.1 + f_0$	$51.75f_0 + 522.7$

- **Cas 1**

Tableau VI-14. Cas 1 en ELU (cas dynamique) pour quai Passe Casbah ;

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.8	14.28	11.42
	P2	8	8.68	69.44
	P3	12.7	6	94.2
	P4	30.6	1.84	56.3
	P5	4.74	1.22	5.78
Butée des terres G	B1	4.36	1.22	22.63

Poussée dus aux Surcharge Q	q1	6.7	14.58	98.6
	q2	21.1	8.68	183.15
	q3	9.31	1.84	17.13
Poussée hydrodynamique FA	P_{hydr}	12.41	7.68	95.3
Séisme FA	F_A	2.04	14.78	30.15
∑	G + Q+ FA	96.77	/	638.84

Calcul de la force du tirant (V)

$\sum M/_O = 0 \longrightarrow 638.84 - V \times 15.48 = 0 \longrightarrow$ **V = 41.27 t/ml** ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

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

$\sum F_i - V - T = 0 \longrightarrow \quad 96.77 - 41.27 - T = 0 \longrightarrow \mathbf{T = 55.5\ t/ml}$

Tableau VI-15. Cas 1 à l'ELU partie (L_{IO}) (cas dynamique) pour quai Passe Casbah ;

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	10.07b	b/2	$5b^2$
	P'2	$0.3b^2$	b/3	$0.1b^3$
Buttée des terres	B'1	10.07b	b/2	$5b^2$
	B'2	$1.36b^2$	b/3	$0.45b^3$
Effort tranchant	T	55.5	b	55.5b

Calcul de la fiche

$$\sum M/_O = \sum_{i=1}^{2} M_{G_{Pi}} - \sum_{i=1}^{2} M_{G_{Bi}} + T \times b = 0$$

$5b^2 + 0.1b^3 - 5b^2 - 0.45b^3 + 55.5b = 0$

$0.35b^3 - 55.5b = 0 \longrightarrow b = 12.6$ m

Alors que $f_0 = a + b \longrightarrow f_0 = 3.68 + 12.6 \longrightarrow f_0 = 16.28$ m ;

Donc : $f = 1.2 \times 16.28 \longrightarrow f = 19.53$ m.

Cas2 et Cas3 sont calculés, les résultats sont en annexes.

➢ **ELS**

- **L_{AI} = h+a**

0.6a + 6.075= 2.737a ⟶ **a = 2.84 m**.

Donc L_{AI} = 11.8 + 2.84 ⟶ **L_{AI} = 14.64 m.**

Tableau VI-16. Récapitulation des sollicitations combiné à l'ELS pour quai Passe Casbah ;

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	$10.6+f_0$	$0.67f_0 + 7.1$
	P2	7.48	$5+ f_0$	$7.48f_0 + 37.4$
	P3	12.7	$3.3f_0$	41.91
	P4	$6.075f_0$	$f_0/2$	$3 f_0^2$
	P5	$0.3f^2_0$	$f_0/3$	$0.1 f_0^3$
Butée des terres G	B1	$1.37f^2_0$	$f_0/3$	$0.46f^3$
Poussée dues aux surcharge Q	q1	2.5	$10.9+ f_0$	$2.5f_0 + 27.25$
	q2	16	$5+ f_0$	$16f_0 + 80$
	q3	$2.82f_0$	$0.5 f_0$	$1.4f_0^2$
Bollard Q	$P_{bollard}$	2	$12.29 + f_0$	$2f_0 + 24.58$
Chariot Q	$P_{chariot}$	1.63	$9.43+ f_0$	$1.63f_0 + 15.37$
Marnage Q	$P_{marn\ 1}$	0.128	$9.67 + f_0$	$0.128 f_0 + 1.24$
	$P_{marn\ 2}$	4.9	$4.74 + f_0$	$4.9 f_0 + 23.27$

- **Cas 1**

Tableau VI-17. Cas 1 en ELS pour quai Passe Casbah ;

		Force F_i (t/ml)	Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	13.44	9
	P2	7.48	7.84	58.64
	P3	12.7	9.37	119
	P4	17.25	1.42	24.5
	P5	2.4	0.95	2.3
Butée des terres G	B1	3.9	0.95	3.7
Poussée dus aux Surcharge	q1	2.5	13.74	34.35
	q2	16	7.84	125.44

Q	q3	8	1.42	11.36
Bollard Q	$P_{bollard}$	2	15.13	30.26
Marnage Q	$P_{marn\ 1}$	0.128	12.5	1.6
	$P_{marn\ 2}$	4.9	7.58	37.14
∑	G + Q	77.93	/	240.15

Calcul de la force du tirant (V) :

$$\sum M/_O = \sum_{i=1}^{5} M_{G_{Pi}} - \sum M_{G_{Bi}} + \sum_{i=1}^{6} M_{Qi} - V \times d_i = 0$$

$$240.15 - V \times 14.64 = 0 \longrightarrow \mathbf{V = 16.4\ t/ml}$$

Calcul de l'effort tranchant (T) :

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

$$\sum F_i - V - T = 0 \longrightarrow 77.93 - 16.4 - T = 0 \longrightarrow \mathbf{T = 61.53\ t/ml}$$

- **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-18. Cas 1 à l'ELS partie (L_{IO}) pour quai Passe Casbah ;

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	7.77b	b/2	$3.88b^2$
	P'2	$0.3b^2$	b/3	$0.1b^3$
Buttée des terres	B'1	7.77b	b/2	$3.88b^2$
	B'2	$1.36b^2$	b/3	$0.45b^3$
Effort tranchant	T	61.53	b	61.53b

$$\sum M/_O = \sum_{i=1}^{2} M_{G_{Pi}} - \sum_{i=1}^{2} M_{G_{Bi}} + T \times b = 0$$

$$3.88b^2 + 0.1b^3 - 3.88b^2 - 0.45b^3 + 61.53b = 0$$

$$0.35b^3 - 61.53b = 0 \longrightarrow b = 13.25\ m\ ;$$

Alors que $f_0 = a + b \longrightarrow f_0 = 2.84 + 13.25 \longrightarrow f_0 = 15.9$ m ;

Donc : $f = 1.2 \times 15.9 \longrightarrow f = 19.1$ m.

Cas2 et Cas3 sont calculés, les résultats sont en annexes B.

D'après l'analyse des tableaux, on constate que le cas le plus défavorable sur le quai de la Passe Casbah correspond au cas3 dans l'état accidentel (ELA) qui est le cas dynamique en ELU

La fiche d'ancrage : f_0=18.22 m ; f=21.9 m ;

Les efforts maximums dans la palplanche sont :

M_{max} = 670.78 t.ml;

T_{max} = 117.7 t.

Pour dimensionner notre palplanche on utilise la fiche $f_0 = 19.17$ m.

Avec : $\frac{I}{V} = W = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}}$ et $\sigma_{adm} = \frac{2}{3}\sigma_e$ avec : $\sigma_e = \frac{Fe\ 500}{1.15}$

$$W = \frac{670.78 \times 10^6}{\frac{2}{3} \times \frac{500}{1.15} \times 100} \longrightarrow W = 23141.9 \frac{cm^3}{m};$$

Donc d'après le catalogue d'**Arcelor-Mittal** (Catalogue général 2011), On choisit un rideau mixte :

- D_{tube} = 2540 mm ;
- Epaisseur t_{tube} = 21 mm ;
- b_{sys} = 3.86 m ;
- Inertie de système I_{sys} = 3426296 cm^4/m ;
- W_{sys} = 26979 cm^3/m.

VI.5. CONCLUSION

A travers ce chapitre, on a calculé la fiche du rideau de palplanche dans les deux quais en considérant ces efforts dans le cas statique (ELU, ELS) et le cas dynamique (ELA), on a choisi le cas le plus défavorable pour déterminer la fiche

Les palplanches intercalaires permettent de transmettre les efforts horizontaux de la poussée des terres et hydrostatique aux pieux par des serrures soudées le long du pieu, La fiche du pieu est la même que celle de la palplanche

CALCUL DU RIDEAU D'ANCRAGE

E.N.S.T.P
2019/2020

VII.1. INTRODUCTION

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

Le calcul du rideau fait connaitre les réactions d'ancrage, le plus souvent celles-ci sont reportées à l'intermédiaire de tirants sur un ancrage situé en arriéré 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'encrage sera constitué d'un rideau de palplanches. La surcharge ne couvre le terre-plein qu'en amont de la paroi d'ancrage. Ceci a pour effet d'augmenter les poussées actives sur l'arrière de rideau sans influencer les butées.

Le rideau sera arasé à la cote (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 : $\delta_a = \delta_p = 0$ 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 $\frac{\mathbf{D}}{\mathbf{d}} \leq 2$, une fois que la hauteur du rideau est calculé.

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

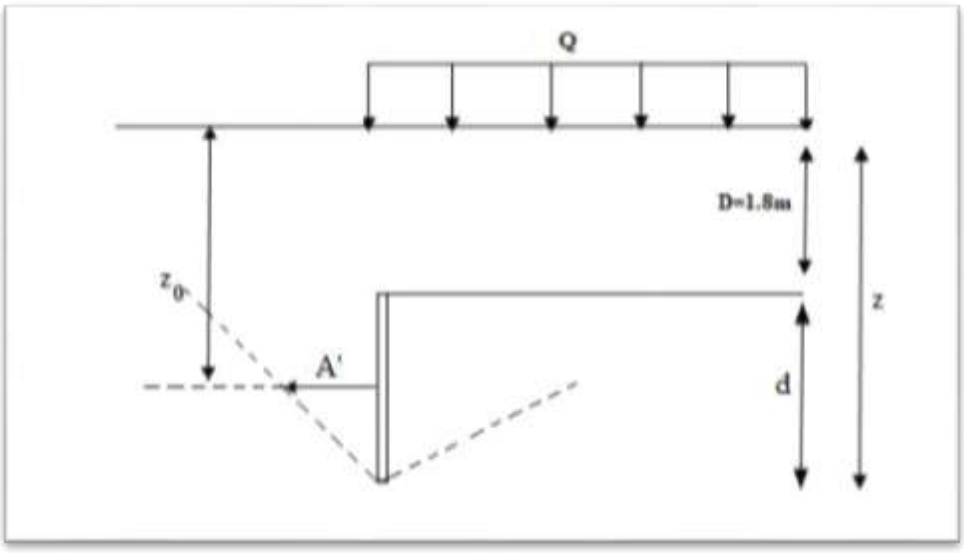


Figure VII-1. Rideau d'ancrage continue peu profond ;

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

$$B' = K_p \times \gamma \times Z_0 - K_a \times (\gamma \times Z_0 + q) ;$$

L'équilibre est réalisé pour la hauteur d telle que : $B' \times d = A'$ **;**

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.

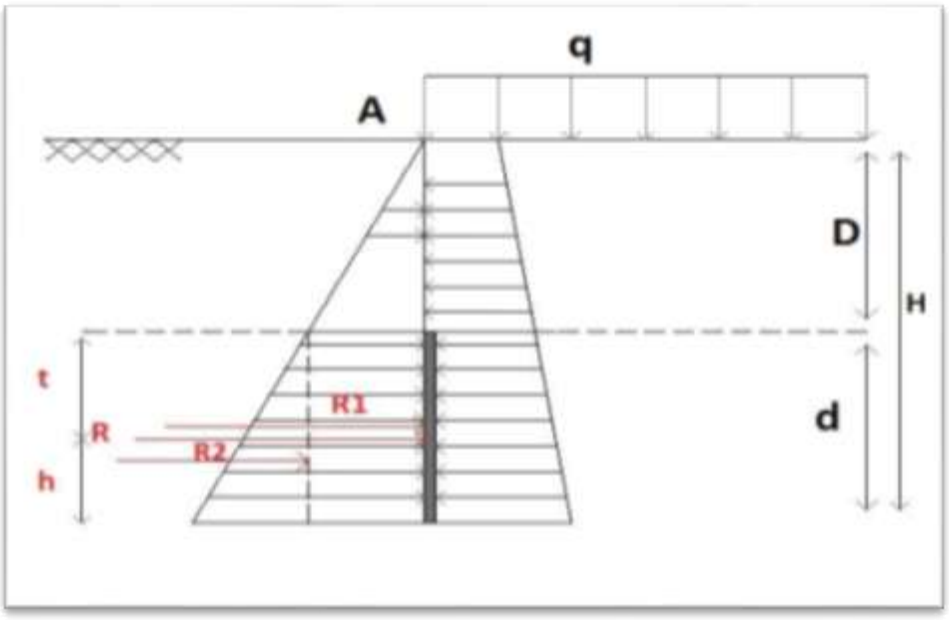


Figure VII-2. Diagramme des contraintes poussées butée des terres ;

➢ **Quai de la Passe Casbah**

- **Cas statique**

On a : γ = 1.8 t /m^3 ; D =1.8 m ; q = 6 t/m² ;

Pour φ = 35°, on a : K_a = 0,231 et Kp = 1,82 ;

Soit R la résultante (butée-poussée) que nous décomposons en deux R_1 et R_2.

