République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

ETUDE DE DIMENSIONNEMENT ET DE VERIFICATION DE STABILITE DU QUAI MINERALIER AU PORT DE «BETHIOUA»

Présenté par :

BETTAHAR Ilyas
MAMMAR-KOUADRI Mohammed

Encadré par :

Mme AMERAOUI S.
Mr LEFKIR A.

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ

REMERCIEMENT

« Nous remercions, en premier lieu, Allah le plus puissant qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail. Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous exprimons nos profonds remerciements à nos encadreur Mr. LEFKIR et Mme. AMERAOUI, pour tous les efforts qu'ils ont fournis pour nous faciliter et aider à accomplir notre travail, nous les remercions pour leurs conseils avisés qui ont rendu ce travail possible.

Nous exprimons également nos remerciements aux ingénieurs du LEM-ORAN : Mr.BENAMARRA et Mr. KADOUR pour Leur accueil et leurs conseils qui nous ont bien servis.

Nos sincères remercîments vont à tous les élèves ingénieur de l'ENSTP.

Également nos remerciements sont exprimés :

A tous les enseignants de l'E.N.S.T.P, ESSAT (Ex.EPSTT) qui nous ont enrichi de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilités notre travail.

A vous aussi, Monsieur l'examinateur qui est chargé de nous évaluer, nous vous remercions par anticipation de nous faire bénéficier de votre capital de savoir-faire à travers les éventuelles critiques constructives que vous portez sur ce rapport d'études.

A tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce Projet de fin d'étude. »

DEDICACE

« Je remercie le Dieu, le tout puissant qui m'a donné la santé, la force, le courage et la patience pour mener à bien ce travail que je dédié à :

A ma chère mère qui m'a soutenue et encouragée et donnée la force durant toute ma vie, qui m'a guidée sur le chemin d'un bonheur, puisse le tout puissant te préserve et donne santé et langue vie ma chère mère.

A mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir, celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.

A mon petit frère IHAB.

A mon cher ami Mohamed MAMMAR-KOUADRI,

Ces belles expressions qui expriment ce que représente notre amitié pour moi ne te paraîtront pas excessives !

Mais sache qu'elles sont à l'image de mon estime, de mon respect et de mon admiration pour toi.

Mais aussi de ma fierté d'être ton ami de longue date.

Nous avons passé 5 ans ensemble, ça a été exceptionnel parce que tu es un grand homme. Ça a été un plaisir de travailler avec toi je te souhaite tout le succès que tu mérites dans ta carrière et dans ta vie.

Et comme on dit toujours " WE WILL MEET AGAIN IN BETTER PLACES". »

BETTAHAR ILYAS

"For allowing us to be what we have become today, we thank, in the first place, ALLAH, the almighty who gave us the health, courage and patience to carry out this work. That I dedicate:

To my dear mother who accompanied me during the most painful moments of this long journey of my education, these tips allowed me to make the right choices of my life. May ALLAH the Almighty preserve you and grant your health and long life.

To you, dear Father, to the guide of my life, the one who has shed light on my way, the one who has gone to so much trouble to see me come to where I am, the one whom no one dedicates can express the affection and love I feel for him.

For my lovely sister WISSEM for being around me for each moment, for each time that I'm asking for help, thank you for all the advice that you give me all the time, you do not even know how much your help meant to me. Thank you for all the support that you show during my whole life, especially your contribution in this work. Words are not enough to express to you how grateful I am for the help you gave me. Thank you; I only hope I will be able to return the favor to you sometime.

You were, you are, and you will be always my successor.

For my brothers: ABDELLAH & YOUCEF.

For my friend, my brother and my partner: BETTAHAR Ilyas, You are such an amazing person, a wonderful friend, and I appreciate your kindness, support, and generosity. It is such an honor to have a good brother like you. Thank you."

MAMMAR-KOUADRI MOHAMMED

الملخص:

في إطار إعداد مشروعنا لنهاية المشوار الدراسي، كان الموضوع هو دراسة ابعاد واستقرار رصيف المعدني في ميناء بطيوة، الذي اقترحه مخبر الدراسات البحرية.

ولعمل ذلك، تطرأنا الى تحليل البيانات والمتغيرات الهيكلية للتصميم، حيث تم تحليل البيانات المناخية والجيوتقنية من أجل معرفة مختلف المتغيرات لتصميم المشروع. بعد هذا قمنا بدراسة وتصميم السد بفضل طرق الحساب (هيدسون وترزاقي) من جهة، ومن جهة أخرى تحديد قيم القوى المؤثرة على الرصيف ثم التحقق من التوازن الخارجي (الانزالق، الانقالب والغوص). وأخيرا، خصص الفصل الاخير لدراسة الاثار الاجتماعية - الاقتصادية والبيئية.