R_1 correspondant au rectangle et R_2 correspondant au triangle. Ces forces horizontales sont égale à :

$$R_1 = \sigma_1 \times d = \left[K_p \times \gamma \times D - K_a \times (D + q)\right] \times d \longrightarrow R_1 = 4.1 \times d$$

$$R_2 = 0{,}5 \times (\sigma_1 - \sigma_2) = 0{,}5 \times \left(K_p - K_a\right) \times \gamma \times d^2 \longrightarrow R_2 = 1.43 \times d^2$$

$$\text{Or on a} \quad R = R_1 + R_2 \longrightarrow R = 4.1 \times d^2 + 1.43 \times d$$

Le Rideau d'encrage étant continu, les tirants transmettent à celui-ci par unité de largeur du rideau l'effort d'ancrage A' dont la composante horizontal V doit être équilibrée par R.

D'après le calcul précédent de rideau frontale V = 43.33 tonnes (par mètre de largeur) et A'= 52 tonnes, on devra donc avoir : 4.1d² + 1.43d – 52 = 0.

Equation dont la racine positive donne la valeur cherchée : d = 3.4 m.

- **Cas dynamique**

Pour φ=35°, on a: k_p= 1.97 et k_a= 0.267

On suivant les mêmes étapes que le cas statique, on obtient :

R_1 = 4.3d et R_2 = 1.53d² ;

Donc : R = 4.31d + 1.53d²

D'après les calculs on aura : d = 3.3 m ;

Le cas le plus défavorable est celui du cas statique, donc on prend d = 3.4 m.

On voit que la méthode employé donne un résultat du côté de la sécurité, puisque la condition $\frac{H}{2} \leq d$; H = D + d = 1.8 + 3.4 ⟶ H = 5.2 m ;

$\frac{H}{2} = 2.6 \leq d$. C'est vérifier, le schéma de calcul est valable

➢ **Quai de la Casbah**

- **Cas statique**

Or on a $R = R_1 + R_2 \longrightarrow R = 4.1 \times d^2 + 1.43 \times d$

D'après le calcul précédent de rideau frontale V =30 tonnes (par mètre de largeur) et A'= 36 tonnes, on devra donc avoir : $4.1d^2 + 1.43d - 36 = 0$.

Equation dont la racine positive donne la valeur cherchée : d = 2.8 m.

- **Cas dynamique**

Pour φ=35°, on a: k_p= 1.97 et k_a= 0.267

On suivant les mêmes étapes que le cas statique, on obtient :

$$R_1 = 4.3d \quad \text{et } R_2 = 1.53d^2 ;$$

$$\text{Donc : } \quad R = 4.31d + 1.53d^2$$

D'après les calculs on aura : d = 2.72 m.

Le cas le plus défavorable est celui du cas statique, donc on prendra d = 2.8 m.

On voit que la méthode employé donne un résultat du côté de la sécurité, puisque la condition $\frac{H}{2} \leq d$; $H = D + d = 1.8 + 2.8 \longrightarrow H = 4.6$ m ;

$\frac{H}{2} = 2.3 \leq d$. C'est vérifier, le schéma de calcul est valable

VII.3.2. Calcul de la position du rideau 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.

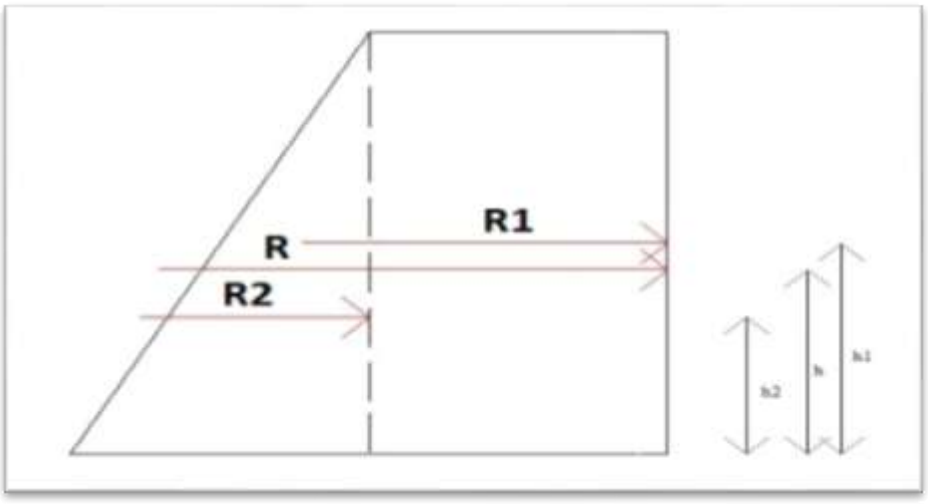


Figure VII-3. Position d'ancrage ;

On a $R_1 \times h_1 + R_2 \times h_2 = R \times h$

Or $h_1 = d/2$ et $h_2 = d/3$

Donc on aura : $R_1 = h_1 \times d$;

$R_2 = h_2 \times d$;

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)
Quais Casbah	2.8	1.4	0.94	3.92	2.63	6.55	1.78	1.02
Quai P.Casbah	3.4	1.7	1.14	5.78	3.88	9.66	1.48	1.92

VII.3.3. Détermination de la position du rideau d'ancrage

VII.3.3.1. Méthode de calcul

les rideaux d'ancrage doivent résister à la traction des tirants et par conséquent développer dans le terrain une butée suffisante, donc il faut placer l'ancrage de manière que le prisme de la butée d'ancrage n'empiète pas sur le prisme de poussée du rideau frontal, de plus on estime que la stabilité de l'ensemble rideau frontal, ancrage et massif compris entre eux se trouve assurée lorsque l'ancrage se trouve au-dessus de la ligne de talus naturel qui passe pour le point de pression nulle 0 du rideau frontal, en supposant que les lignes de rupture de butée et poussée sont des droites inclinées a ($\pi/4 \pm \varphi/2$) .

L'ancrage devra se trouver dans la zone hachurée de la Figure VII-4 ci-après.

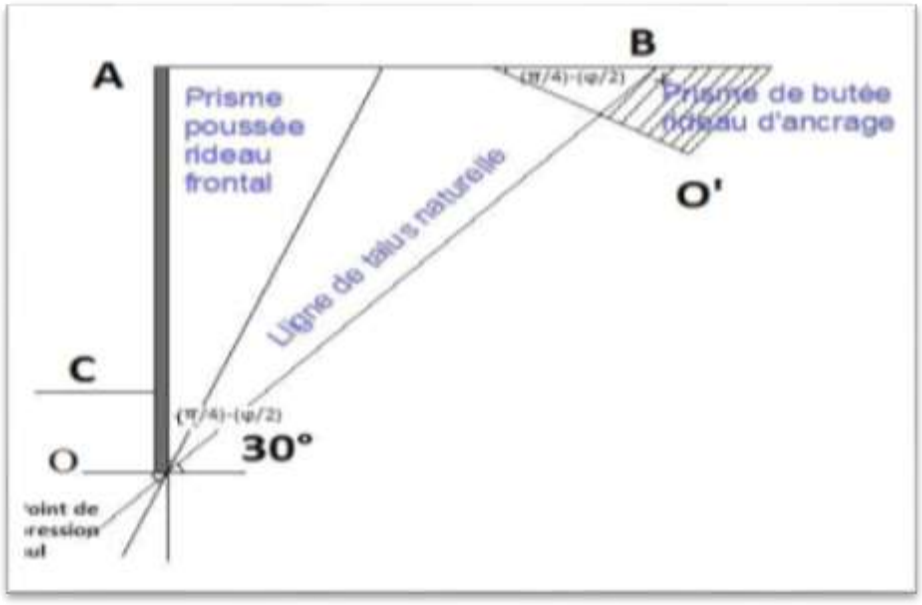


Figure VII-4. Prisme de butée du rideau d'ancrage ;

On pourrait d'ailleurs vérifier qu'il n'y a pas de glissement général du massif, cette vérification peut être faite pas la méthode de kranz.

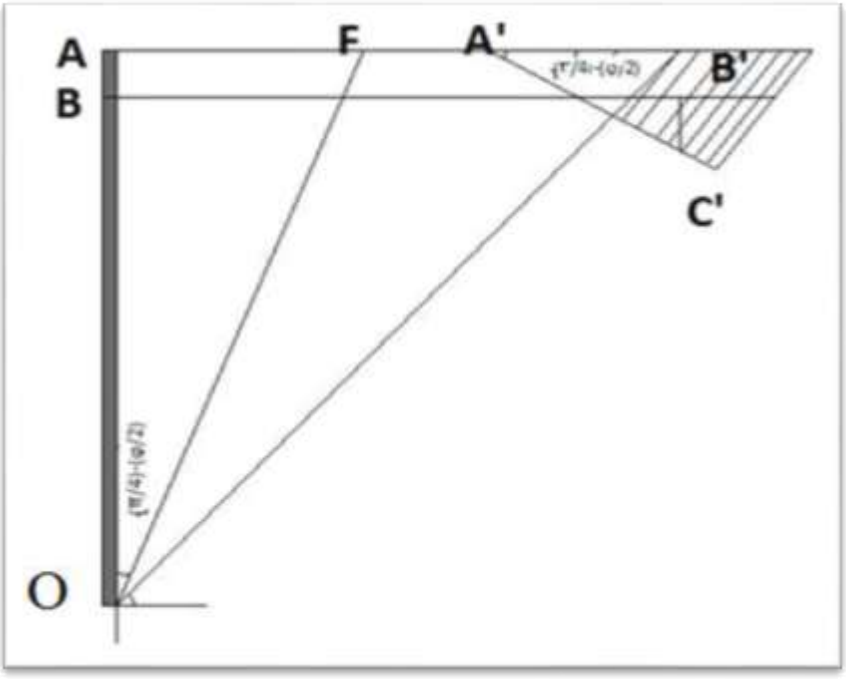


Figure VII-5. Position de l'ancrage par rapport au mur de quai ;

VII.3.3.2. Calcul de la position d'ancrage

- **L'éloignement de l'ancrage**

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

e =13.35 tg (90 – 35) = 19.07

e = 20 m :

- **La hauteur maximale**

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

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

FA'= 20 - tg (45-17.5) ×13.35

FA'= 13.05 m

Donc H_{max} = 13.05 × tg (45-17.5) – 1 = 5.8 m ;

H_{max} = 5.8 m > d ;

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

VII.3.4. Tirants d'ancrage

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

- Tirants passifs : sont simplement fixés sur le rideau au moment de la pose et ne sont sollicités que par la réaction d'appuis nécessaire à l'équilibre du rideau, ils s'attachent sur le corps d'ancrage 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'appuis préalablement calculée.

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

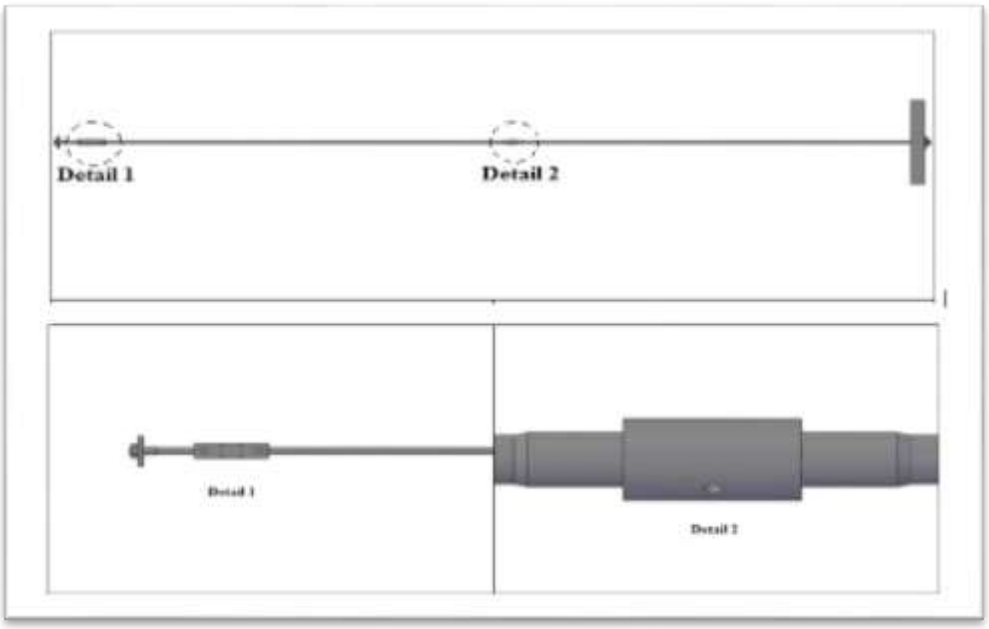


Figure VII-6. Tirant d'ancrage ;

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 filetés, la contrainte a font de filet doit être limitée à cause de l'effet d'entaille possible et des efforts parasités à l'attache.

La contrainte admissible (σ_a) dans la section à fond de filet est une fraction de la limite élastique : $\sigma_e \longrightarrow \sigma_a = \frac{2}{3}\sigma_e$

On distingue deux types de tirants :

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

La contrainte admissible permet de déterminer la section à fond du filet nécessaire. La section courante de la barre peut être inférieure à la section a 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 ;

θ: inclinaison des tirants sur l'horizontal ;

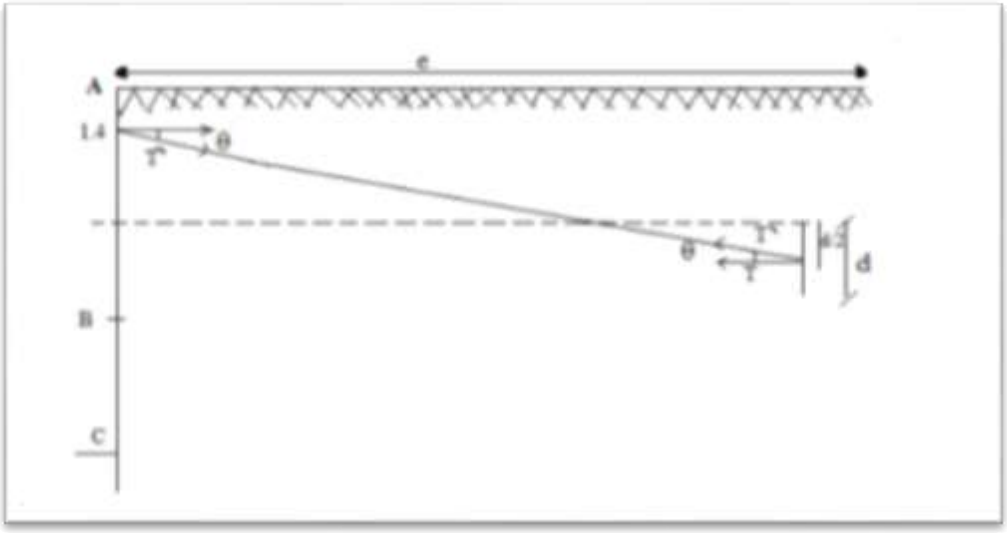


Figure VII-7. L'inclinaison du tirant ;

- **Détermination de l'inclinaison**

AB = 1.8 + d;

$\tan\theta = \frac{AB}{e} \longrightarrow \theta = \arctan(\frac{AB}{e})$

$\theta = \arctan(\frac{AB}{e})$ et $T = A' \times \frac{L}{cos\theta}$

Tableau VII-2. Résultats du calcul des tirants ;

	AB (m)	$\theta°$	A' (t)	T (t)
Quai Casbah	4.6	13	36	92.37
Quai P.Casbah	5.2	14.57	52	134.3

- **Section A du tirant**

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

$\sigma = \frac{T}{A} > \sigma_{adm} \longrightarrow A > \frac{T}{\sigma}$

Donc : $A_{Quai\ Casbah} > \frac{92.37}{235} \longrightarrow A > 0.0039\ m^2 \longrightarrow A > 39\ cm^2$;

Le diamètre du tirant est Φ = 7.05 cm ;

Pour la raison de sécurité et la disponibilité sur le marché, on prend des tirants de diamètre Φ =90mm (A = 64 cm²) placé tous les 2.5 m.

$$A_{\text{Quai P.Casbah}} > \frac{134.3}{235} \longrightarrow A > 0.0057\ m^2 \longrightarrow A > 57cm^2$$

Le diamètre du tirant est Φ =8.51cm ;

Pour la raison de sécurité et la disponibilité sur le marché, on prend des tirants de diamètre Φ =90mm (A = 64 cm²) placé tous les 2.5 m.

VII.3.4.2. Système d'attache

Les appuis du mur de quai réalisés au moyen des tirants sont considérés comme étant des appuis simples c'est-à-dire isostatiques. Il est nécessaire que les systèmes d'attaches des tirants sur les rideaux respectent cette condition.

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

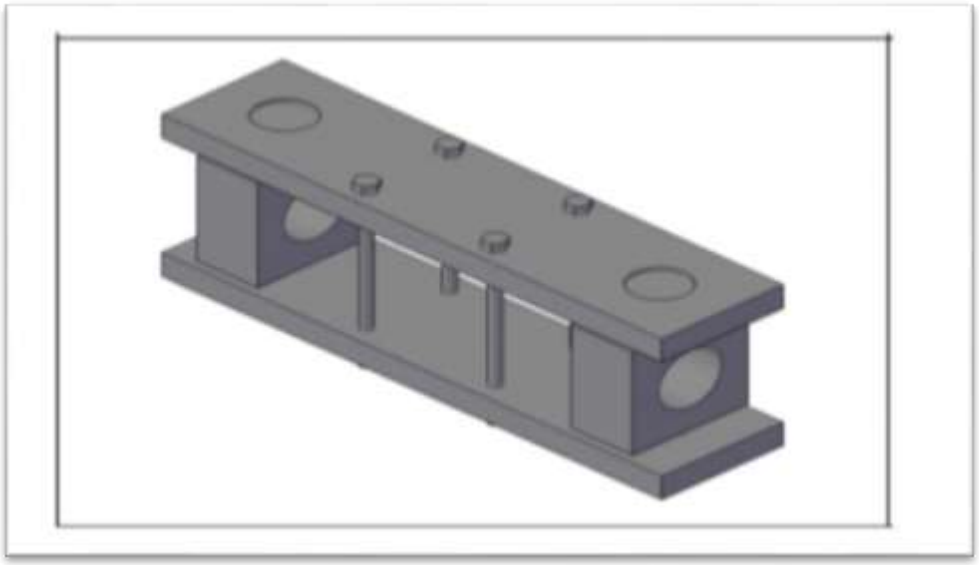


Figure VII-8. Articulation du tirant ;

VII.4. CONCLUSION

Dans la détermination de la longueur du rideau d'ancrage, la longueur obtenue pour le cas le plus défavorable pour le quai Casbah et Passe Casbah est respectivement 4.2m et 5.6m.

Par conséquent, nous retenons pour l'ensemble des deux quais une longueur de 6m et une longueur des tirants de 20m trouvée dans les calculs précédents.

POUTRE DE COURONNEMENT



E.N.S.T.P
2019/2020

VIII.1. INTRODUCTION

La poutre de couronnement est une poutre en béton armé réalisée sur place ; elle constitue la partie supérieure du quai, qui assure la liaison des pieux, et supporte les charges roulantes et les efforts d'amarrages, elle est divisée en plots de 25 m de longueur et sont séparées par des joints.

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

La poutre de couronnement est supposée très rigide d'où sa réaction linéairement répartie.

VIII.2.1. Efforts verticaux

- Poids propre de la dalle de couronnement :

$$\mathbf{P_{dalle} = l \times h \times L \times \gamma_{béton}}$$

L : la longueur de la dalla de couronnement, L= 25 m ;

l : la largeur de la dalla de couronnement, l = 2.3 m ;

h : la hauteur de la dalla de couronnement, h =1.8 m ;

$\gamma_{béton}$: poids volumique du béton, γ_{beton}= 2.5 t/m^3 .

$$P = 2.3 \times 2.5 \times 25 \times 1.8 = 258{,}75 \text{ t} \longrightarrow P/\text{ ml} = 10.35 \text{ t/ml}$$

VIII.2.2. Efforts horizontaux

- Bollard : $P_{boullard}$ = 2 t/ml ;
- Poussée et surcharges :

Tableau VIII-1. Poussée des terres et surcharges ;

Statique	
Poussée des terres	0.673
Poussée dus aux surcharges	0.7

VIII.3. MODELISATION DE LA DALLE DE COURONNEMENT

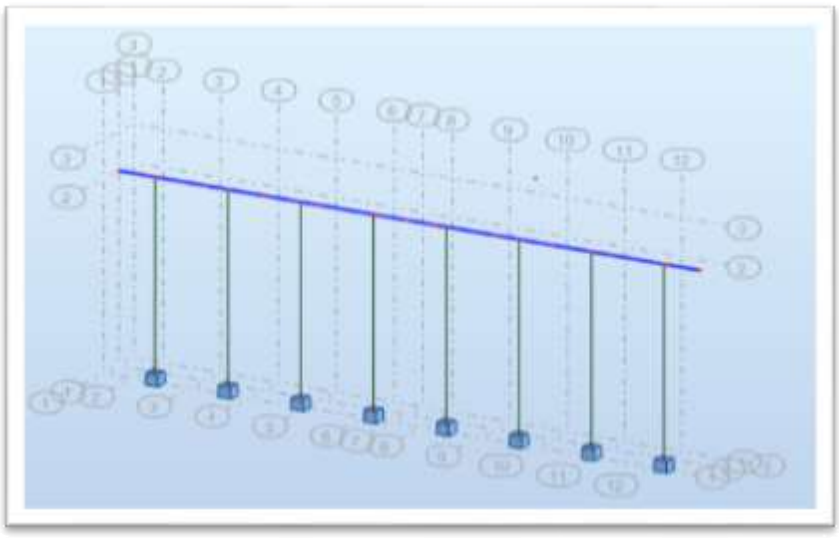


Figure VIII-1. Cliché pris depuis ROBOT ;

VIII.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a calculé les efforts qui agissent sur la poutre de couronnement et ferraillé a l'aide du logiciel ROBOT.

METHODOLOGIE D'EXECUTION DES PIEUX FORES SIMPLES

E.N.S.T.P
2019/2020

IX.1. INTRODUCTION

En raison de nombreuses contraintes d'origine naturelle ou artificielle, les constructions sont réalisées sur des sols de plus en plus médiocres et contigus à des ouvrages existants.

Afin d'y pallier, de nouvelles techniques de renforcement et d'amélioration des sols se sont développées ces dernières années, dont les pieux.

IX.2. DEFINITION D'UN PIEU

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement.

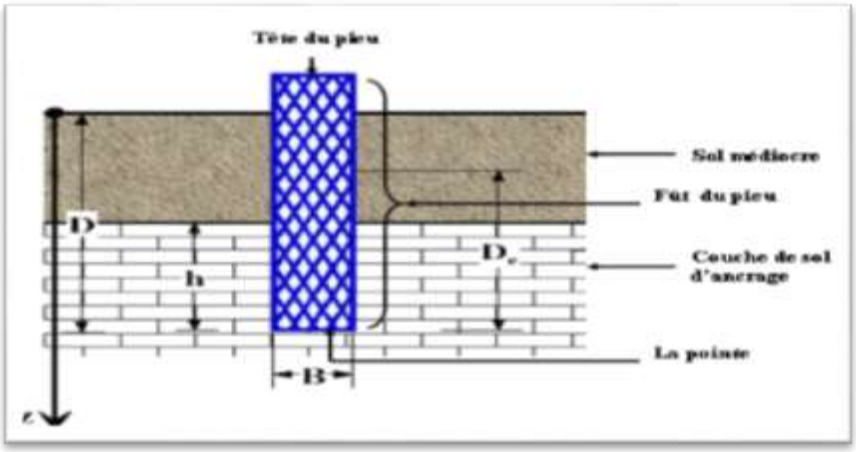


Figure IX-1. Image illustrative d'un pieu ;

IX.3. PRINCIPAUX TYPES DE PIEUX :

IX.3.1. Classification suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu

On distingue deux grands groupes de pieux : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

IX.3.2. Principes d'exécution des différents types de pieux

Les principaux types de pieux sont les suivants :

- **Pieux battus :**

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit tubes battus exécutés en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

Les pieux métalliques sont généralement sous forme de tube ou en forme H. les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base. Les pieux métalliques sont mis en œuvre par battage ou par vibration.