وفي المقابل، تم تخصيص فصل للحصول على درجة الماجستير لإجراء بحث حول التنبؤ بعمق الانحتاتات على مستوى الأسس. ولعمل ذلك، قدمنا من خلال ذلك، نموذجا رقميا جديدا للتنبؤ بعمق دراسة محلية تستند إلى التقنيات الاحصائية والبيانات الميدانية.

الكلمات المفتاحية: الانحتاتات المحلية، المنشآت البحرية، الاستقرار، تصميم، رصيف.

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, on a traité comme thème : l'étude de dimensionnement et de vérification de la stabilité du quai minéralier au port de « Bethioua », qui est proposé par le Laboratoire des Études Maritimes (LEM).

Pour ce faire, nous avons mené une recherche bibliographique sur le milieu marin et les ouvrages portuaire suivie d'une analyse des données et des variantes structurales de l'aménagement. Cette analyse a traité des données océanographiques, climatique, géotechnique, et des données sur le projet et ses caractéristiques afin de connaitre parfaitement le terrain de l'implantation. Après l'analyse du contexte du projet, nous avons procédé au dimensionnement de la digue à talus grâce à des méthodes de calcul (HUDSON, TERZAGHI) d'une part, et de l'évaluation des efforts et les sollicitations agissantes sur les caissons d'autre part. Nous avons, par la suite, vérifié la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement) et la stabilité interne (calcul des sections d'armatures). Enfin, nous avons étudié l'impact socio-économique et environnementale du projet.

En parallèle, pour l'obtention du diplôme de Master, un chapitre a été consacré à une recherche portant sur la prédiction de la profondeur d'affouillement au niveau des fondations des ouvrages. Pour cela, nous avons exposé, à travers cela, le développement d'un nouveau modèle numérique pour prédire la profondeur de l'affouillement local en se basant sur des techniques statistiques et de données du terrain.

Mots clé : Affouillement local, ouvrage portuaire, quai, stabilité, dimensionnement.

Abstract:

As part of our end-of-study project, the theme was the design and stability study of the ore wharf at Bethioua Harbour, proposed by Laboratory of marine's study (LEM).

To do this, we conducted a literature search on the marine environment and port structures followed by an analysis of the data and structural variants of the development. This analysis treated oceanographic, climatic, geotechnical data, and data on the project and its characteristics to perfectly know the terrain of the implantation. After the analysis of the project context, we proceeded to the dimensioning of the embankment dam using calculation methods (HUDSON, TERZAGHI) on the one hand, and the evaluation of the forces and the acting stresses on the caissons on the other hand. We then checked the external stability (sliding, overturning, and punching) and internal stability (calculation of reinforcement sections). Finally, we studied the socio-economic and environmental impact of the project.

In parallel, for the Master's degree, a chapter was devoted to a research on the prediction of scour depth at the level of the foundations of the works. To do this, we have presented, through this, the development of a new numerical model to predict the depth of local scour based on statistical techniques and field data.

Keywords: Local scour, marine work, breakwater, dock, stability.

Liste des abréviations, notations et indices

b	Largeur de la jetée (m)
Ys	Profondeur d'affouillement (m)
D_{50}	Diamètre moyen du matériau du lit (m)
Fr	Nombre de Froude
g	Accélération due à la gravité (m/s^2)
L	Longueur de la jetée (m)
V	Vitesse d'écoulement (m/s)
y	Profondeur d'écoulement (m)
Ø	Angle d'attaque
$\boldsymbol{\sigma}$g	Écart-type granulométrie du lit.
K1	Facteur de forme de pile
K2	Facteur d'angle entre le débit d'approche et la pile axial
S.S.M.O	The Sudanse Standars and Metrology Organization
SWAN	Simulating Waves Nearshore
Q_{adm}	Capacité portante
H_{mean}	Profondeur moyenne
H_s	Hauteur des vagues significative
Tp	Période de pointe des vagues
h	Profondeur
H0	Changement du niveau d'eau
Ks	Coefficients de pofondeur
Ks	Coefficients de réfraction
Hb	Houle de projet
W	Poids des blocs
DWT	Dead weight tonnage
γs	Masse volumique de bloc
γw	Masse volumique de l'eau de mer
α	Angle du talus avec l'horizontal
K_D	Coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON
e	Epaisseur de la carapace
P	Porosité moyenne
nj	Nombre de couche de blocs