Les pieux en béton armé sont préfabriqués sur des aires proches du chantier. Ils sont mis en œuvre par battage ou par Vibrofonçage.

- **Pieux forés :**

Leur exécution nécessite un forage préalable, exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armature, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

IX.4. METHODOLOGIE DE REALISTION DES PIEUX FORES SIMPLE

IX.4.1. Implantation

Des levés topographiques et bathymétriques seront réalisés avant d'entamer les travaux. Ils permettent en particulier de vérifier les côtes de terrain naturel et les côtes des fonds marins afin de déterminer les profondeurs réelles de l'emprise des ouvrages.

On désigne l'axe des pieux par rapport au nouveau quai après avoir fait un balisage de l'emprise des travaux.

Les résultats de ces levés seront soumis à l'approbation du Maitre de l'Ouvrage.

IX.4.2. Pré-dragage de l'emprise des travaux

Les travaux de dragage de l'emprise de l'ouvrage sont réalisés par tronçon jusqu'à la cote indiquée par le BET, à l'aide d'une grue sur chenilles munie d'une benne preneuse qui opère à partir du quai existant. Les matériaux dragués seront évacués en dehors de la zone portuaire dans un site désigné par le maitre de l'ouvrage à cet effet et à l'aide de camions à benne.

Le dragage sera conduit de façon à éviter toute excavation importante hors profils et à ne causer aucun désordre aux ouvrages édifiés ou en cours de construction.

Après cette opération, un levé bathymétrique sera réalisé à l'aide d'une équipe de techniciens plongeurs, afin de nous permettre la vérification des côtes draguées.

IX.4.3. Mise en fiche des pieux

IX.4.3.1. Préparation des tubes métalliques

- Les tubes doivent être gradués à la peinture par division de 0,50 m à partir du pied ;
- Etant donné la longueur des chemises à mettre en place, il sera nécessaire de mettre bout à bout deux éléments de tube. Les conditions de soudage doivent être compatibles avec la qualité de l'acier.

IX.4.3.2. Battage des pieux et recépage

Les Pieux seront foncés au moyen d'un vibro-fonceur, jusqu'à la cote théorique de façon à avoir un ancrage suffisant des pieux dans le sol.

Une fois les travaux de battage achevés et après accord du maitre de l'ouvrage, on procèdera au recépage de tous les pieux jusqu'à la cote (+0.50) m.

Le matériel utilisé ainsi que le mode de fonctionnement doivent être soumis à l'agrément du Maitre de l'ouvrage.

Les pieux sont mis en fiche par Vibro-fonçage à leur position théorique à l'aide d'un guide métallique, leur verticalité est contrôlée par deux appareils topographiques visant les deux plans perpendiculaires.

Au cours de ces travaux, il faut préparer et tenir un carnet de battage précisant :

- La date de battage du pieu qui sera repérée par un numéro correspondant au plan de pilotage ;
- Le type et la puissance de battage du vibro-fonceur ;
- Les incidents de battage, adaptations et changements d'engins de battage ;
- Les enfoncements obtenus, notamment en fin de battage ;
- La côte atteinte par le pied du tube.

IX.4.3.3. Battage des chemises supplémentaires et mise en place d'une passerelle

Avant d'entamer le prolongement du quai, l'entreprise doit procéder au battage provisoire des chemises en acier servant d'appuis pour la mise en place d'une passerelle en HEB confectionnée sur chantier, afin d'entamer l'opération de forage à l'aide d'une foreuse.

IX.4.3.4. Forage, curage et bétonnage des pieux

IX.4.3.4.1. Forage et curage des pieux

On procédera au forage et curage des pieux à l'aide d'une foreuse.

Les déblais et excavations résultants de cette opération seront évacués à l'extérieur du port au fur et à mesure de l'avancement de l'opération.

IX.4.3.4.1. Mise en place d'armature et bétonnage des pieux

Les chemises du pieux seront remplies de béton (dosé à 400 kg/m^3) depuis la côte la plus base jusqu'à la côte +0,50 m du poste. Les tubes devront être soigneusement nettoyés et vidés avant le bétonnage.

Le béton devra être mis en place après l'installation de la cage d'armature, en continu et sans reprise de bétonnage.

La cage d'armature sera maintenue en tête par l'intermédiaire des barres en acier soudées à la chemise pour pieux.

Le bétonnage se fait à l'aide d'un tube plongeur constitué d'éléments de 2 ml, raccordés entre eux, ce tube est immergé jusqu'au fond du pieux foré. Sa partie supérieure est équipée de goulotte. Il sera soulevé au fur et à mesure que le béton coule d'une façon à avoir 0,5 m de ce tube immergé continuellement dans le béton encore frais.

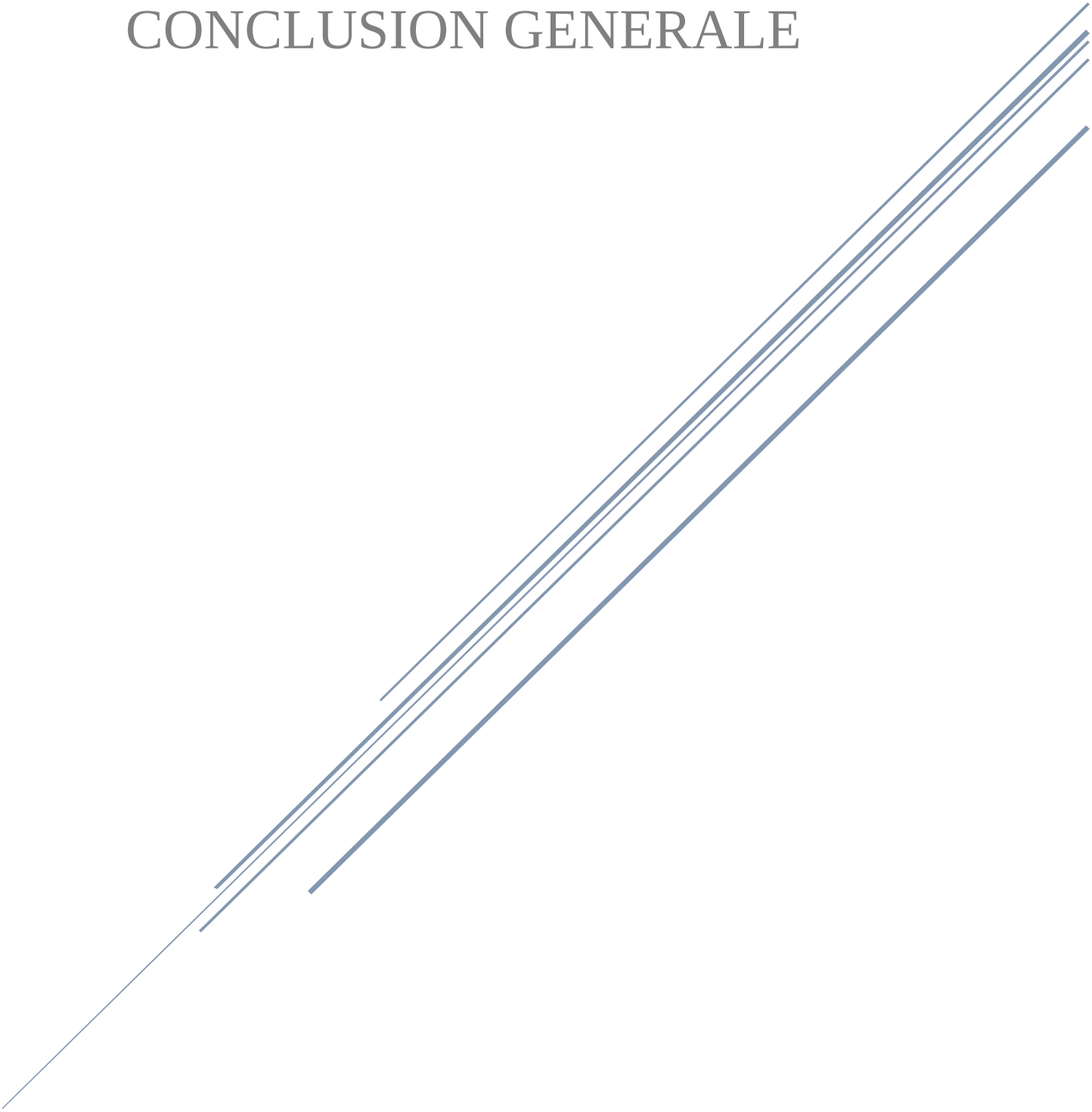
Il est à signaler que la partie inferieur de la cage d'armature est arrêté à la cote la plus base et pour la partie supérieure elle sera laissée en attente pour la liaison ultérieure avec la poutre de couronnement.

IX.5. CONCLUSION

Les pieux forés simples sont idéalement utilisés quand le sol est suffisamment cohérent et situé au-dessus des nappes phréatiques, le principe d'exécution reste le même que pour les pieux forés tubés, mais le tubage n'est pas nécessaire.

Le pieu est exécuté sans nuisance sonore et sans vibration.

CONCLUSION GENERALE



E.N.S.T.P
2019/2020

CONCULSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études portant sur le dimensionnement des deux quais Casbah et Passe Casbah, situés au niveau du port de Bejaia, m'a permis d'aborder quelques aspects dans le domaine maritime et formuler une posture principale à savoir, des connaissances sur les ouvrages portuaires, leurs éléments constitutifs, ainsi que leurs fonctionnements

J'ai aussi pris les reconnaissances de sol comme une base de données pour ma recherche, à travers le rapport de sol remis par le laboratoire.

À partir de ce dernier j'ai déduit, que la réalisation de ce type d'ouvrage se fait sur des sols de faibles portances, de ce fait, j'ai opté pour une fondation de rideaux mixte (palplanche et pieux circulaires), qui permettent de reprendre les fortes charges auxquelles ils sont soumis.

L'élaboration d'un plan d'entretien avec le budget y afférent, après mise en service des deux quais Casbah et Passe Casbah est une nécessité absolue. Cette démarche permettra au gestionnaire du port, d'une part, de garder en bonne santé les ouvrages nouvellement réalisés, et d'autre part de les rentabiliser pendant leur exploitation.

Enfin, ce travail a été une véritable découverte pour moi, un tremplin qui m'a permis d'avoir un aperçu sur comment être actrice et non plus spectatrice dans le monde du travail et particulièrement dans le secteur des travaux maritimes. Il a aussi été très enrichissant, car il m'a permis de tirer profit de l'expérience des ingénieurs de terrain du Laboratoire d'Études Maritimes ainsi que ceux de l'administration de la direction des travaux publics de la wilaya de Bejaia.

BIBLIOGRAPHIE

E.N.S.T.P
2019/202

Bibliographie

[1] J. CHAPON, *Travaux Maritimes TOME I*, Le milieu marin – Le navire – La navigation – Les côtes – Les ouvrages extérieures des ports maritimes, Paris. France Édition Eyrolles (1984).

[2] J. CHAPON, *Travaux Maritimes TOME II*, Les ouvrages intérieurs des ports maritimes – Dégagement des accès et plans d'eau des ports, Paris. France Édition Eyrolles (1972).

[3] R. Bonnefille, *Mouvement de la mer*, Revue technique de l'ingénieur n° C4610.

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

[5] ROM 0.2-90, *Maritimes Works Recommendation Actions in The Design of Maritimes Harbour Works.*

[6] COSTET J SANGLERAT G. *cours pratiques de mécanique des sols, calcul des ouvrages* ed. 2eme trimestre 1969 (1982).

[7] FANTEK. Catalogue « *défenses et systèmes d'accostage* » ed. trelleborg 2002.

[8] H.JOSSEAUME (Juillet-Août 1974) *« méthode de calcul des rideaux de palplanche étude bibliographique »* département des sols et fondations laboratoire centrale.