$K\Delta$	Coefficient de couche
$W_{carapace}$	Poids des blocs de la carapace
D_{n50}	Diamètre médiane
Ns	Nombre de blocs
B	Largeur de la crête
W_{moy}	Poids moyen
e_b	Epaisseur de la butée
L_b	Largeur de la butée
h_t	Position de la butée
W_i	Limites inférieures du poids de l'enrochement
W_s	Limites supérieures du poids de l'enrochement
φ_i	Diamètre constitue la couche inférieure
φ_s	Diamètre constitue la couche supérieure
R_c	Revanche de la crête
L_s	Longueur de la zone d'éclaboussures
ψ	Importance du facteur de structure
R_u	Elévation des vagues
q	Franchissement des vagues
γ'	Masse volumique déjaugé
φ	Angle de frottement interne du matériau
C	Cohésion
σ_{adm}	Contrainte admissible
Kh	Accélération horizontale du séisme
Kv	Accélération verticale du séisme
δ	Angle du frottement du sol
λ	Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale
β	Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale
Ka	Coefficient de poussée de Mononobé Okabé
Kq	Coefficient de poussée due aux surcharge
fc28	La résistance à la compression du béton après 28 jours.
ftj	Resistance à la traction du béton
As	Section d'armatures

ELS	État limite de service.
ELU	État limite ultime.
PMVE	Pleine mer moyenne de vive-eau
BMVE	Basse mer moyenne de vive-eau
ZH	Zéro hydrographique, zéro des cartes
MLWS	Mean low water spring
MHWS	Mean high water spring

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1
CHAPITRE I : MODELISATION NUMERIQUE DE L'AFFOUILLEMENT LOCAL 2
I.1. Résumé 3
I.2. Introduction 3
I.3. Méthodologie 5
I.3.1. La classification des donnés selon le D50 5
I.3.2. Les paramètres adimensionnels : 6
I.3.3. Les données du terrain : 6
I.3.4. Modèle de régression multiple non-linéaire 7
I.3.5. Critères d'évaluation 7
I.4. Analyse des résultats 8
I.5. Conclusion 12
CHAPITRE II : GENERALITE SUR LE MILIEU MARIN ET LES OUVRAGES MARITIMES 14
II.1. Introduction 15
II.2. Généralités sur les mouvements de la mer 15
II.2.1. Mouvements des eaux marines 15
II.3. Généralité sur les ouvrages portuaires 19
II.3.1. Historique 19
II.3.2. Patrimoine des infrastructures portuaires en Algérie : 21
II.3.3. Définition 22
II.3.4. Intérêts du transport maritimes : 22
II.3.5. Types des ports : 23
II.3.6. Principaux types d'ouvrages des ports maritimes 24
II.3.7. Les ouvrages extérieurs : 29
II.3.8. Implantation d'un port : 30
II.4. Conclusion : 31
CHAPITRE III : ANALYSE DES DONNEES ET LES VARIANTES STRUCTURALES DE L'AMENAGEMENT 32
III.1. Introduction : 33

III.2. Historique : 33
III.3. Présentation du projet : 34
III.4. Situation et description du site : 34
III.5. Présentation de la zone de projet : 35
III.6. Conditions de base d'étude 35
III.6.1. Description du quai minéralier : 35
III.6.2. Durée de vie 36
III.7. Analyse des données du projet : 36
III.7.1. Type de navires conçus 36
III.7.2. Conditions naturelles : 36
III.7.3. Matériaux 41
III.8. Présentation des variantes : 42
III.8.1. Variante 1 : Quai en caissons en béton armé 42
III.8.2. Variante 2 : Quai sur pieux 44
III.8.3. Commentaire : 45
III.9. Conclusion : 45
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE A TALUS. 46
IV.1. Introduction : 47
IV.2. Choix du matériau : 47
IV.3. Méthodes de dimensionnement 47
IV.4. Le dimensionnement de la digue à talus 48
IV.4.1. Côté Ouest 48
IV.4.2. Côté Est 64
IV.5. Conclusion : 72
CHAPITRE V : ETUDE DE STABILITE EXTERNE DU QUAI. 73
V.1. Introduction 74
V.2. Données essentielles du quai 74
V.3. La géométrie du caisson : 74
V.4. Caractéristiques des matériaux de construction 75
V.5. Hypothèse de calcul 76