[9] Mr BERRICHE *« Cours des mécaniques des sols»*. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

ANNEXE A
RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE



E.N.S.T.P
2019/2020

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 réalisé 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 carottées (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 filonets 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 φu° : 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 φu° : 25° à 45° ;
  - Cohésion Cu (bars) : 0.4 à 0.9.

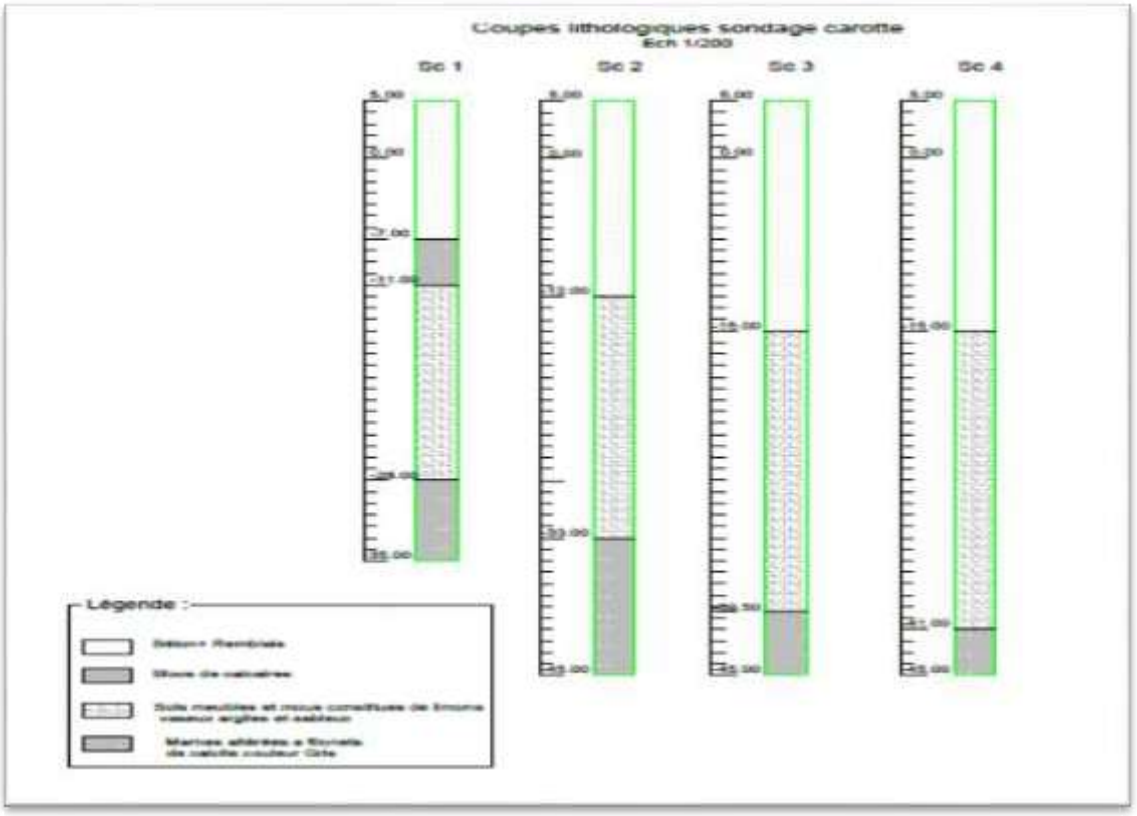


Figure A-2. Coupe lithologique sondage carotté ;

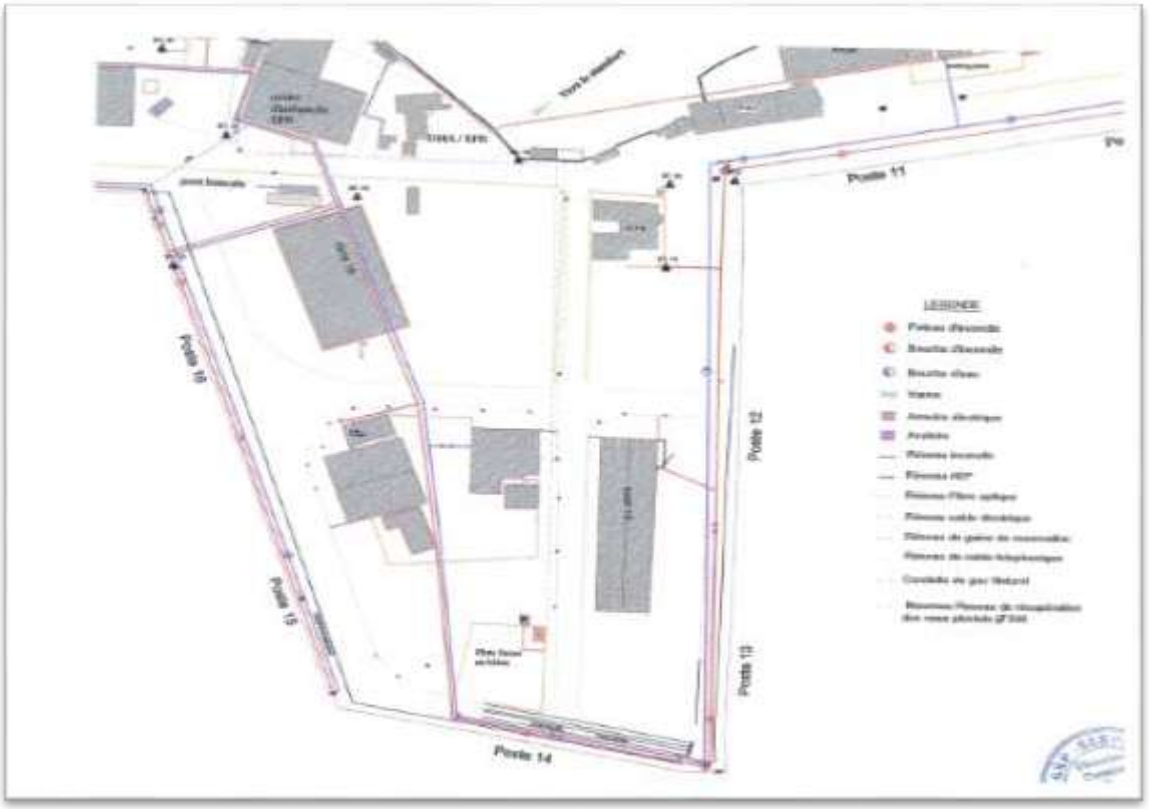


Figure A-3. Plan des réseaux ;

ANNEXE B
RIDEAUX DE PALPLANCHES



E.N.S.T.P
2019/2020

Systèmes de raccord :

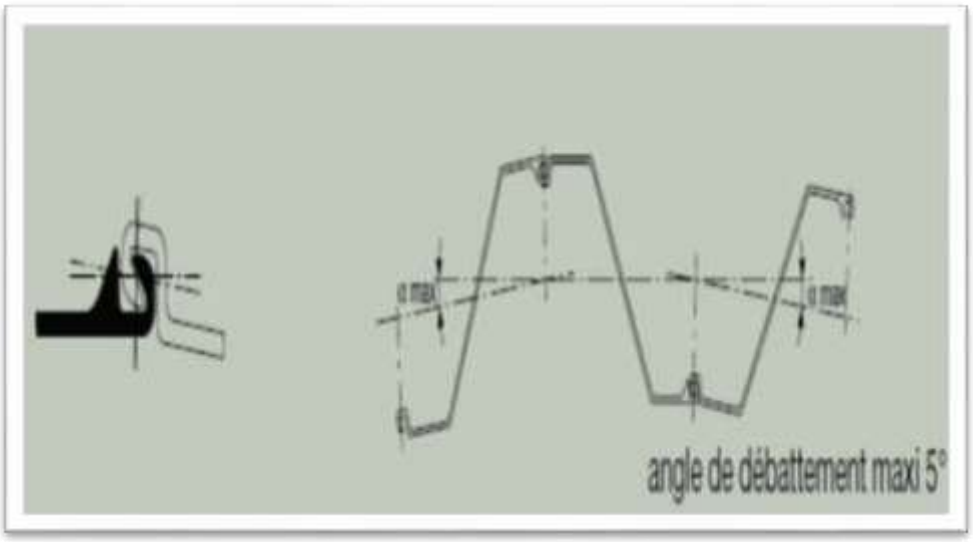


Figure B-1 Schéma pour des serrures avec angle de débattement maximal 5° ;

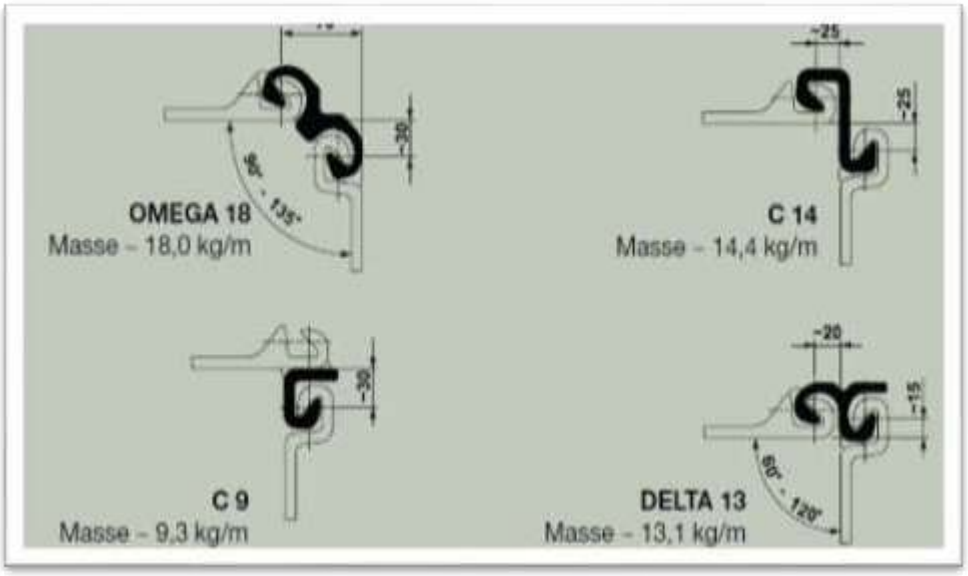


Figure B-2. Schéma pour les différents types de raccords

Tableau B-1. Synthétique et comparatif des types de palplanches

Types	Bois	Béton armé	Acier	PVC	Fibre de verre
Terrains	Sol pulvérulent et argileux	Sol pulvérulent et argileux	Schiste calcaire, argiles et pulvérulents	Schiste calcaire, argiles et pulvérulents	Schiste calcaire, argiles et pulvérulents
Domaines	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.	Réalisation d'ouvrage en site aquatique ou en présence d'eau (quais d'accostage et protection de berge)	Réalisation d'ouvrage en site aquatique ou en présence d'eau (quais d'accostage et protection de berge
Profils	Trapézoïdale Rectangulaire	Rectangulaire	U, Z, plat, mixte, caisson, HZ.	U, Z, plat	U, Z, plat
Avantages	Economique Esthétique, Elasticité, Réparation	Résistance	Solidité, Durabilité, Elasticité, Facilité, Rapidité, 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	Fissuration lors du battage faible	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 5 à 100 ans en fonction de l'environnement et du traitement anticorrosion	+/- 50 ans	+/- 70 ans
Solution de traitement	Application préventives ou curatives de substance active	Béton haute performance	Contre corrosion (Revêtements, protection cathodique, sur épaisseur)	Aucune connue	Aucune connue

Calcul de la fiche :

- **Quai Casbah**
  - **ELU**

- **Cas 2**

Tableau B-2. Cas2 à l'ELU (cas statique) pour quai Casbah ;

	Force F_i (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	12.15	8.14
	P2	8	13.5	108
	P3	9.81	12	117.72
	P4	16.04	1.275	20.45
	P5	2.34	0.85	2
Butée des terres G	B1	8.9	0.85	7.55
Chariot Q	$P_{chariot}$	1.63	11.98	19.52
Marnage Q	$P_{marn\ 1}$	0.128	11.22	1.44
	$P_{marn\ 2}$	4.38	6.8	29.8
∑	1.35G+1.5Q	65	/	299.48

Calcul de la force du tirant (V) :

$\sum \cancel{M}_{O} = o \longrightarrow V = 22.43$ t/ml ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

$\sum F_i - V - T = o \longrightarrow T = 42.57$ t/ml ;