V.5.1. Vérification du nombre de stabilité 76
V.5.2. Distance de l'écran fictif par rapport au centre du caisson 76
V.5.3. Calcul des efforts appliqués sur les caissons : 76
V.6. Vérification de la stabilité : 90
V.6.1. Stabilité au glissement : 91
V.6.2. Stabilité au renversement : 91
V.6.3. Stabilité au non-poinçonnement : 91
V.6.4. Résultat de calcul 94
V.6.5. Etude de flottaison 96
V.7. Conclusion : 98
CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE 99
VI.1. Introduction 100
VI.2. Ferraillages du couronnement de la digue à talus 100
VI.2.1. Force de houles 100
VI.2.2. Combinaison de charges 102
VI.2.3. Calcul de l'effort interne de bras suspendu 102
VI.2.4. Calcul du ferraillage du couronnement 102
VI.3. Ferraillage de la chaussée de la digue à talus 103
VI.3.1. Charge de l'étude et les efforts internes 103
VI.3.2. Calcul de ferraillage de la chaussée de la digue à talus : 104
VI.4. Ferraillage des éléments structuraux du quai 104
VI.4.1. Les différentes sollicitations et Charges agissantes sur le quai 104
VI.4.2. Méthode et résultats de calcul de l'effort interne du caisson et radier : 107
VI.4.3. Ferraillage des voiles du caisson 107
VI.4.4. Calcul du ferraillage du radier 108
CHAPITRE VII : ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT. 109
VII.1. Introduction 110
VII.2. Cadre juridique 110
VII.3. Description et justification du projet : 110
VII.4. Relation entre le présent projet et les projets voisins : 111
VII.5. Impact économique : 111

VII.6. Impacts du projet et mesures de gestion environnement 112
VII.7. Conclusion 120
LISTE DES ANNEXES……
ANNEXE 01 : annexe au chapitre IV 124
ANNEXE 02 : annexe au chapitre V 132
ANNEXE 03 : annexe au chapitre VI 148

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Identification générale (norme ISO 14688-1 :2002)..... 6
Tableau I.2 : Les différents équations pour chaque type de sols..... 7
Tableau I.3 : Évaluations générales de performance pour les critères statistiques recommandés 8
Tableau I.4 : Indices de performance de modèle MNLR..... 8
Tableau I.5 : Performances statistiques des nouvelles équations et formules empiriques..... 9
Tableau I.6 : Calcul de la profondeur d'affouillement des nouvelles équations et formules empiriques..... 10
Tableau I.7 : Équations empirique pour le calcul de l'affouillement local..... 12
Tableau I.8 : Appréciation globale pour prédire la profondeur d'affouillement..... 12
Tableau III.1 : Durée de vie des auxiliaires du quai..... 36
Tableau III.2 : Paramètres des navires conçus..... 36
Tableau III.3 : Le niveau d'étudier..... 37
Tableau III.4 : Caractéristiques de la houle au large..... 38
Tableau III.5 : Caractéristiques de la houle pluriannuelles au large..... 38
Tableau III.6 : Les conditions de houles centennales de la digue et du quai..... 39
Tableau III.7 : Caractéristiques du béton..... 41
Tableau III.8 : Caractéristiques des armatures..... 42
Tableau III.9 : Epaisseur minimum de l'enrobage..... 42
Tableau IV.1 : Récapitulatif de vérification des lois de Terzaghi..... 71
Tableau IV.2 : Récapitulatif de calcul de blocs de la digue à talus..... 72
Tableau V.1 : Caractéristique du quai..... 74
Tableau V.2 : Elévation du quai..... 74
Tableau V.3 : Dimensions du quai..... 74
Tableau V.4 : Caractéristiques de matériaux..... 75
Tableau V.5 : Poids volumique de matériaux..... 75
Tableau V.6 : Résultat de calcul de poids propre du caisson..... 77
Tableau V.7 : Charge de calcul exercée par le déchargeur sur un caisson..... 78
Tableau V.8 : Valeur de la force et du moment des poussées dues aux surcharges sur le quai 79
Tableau V.9 : Valeurs des forces et des moments des houles sous l'effet de la crête d'onde... 82
Tableau V.10 : Valeurs des forces et des moments des houles sous l'effet du creux d'onde... 83
Tableau V.11 : Valeurs des forces et des moments dus au séisme..... 84
Tableau V.12 : Valeurs des forces et des moments dus aux poussées hydrodynamiques..... 84
Tableau V.13 : Valeurs des forces et des moments dus aux poussées hydrostatiques de marnage..... 85
Tableau V.14 : Valeurs des forces et des moments dus aux forces d'amarrage sur caisson.... 86
Tableau V.15 : : Etat récapitulatif des résultats de l'énergie d'accostage..... 89
Tableau V.16 : Coefficient de correction des caractéristiques de défense en caoutchouc..... 89
Tableau V.17 : Données de performance nominales de la défense en caoutchouc..... 89
Tableau V.18 : les caractéristiques physico-mécaniques de la couche marne..... 92
Tableau V.19 : les caractéristiques physico-mécaniques de la couche marne..... 92
Tableau V.20 : Récapitulatif des résultats de stabilité au glissement..... 94
Tableau V.21 : Récapitulatif des résultats de stabilité au renversement..... 95
Tableau V.22 : Récapitulatif des résultats de stabilité au poinçonnement..... 96