Calcul de la fiche

$b = 11 \longrightarrow f_0 = 13.55$ m $\longrightarrow f = 16.26$ m ;

- **Cas 3**

Tableau B-3. Cas3 à l'ELU (cas statique) pour quai Casbah ;

	Force F_i (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	12.15	8.14
	P2	8	13.5	108
	P3	9.81	12	117.72
	P4	16.04	1.275	20.45
	P5	2.34	0.85	2

Butée des terres G	B1	8.9	0.85	7.55
Poussée dus aux Surcharge Q	q1	6.7	12.45	83.41
	q2	21.1	7.05	148.75
	q3	6.45	1.27	8.2
∑	1.35G+1.5Q	113.15	/	489

Calcul de la force du tirant (V) :

$\sum \not{M}_O = o \longrightarrow$ V = 36.62 t/ml ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

$\sum F_i - V - T = o \longrightarrow$ T = 76.53 t/ml ;

Calcul de la fiche

b = 14.78 $\longrightarrow$ f_0 = 17.33 m $\longrightarrow$ f = 20.8 m ;

- **ELA**

- **Cas 2**

Tableau B-4. Cas2 à l'ELU (cas dynamique) pour quai Casbah ;

	Force F_i (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.8	12.24	9.8
	P2	8	7.14	57.12
	P3	9.81	5.64	55.32
	P4	3.61	1.32	4.76
	P5	2.5	0.88	2.2
Butée des terres G	B1	9.55	0.88	8.4
Chariot Q	$P_{chariot}$	1.63	12.07	19.67
Poussée hydrodynamique FA	P_{hydr}	12.41	6.54	81.16
Séisme FA	F_A	2.05	12.74	26
∑	G + Q+ FA	50.35	/	247.63

Calcul de la force du tirant (V)

$\sum \not{M}_O = o \longrightarrow 247.63 - V \times 13.44 = 0 \longrightarrow$ **V = 18.42 t/ml** ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

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

$\sum F_i - V - T = 0 \longrightarrow \quad 50.35 - 18.42 - T = 0 \quad \longrightarrow \quad T = 31.93\ t/ml$

Calcul de la fiche

$b = 9.55 \quad \longrightarrow \quad f_0 = 12.19\ m \quad \longrightarrow \quad f = 14.63\ m$;

- **Cas 3**

Tableau B-5. Cas3 à l'ELU (cas dynamique) pour quai Casbah ;

	Force F_i (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.8	12.24	9.8
	P2	8	7.14	57.12
	P3	9.81	5.64	55.32
	P4	3.61	1.32	4.76
	P5	2.5	0.88	2.2
Butée des terres G	B1	9.55	0.88	8.4
Bollard Q	$P_{bollard}$	2	13.74	27.48
Poussée dus aux Surcharge Q	q1	6.7	12.54	84
	q2	21.1	7.14	150.65
	q3	6.68	1.32	8.8
Poussée hydrodynamique FA	P_{hydr}	12.41	6.54	81.16
Séisme FA	F_A	2.05	12.74	26
$\sum$	G + Q+ FA	85.2	/	515.6

Calcul de la force du tirant (V)

$\sum \cancel{M}_O = 0 \quad \longrightarrow \quad 515.6 - V \times 13.44 = 0 \quad \longrightarrow$ **V = 38.36 t/ml** ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

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

$\sum F_i - V - T = 0 \longrightarrow \quad 85.2 - 38.36 - T = 0 \longrightarrow \quad T = 46.84\ t/ml$

Calcul de la fiche

b = 12.57 ⟶ f_0 = 15.21 m ⟶ f = 18.25 m ;

- **ELS**

- **Cas 2**

Tableau B-6. Récapitulation des sollicitations combiné à l'ELS Cas2

	Force F_i (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	12.15	8.14
	P2	8	7.05	56.4
	P3	9.81	5.55	54.45
	P4	16.04	1.275	20.45
	P5	2.34	0.85	2
Butée des terres G	B1	8.9	0.85	7.55
Chariot Q	$P_{chariot}$	1.63	11.98	19.52
Marnage Q	$P_{marn\ 1}$	0.128	11.22	1.44
	$P_{marn\ 2}$	4.38	6.8	29.8
∑	G + Q	51.9	/	184.61

Calcul de la force du tirant (V)

$\sum M_O = 0$ ⟶ 184.61 − V × 13.35 = 0 ⟶ **V = 13.82 t/ml** ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

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

$\sum F_i - V - T = 0$ ⟶ 51.9 − 13.82 − T = 0 ⟶ □ = □□.□□ □/□□

Calcul de la fiche

b = 10.43 ⟶ f_0 = 13 m ⟶ f = 15.6 m ;

- **Cas 3**

Tableau B-7. Cas3 à l'ELS pour quai Casbah ;

	Force F_i (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	12.15	8.14
	P2	8	7.05	56.4
	P3	9.81	5.55	54.45
	P4	16.04	1.275	20.45
	P5	2.34	0.85	2
Butée des terres G	B1	8.9	0.85	7.55
Poussée dus aux Surcharge Q	q1	6.7	12.45	83.41
	q2	21.1	7.05	148.75
	q3	6.45	1.27	8.2
∑	G + Q	80	/	383.25

Calcul de la force du tirant (V)

$\sum \cancel{M}_O = 0 \longrightarrow 383.25 - V \times 13.35 = 0 \longrightarrow$ **V = 28.7 t/ml** ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

$\sum F_i - V - T = 0 \longrightarrow 80 - 28.7 - T = 0 \longrightarrow$ □ = □□.□ □/□□

Calcul de la fiche

b = 12.1 ⟶ f_0 = 14.65m ⟶ f = 17.6 m ;

- **Quai Passe Casbah**
  - **ELU**

- **Cas 2**

Tableau B-8. Cas2 à l'ELU (cas statique) pour quai Passe Casbah ;

	Force F_i (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	13.44	9
	P2	7.48	7.84	58.64
	P3	12.7	9.37	119
	P4	17.25	1.42	24.5
	P5	2.4	0.95	2.3
Butée des terres G	B1	3.9	0.95	3.7
Chariot Q	$P_{chariot}$	1.63	12.27	20

Marnage Q	$P_{marn\ 1}$	0.128	12.5	1.6
	$P_{marn\ 2}$	4.9	7.58	37.14
∑	1.35G+1.5Q	69.93	/	268.48

Calcul de la force du tirant (V) :

$\sum \not{M}_O = o \longrightarrow V = 18.33$ t/ml ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

$\sum F_i - V - T = o \longrightarrow T = 51.6$ t/ml ;

Calcul de la fiche

$b = 12.14 \longrightarrow f_0 = 15$ m $\longrightarrow f = 18$ m ;

- **Cas 3**

Tableau B-9. Cas3 à l'ELU (cas statique) pour quai Passe Casbah ;

	Force F_i (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	13.44	9
	P2	7.48	7.84	58.64
	P3	12.7	9.37	119
	P4	17.25	1.42	24.5
	P5	2.4	0.95	2.3
Butée des terres G	B1	3.9	0.95	3.7
Poussée dus aux Surcharge Q	q1	2.5	13.74	34.35
	q2	16	7.84	125.44
	q3	8	1.42	11.36
∑	1.35G+1.5Q	99.69	/	380.9

Calcul de la force du tirant (V) :

$\sum \not{M}_O = o \longrightarrow V = 26$ t/ml ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

$\sum F_i - V - T = o \longrightarrow T = 73.69$ t/ml ;

Calcul de la fiche

$b = 14.5 \longrightarrow f_0 = 17.34$ m $\longrightarrow f = 20.8$ m ;

- **ELA**

- **Cas 2**

Tableau B-10. Cas2 à l'ELU (cas dynamique) pour quai Passe Casbah ;

	Force F_i (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.8	14.28	11.42
	P2	8	8.68	69.44
	P3	12.7	6	94.2
	P4	30.6	1.84	56.3
	P5	4.74	1.22	5.78
Butée des terres G	B1	4.36	1.22	22.63
Chariot Q	$P_{chariot}$	1.63	13.11	21.37
Poussée hydrodynamique FA	P_{hydr}	12.41	7.68	95.3
Séisme FA	F_A	2.04	14.78	30.15
$\sum$	G + Q+ FA	80.29	/	361.33

Calcul de la force du tirant (V)

$\sum M_O = 0 \longrightarrow 361.33 - V \times 15.48 = 0 \longrightarrow$ **V = 23.5 t/ml** ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

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

$\sum F_i - V - T = 0 \longrightarrow 80.29 - 23.5 - T = 0 \longrightarrow$ □ = □□.□□ □/□□

Calcul de la fiche

b = 12.73 ⟶ f_0 = 16.41 m ⟶ f = 19.7 m ;

- **Cas 3**

Tableau B-11. Cas3 à l'ELU (cas dynamique) pour quai Passe Casbah ;

	Force F_i (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.8	14.28	11.42
	P2	8	8.68	69.44
	P3	12.7	6	94.2
	P4	30.6	1.84	56.3
	P5	4.74	1.22	5.78
Butée des terres G	B1	4.36	1.22	22.63
Bollard Q	$P_{bollard}$	2	15.97	31.94
Poussée dus aux Surcharge Q	q1	6.7	14.58	98.6
	q2	21.1	8.68	183.15
	q3	9.31	1.84	17.13
Poussée hydrodynamique FA	P_{hydr}	12.41	7.68	95.3
Séisme FA	F_A	2.04	14.78	30.15
∑	G + Q+ FA	117.77	/	670.78

Calcul de la force du tirant (V)

$\sum M_O = 0 \longrightarrow 670.78 - V \times 15.48 = 0 \longrightarrow$ **V = 43.33 t/ml** ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

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

$\sum F_i - V - T = 0 \longrightarrow 117.33 - 43.33 - T = 0 \longrightarrow$ □ = □□ □/□□

Calcul de la fiche

b = 14.54 ⟶ f_0 = 18.22 m ⟶ f = 21.86 m ;

- **ELS**

- **Cas 2**

Tableau B-12. Cas2 à l'ELS (cas statique) pour quai Passe Casbah ;

	Force F_i (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	13.44	9
	P2	7.48	7.84	58.64
	P3	12.7	9.37	119
	P4	17.25	1.42	24.5
	P5	2.4	0.95	2.3
Butée des terres G	B1	3.9	0.95	3.7
Chariot Q	$P_{chariot}$	1.63	12.27	20
Marnage Q	$P_{marn\ 1}$	0.128	12.5	1.6
	$P_{marn\ 2}$	4.9	7.58	37.14
∑	G + Q	51.06	/	268.48

Calcul de la force du tirant (V) :

$\sum \cancel{M}_{O} = o \longrightarrow V = 18.33$ t/ml ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

$\sum F_i - V - T = o \longrightarrow T = 32.73$ t/ml ;

Calcul de la fiche

$b = 9.6 \longrightarrow f_0 = 12.44$ m $\longrightarrow f = 14.93$ m ;

- **Cas 3**

Tableau B-133. Cas3(cas statique) à l'ELS pour quai Passe Casbah ;

	Force F_i (t/ml)		Bras de levier (m)	Moment par rapport à (O) (t.m)
Poussée des terres G	P1	0.67	13.44	9
	P2	7.48	7.84	58.64
	P3	12.7	9.37	119
	P4	17.25	1.42	24.5
	P5	2.4	0.95	2.3
Butée des terres G	B1	3.9	0.95	3.7

Poussée dus aux Surcharge Q	q1	2.5	13.74	34.35
	q2	16	7.84	125.44
	q3	8	1.42	11.36
∑	G + Q	70.9	/	380.9

Calcul de la force du tirant (V) :

$\sum \not{M}_O = o \longrightarrow V = 26$ t/ml ;

Calcul de l'effort tranchant (T) :

$\sum F_i - V - T = o \longrightarrow T = 44.9$ t/ml ;

Calcul de la fiche

$b = 11.33 \longrightarrow f_0 = 14.17$ m $\longrightarrow f = 17$ m ;