Tableau VI.1 : Coefficients empiriques a et b servant à calculer les forces exercées par la houle sur mur de couronnement 100
Tableau VI.2 : Résultats de calcul de force de la houle 101
Tableau VI.3 : Résultat des efforts interne du bras suspendu de couronnement 102
Tableau VI.4 : Résumé des résultats du calcul de ferraillage du couronnement 103
Tableau VI.5 : Résultat des efforts interne de la chaussée de la digue à talus 104
Tableau VI.6 : Résultat de ferraillage de la chaussée de digue à talus 104
Tableau VI.7 : Calcul de la pression de sol du remblai dans le caisson..... 105
Tableau VI.8 : Pression du sol du remblai entre les caissons 106
Tableau VI.9 : Résumé des résultats de calcul d'effort interne des parois avant et arrière du cylindre..... 107
Tableau VI.10 : Résumé des résultats du calcul d'effort interne de radier..... 107
Tableau VI.11 : Résultat de calcul de ferraillage voile du caisson 107
Tableau VI.12 : Résultat de calcul de ferraillage radier du caisson 108
Tableau VII.1: Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de construction 113
Tableau VII.2 : Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase d'exploitation 116
Tableau 1.1 : Valeur de KD préconisées pour l'application de la formule d'Hudson. 125
Tableau 1.2 : Valeurs expérimentales des perméabilités et du coefficient KΔ des carapaces en blocs naturels ou artificiels..... 126
Tableau 1.3 : Récapitulatif de dimensionnement de la digue à talus côté ouest 127
Tableau 1.4 : Récapitulatif de dimensionnement de la digue à talus côté est. 128
Tableau 2.1 : Récapitulatif de calcul le poids propre de la structure du caisson. 138
Tableau 2.2 : Récapitulatif de calcul des forces de houle sous l'effet de la crête d'onde. 140
Tableau 2.3 : Récapitulatif de calcul des forces de houle sous l'effet du creux d'onde..... 141
Tableau 2.4 : Résultat de calcul de l'énergie d'accostage..... 142
Tableau 2.5 : Symboles des charges..... 142
Tableau 2.6 : Combinaisons de charges « Glissement et renversement »..... 143
Tableau 2.7 : Combinaisons de charges « poinçonnement ». 143
Tableau 2.8 : Résultat de calcul la stabilité d'anti-glissement. 144
Tableau 2.9 : Résultat de calcul la stabilité d'anti-renversement..... 145
Tableau 2.10 : Résultats récapulatives de calcul de forces totale du radier de caisson sur les fondations. 146
Tableau 2.11 : Résultats récapulatives de calcul stabilité au non-poinçonnement. 147
Tableau 3.1 : Résultat de calcul de pression des houles « couronnement de la digue à talus ». 150
Tableau 3.2 : coefficient de sécurité partiel de charge. 150
Tableau X.3 : Combinaison des charges pour le calcul de l'effort interne de bras suspendu 150
Tableau 3.4 : Résultats récapulatives de calcul de forces interne du bras suspendu de couronnement. 151
Tableau 3.5 : Résultat récapitulative de ferraillage de couronnement de la digue à talus. 152
Tableau 3.6 : Résultat de calcul de pression des houles « chaussée de la digue à talus ». 155
Tableau 3.7 : Symboles de charge..... 155
Tableau 3.8 : Coefficient partiel de charge. 155
Tableau 3.9 : Combinaison de charge pour le calcul de l'effort interne de chaussée de la digue à talus..... 156

Tableau 3.10 : Résultats récapulatives de calcul de forces interne de chaussée de la digue à talus. 156
Tableau 3.11 : Résultat récapitulative de ferraillage de chaussée de la digue à talus. 157
Tableau 3.12 : Résultats de calcul de la pression du sol à l'intérieur du caisson. 159
Tableau 3.13 : Résultats de calcul de la pression du sol entre les caissons. 160
Tableau 3.14 : Symbole des charges. 161
Tableau 3.15 : Les combinaisons de charges pour le calcul de l'effort interne du caisson. ... 161
Tableau 3.16 : Les combinaisons de charges pour le calcul de l'effort interne du radier. 162
Tableau 3.17 : Résumé des résultats de calcul d'effort interne des parois avant et arrière du cylindre. 163
Tableau 3.18 : Résumé des résultats du calcul d'effort interne de radier. 164
Tableau 3.19 : Résultat récapitulative de ferraillage de la paroi du cylindre. 165
Tableau 3.20 : Résultat récapitulative de ferraillage du radier. 165

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : (a) le décollement "A" comme mécanismes dominants dans le processus de récurage en cas de vagues, (b) croquis d'un trou d'affouillement à une pile circulaire verticale sous vague……...4
Figure I.2 : Comparaison du modèle MNLR avec les prédicteurs d'affouillement traditionnels pour chaque type de sols 11
Figure II.1 : Les caractéristiques de la houle. 16
Figure II.2 : Mécanisme des marées..... 17
Figure II.3 : Fiche circulation atmosphérique 18
Figure II.4 : Courant de surface et courant profond 19
Figure II.5 : Quais en blocs de béton armé 26
Figure II.6 : Quais en caissons en béton armé..... 26
Figure II.7 : Quai sur piles ou sur pieux..... 27
Figure II.8 : Quai mixte..... 28
Figure II.94 : Schéma de la digue verticale..... 29
Figure II.10 : Schéma de la digue à talus 30
Figure III.1 : Présent de projet 34
Figure III.2 : Situation de projet..... 34
Figure III.3 : Niveau d'eau étudier 37
Figure III.4 : Position des points caractéristiques des houles 40
Figure V.1: Position des roues côté de port de déchargeur 78
Figure V.2 : Position des roues côté de mer de déchargeur 78
Figure V.3 : Disposition de charge de la grue sur porteur de 70t 80
Figure V.4 : Plans de calcul de la force des vagues crêtes au quai droit..... 80
Figure V.5 : Schéma de distribution des forces des vagues à la crête..... 82
Figure V.6 : Plans de calcul de la force des vagues creux au quai droit 82
Figure V.7 : Schéma de répartition de la force des houles se sous l'effet du creux d'onde 83
Figure V.8 : Plans de calcul de la force d'amarrage 86
Figure V.9 : Schéma d'accostage et des charges des navires sur le quai..... 88
Figure V.10 : Schéma représentative de diffèrent cas de stabilité 90
Figure VI.1 : Sections des murs de couronnement des essais de Jeansen 1984 et Bradbury et al.1988 101
Figure VI.2 : Structure morcelée de la chaussée de la digue à talus 103
Figure VI.3 : Répartition de la pression d'eau pendant la durée de service..... 106
Figure VII.1 : Plan d'implantation du poste minéralier dans la zone de Béthioua 111
Figure 1.1 : Les plans des coupes de la digue à talus..... 131
Figure 2.1 : La géométrie du caisson. 133
Figure 2.2 : Les coupes de caisson. 134
Figure 2.3 : Vue générale du caisson. 135
Figure 2.4 : La section transversale du quai. 136
Figure 2.5 : Bollard 200t. 137
Figure 2.6 : Défense en caoutchouc SCN 2000 F2.0. 137
Figure 3.1 : Carte structural du couronnement de la digue à talus. 149
Figure 3.2 : Ferraillage de couronnement de la digue à talus. 154

Figure 3.3 : Ferraillage de chaussée de la digue à talus. 158
Figure 3.4 : Plan de ferraillage des éléments de caisson. 165

INTRODUCTION GENERALE

Les ports sont des acteurs essentiels pour le développement d'un pays ou d'une région. En Algérie, le port vise à promouvoir le développement économique et commercial via le transport de marchandises de et vers l'extérieurs. L'évolution des activités import/export s'accompagne de la modification du rôle des ports commerciaux et introduit des changements profonds dans les activités portuaires qui comprennent toutes les activités liées à la réception des navires : chargement, déchargement, stockage des marchandises et les moyens de transport terrestre pour l'évacuation des marchandises.