ANNEXE C
POUTRE DE COURONNEMENT

E.N.S.T.P
2019/2020

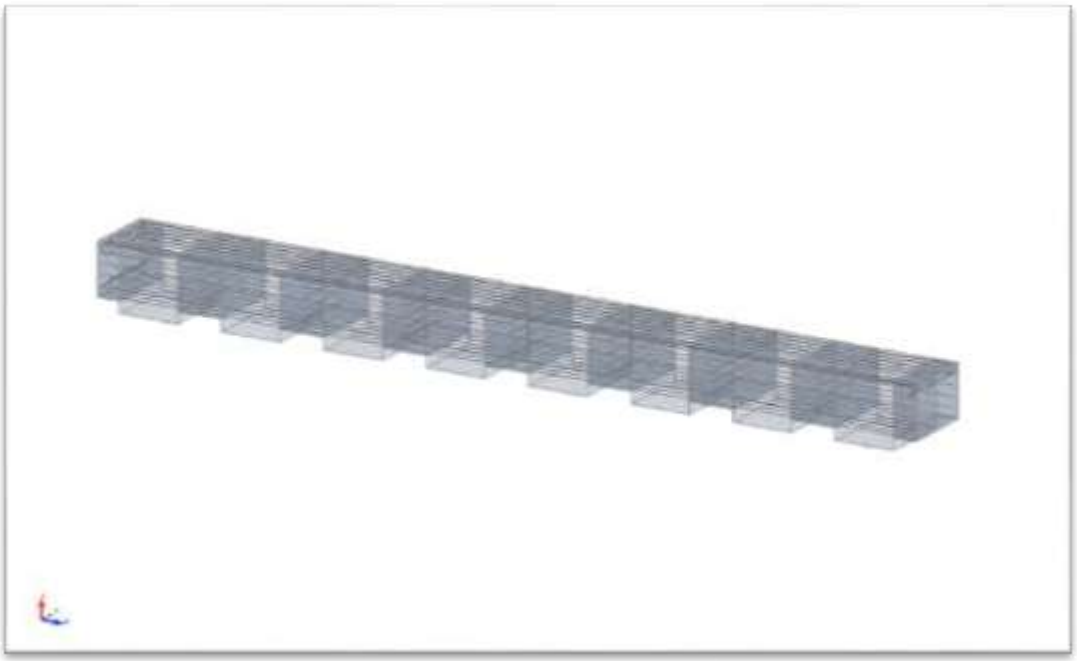


Figure C-1. Ferraillage de la poutre de couronnement ;

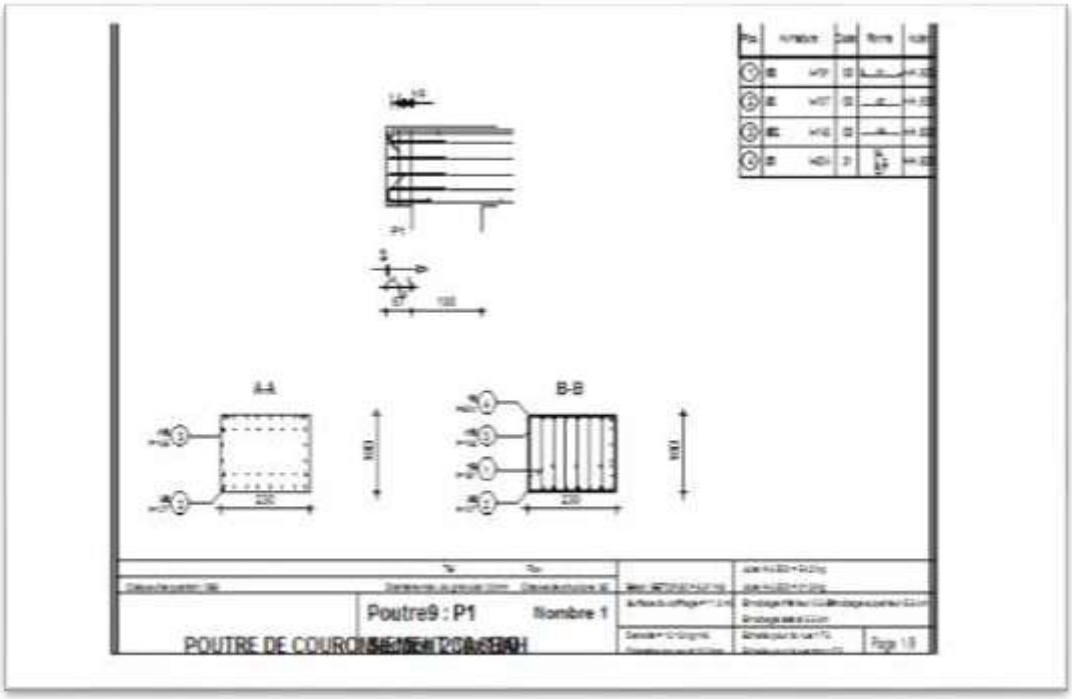


Figure C-2. Armatures de la poutre de couronnement ;

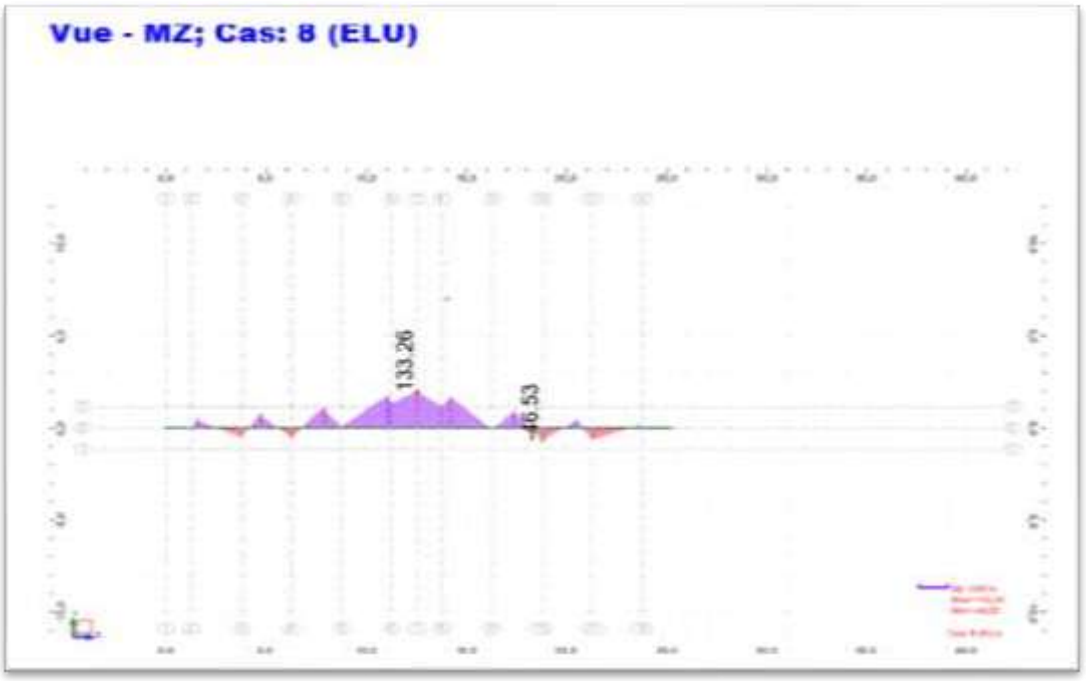


Figure C-3. Moment max selon l'axe Z ;

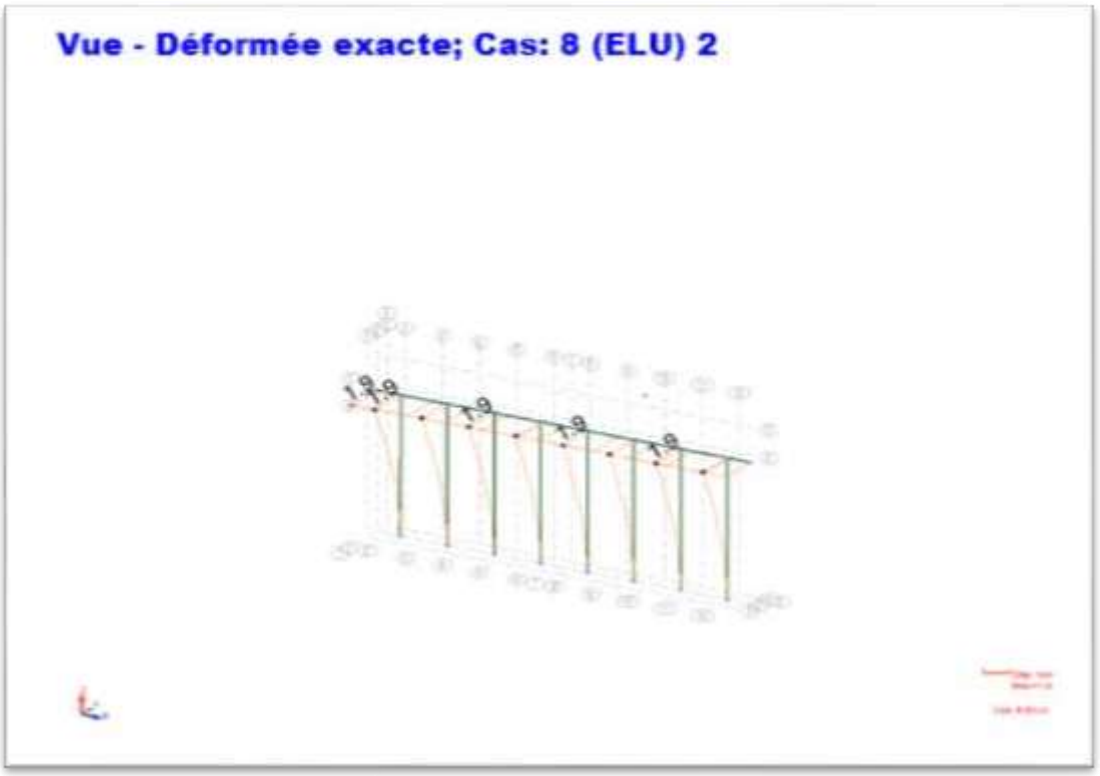


Figure C-4. La déformée en ELU ;

ANNEXE D
METHODOLOGIE D'EXECUTION DES PIEUX FORES SIMPLES

E.N.S.T.P

2019/2020

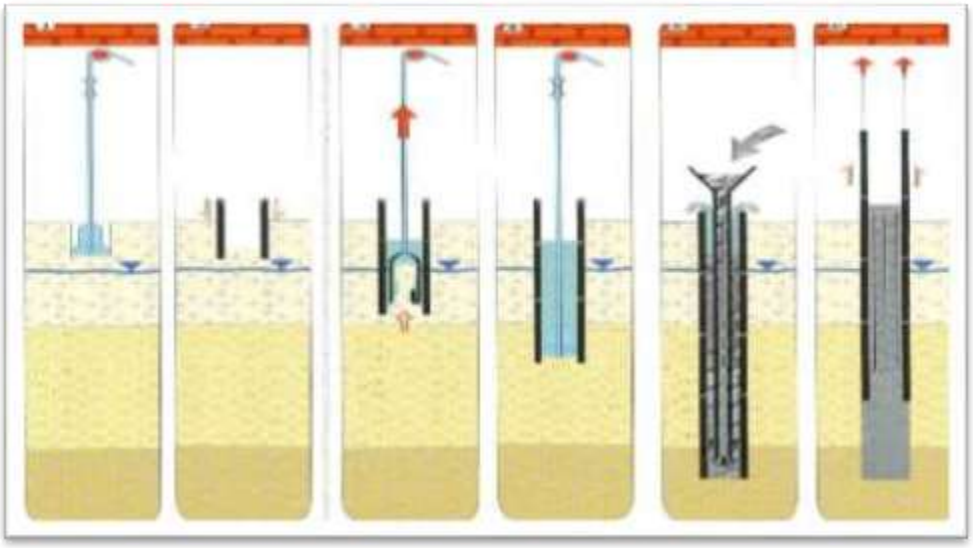


Figure D-1. Etapes de réalisation d'un pieu foré simple ;