Ces dernières années, le groupe « Tosyali Algérie », qui exploite le port d'Arzew pour son activité, a atteint son objectif devient l'un des plus grands producteurs de fer dans le bassin méditerranéen. C'est un "immense" espoir basé sur l'ouverture d'une aciérie, qui est en cours de réalisation.

En raison de cet excès de production, le groupe recevrait et traiterait des gros navires pouvant transporter jusqu'à 150 000 tonnes de minerai de fer. Toutefois, le port d'Arzew ne traite que des navires d'une capacité allant de 20 000 à 30 000 tonnes. Pour cela, le groupe a demandé la réalisation d'un nouveau poste au port de « Bethioua » afin de répondre à ses exigences.

Ce projet est un poste de soutien fourni par l'EPA « Entreprise Portuaire D'Arzew » à l'usine sidérurgique TOSYALI « TOSYALI ALGÉRIE FER ET ACIER » afin de fournir les minerais de fer, une matière première servant à la fabrication du rond à béton et du fil-machine, destinés essentiellement aux besoins de la société.

Dans ce contexte, nous avons fait une étude de dimensionnement et de vérification de la stabilité du quai minéralier au port de « Bethioua » ainsi qu'une étude de l'impact socio-économique du projet suivant le plan ci-dessous :

- Chapitre 01 : Il s'agit d'un travail de recherche sur la modélisation numérique de l'affouillement local où nous avons introduit une nouvelle formule spécialisée pour chaque type de sols basé sur le modèle de régression non linéaire afin de prédire la hauteur de l'affouillement.
- Chapitre 02 : Ce chapitre contient des Généralités sur les milieux marins et les ouvrages portuaires.
- Chapitre 03 : Dans ce chapitre, nous présentons une analyse des données et des variantes structurales de l'aménagement.
- Chapitre 04 : Ce chapitre présente le dimensionnement de la digue à talus.
- Chapitre 05 : Ce chapitre présente l'étude de stabilité externe du quai.
- Chapitre 06 : Ce chapitre présente le ferraillage des éléments de la structure.
- Chapitre 07 : Ce chapitre présente une étude d'impact sur l'environnement.

.

CHAPITRE I : MODELISATION NUMERIQUE DE L'AFFOUILLEMENT LOCAL

I.1. Résumé

Le phénomène d'affouillement autour des piles dans les océans et sous les vagues peut influencer la stabilité de la structure des ouvrages. Par conséquent, la prévision précise de la profondeur d'affouillement est une tâche cruciale dans la conception des pieux.

La plupart des équations existantes pour prédire l'affouillement local souffrent des problèmes de sur-prédiction ou de sous-prédiction entraînant des coûts de fondation plus élevés, une défaillance de l'ouvrage, et des prévisions inexactes de l'affouillement. Aussi, les approches empiriques n'offrent souvent pas la précision requise par rapport aux méthodes d'exploration de données pour modéliser un processus aussi complexe.

L'objective de cette étude est de développer un modèle pour prédire la profondeur d'affouillement pour chaque type de sols. Puisque la plupart des équations empirique sont basées sur des données expérimentales, dans cet article, nous proposons une nouvelle équation basée sur des données de terrain (réelles) en utilisant le modèle de régression no linéaire. Près de 1850 ensembles de données du terrain ont été compilés et utilisés pour développer l'équation d'affouillement selon le D_{50} à l'aide du MNLR.

Les résultats expérimentaux de la comparaison entre cette nouvelle équation et trois anciennes formules empiriques ont montré que notre équation surpasse les anciennes méthodes dans plusieurs scénarios et que les prédictions de cette nouvelle équation sont plus précises (plus proches de la réalité).

Mots clés : Affouillement local, D_{50}, régression non-linéaire, MNLR.

I.2. Introduction

L'affouillement est un phénomène naturel causé par le débit d'eau qui extrait les particules de sédiments du lit du cours d'eau et transporte les sédiments érodés loin du trou d'affouillement [1]. Les piles sont largement utilisées comme élément de soutien clé pour les ponts et les autres ouvrages. Dans le cas des piles courants dans un environnement érodable, le courant (flux de vent, flux de rivière, etc.) et les courants peuvent causer le transport local de sédiments et l'affouillement autour des piles. L'affouillement fréquent des piles peut entraîner une instabilité accrue, des défaillances et de graves dommages aux structures marines (Sumer et al. 1993) [2]. Par conséquent, une estimation précise de la profondeur d'affouillement des piles est essentielle à la sécurité des structures marines. Le processus d'affouillement d'une pile en raison des vagues ou des courants combinés est extrêmement complexe dans l'environnement marin et fluvial. Le tourbillon en fer à cheval (combiné au courant descendant) et la contraction des lignes de ruissellement ont été identifiés comme deux facteurs clés dans le cas du courant continu pour les pieux verticaux dans des recherches antérieures (Sumer et al. 1997) [3]. De plus, l'excrétion des tourbillons de sillage, qui est générée du côté sous le vent d'une pile, joue un rôle clé dans le processus d'affouillement en présence de vagues. Ce phénomène peut entraîner un changement important de la capacité du transport des sédiments loin du voisinage de la pile (Sumer, 2002) [4]. Sous l'influence combinée des vagues et du courant, la structure du tourbillon en fer à cheval devient plus complexe par rapport à la situation actuelle seule. Par conséquent, le processus d'affouillement dans le voisinage de la pile est exacerbé (figure I.1).