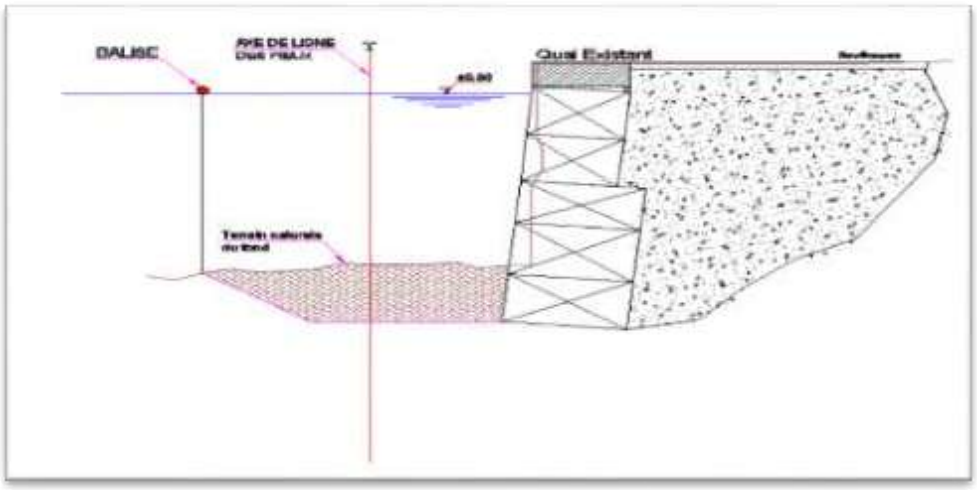


Figure D-2. Image illustrative sur l'implantation ;

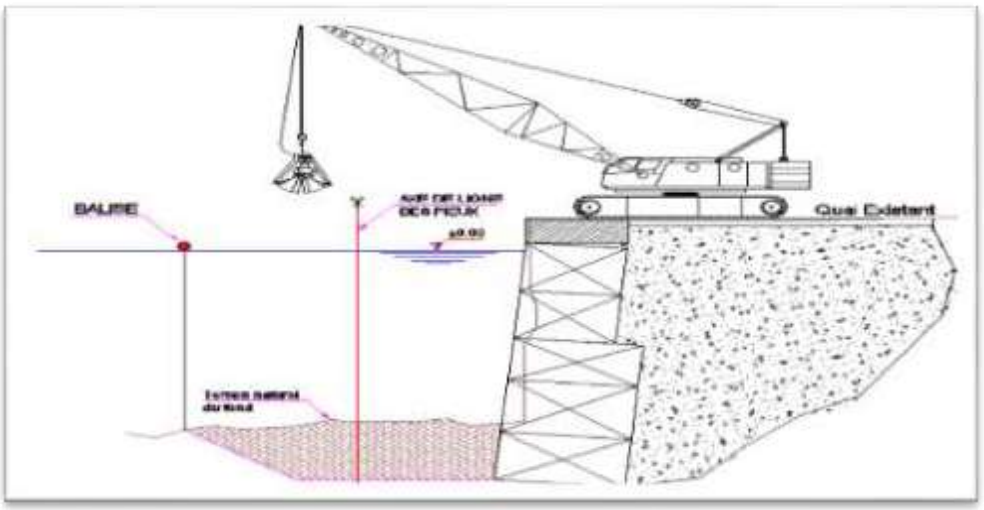


Figure D- 3. Dragage des souilles ;

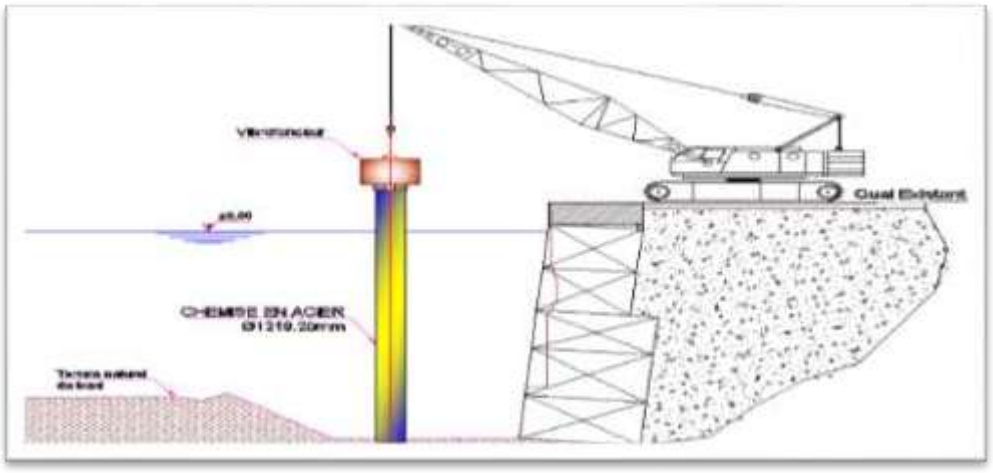


Figure D-4. Battage des pieux ;

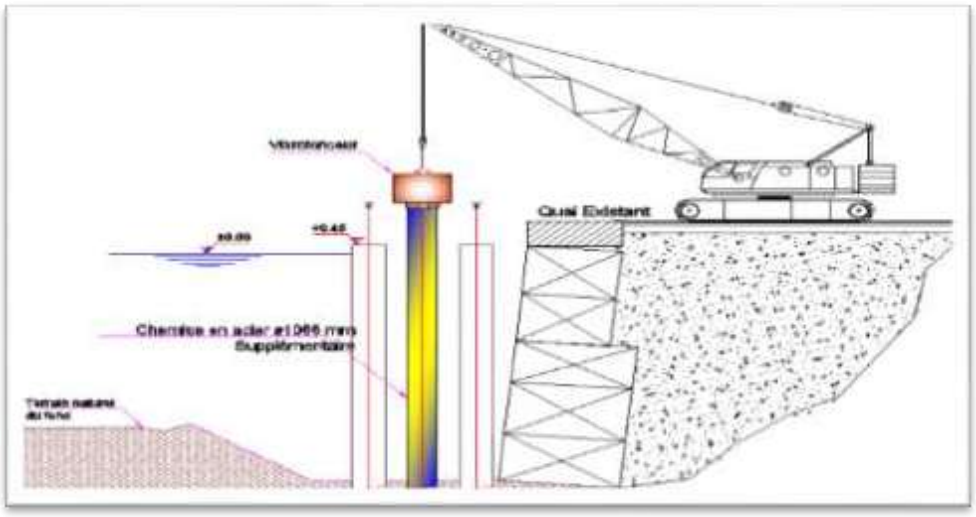


Figure D-Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**5. Battage des chemises supplémentaires ;**

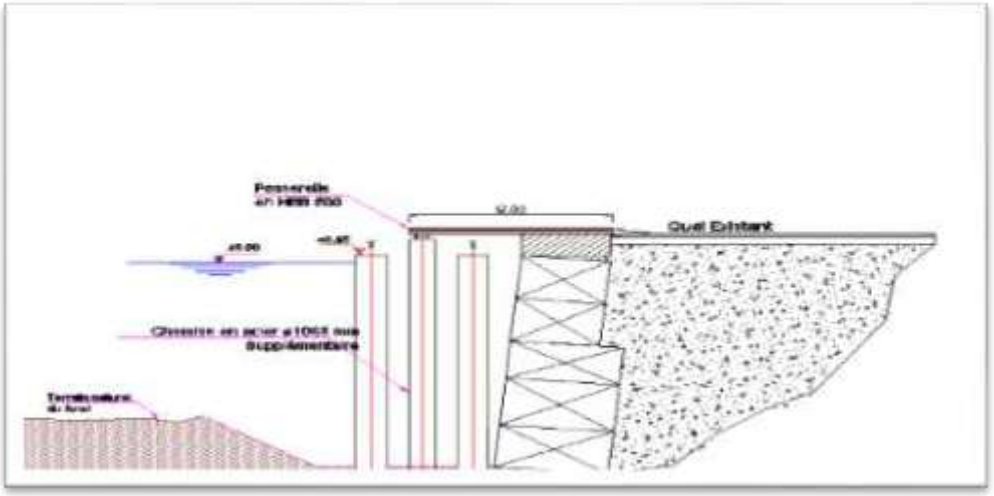


Figure D-6. Mise en place d'une passerelle ;

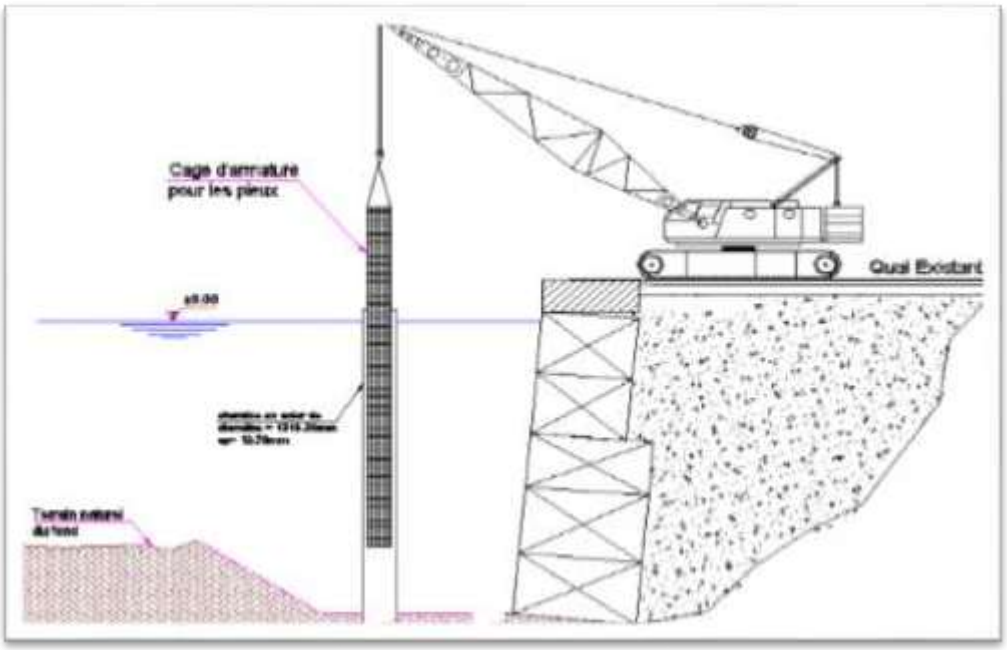


Figure D-7. Mise en place de la cage d'armature pour les pieux

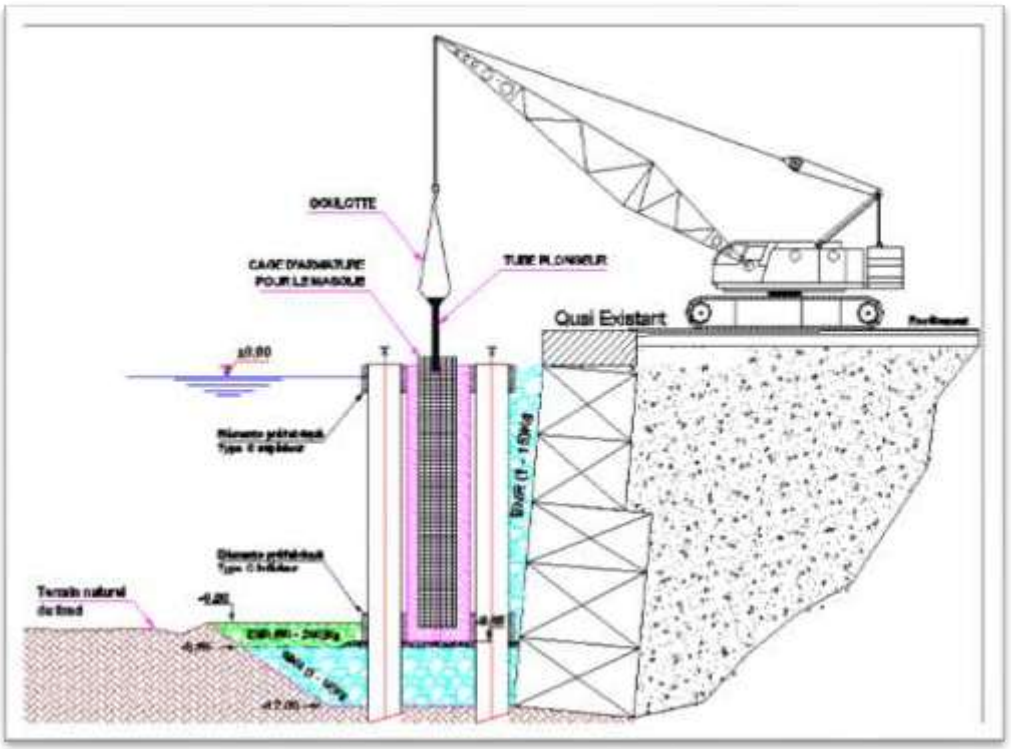


Figure D-8. Bétonnage du masque