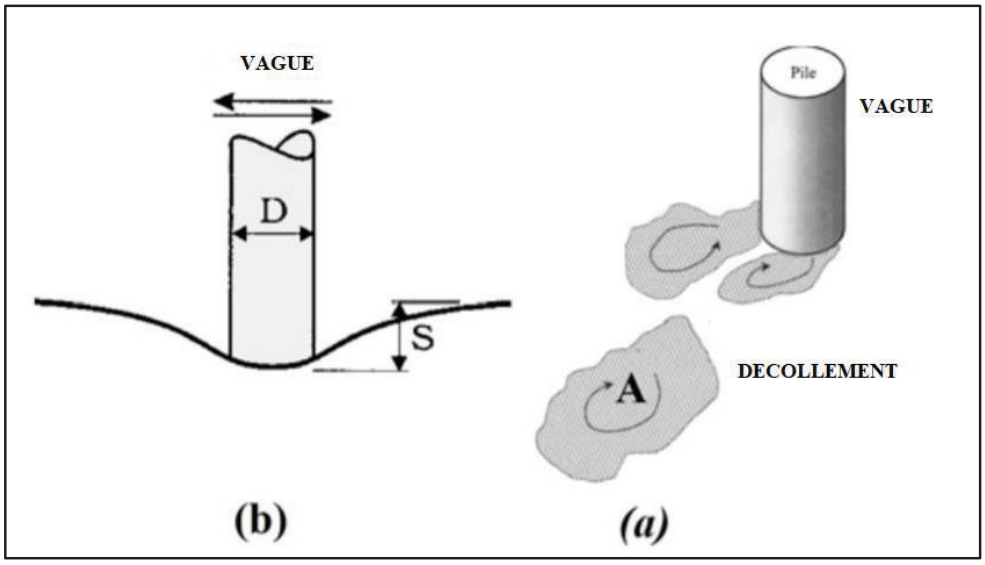


Figure I.1 : (a) le décollement "A" comme mécanismes dominants dans le processus de récurage en cas de vagues, (b) croquis d'un trou d'affouillement à une pile circulaire verticale sous vague.

Richardson et Davis (2001) dans un rapport de la Fédéral des Autoroutes ont affirmé que 383 ponts avaient échoué en raison d'inondations catastrophiques en 1973 [5]. L'étude a montré que 25% des ponts étaient en panne en raison de l'affouillement de la culée, tandis que 75% d'entre eux ont échoué en raison de l'affouillement des piles. Reconnaissant l'importance de la prédiction de l'affouillement, les chercheurs ont développé un certain nombre de relations empiriques basées sur les principes des méthodes de modélisation conventionnelles basées sur les données comme l'étude de régression des données expérimentales existantes ainsi que des données de terrain. La complexité du processus d'affouillement des ponts nécessite que ces modèles soient basés sur des données qui incluent toutes les variables de décision qui contribuent au processus d'affouillement des ponts. De plus, il est également nécessaire que les méthodes de modélisation utilisées pour proposer des modèles empiriques pour l'affouillement des ponts soient précises, efficaces, et puissent saisir la relation effet-cause des paramètres d'entrée et de sortie impliqués dans l'ensemble du processus.

Il y a deux problèmes majeurs affectant l'avancement du pont : (i) la disponibilité des données (données recueillies en laboratoire et sur le terrain) et (ii) l'application et la disponibilité d'outils de modélisation efficients et efficaces qui peuvent être appliqués sur les données disponibles pour créer des modèles précis de prévision de l'affouillement des ponts. Kothyari et al. (2007) [6] ont signalé que l'étalonnage des modèles d'affouillement avec les données du terrain est limité principalement à cause de l'insuffisance des dimensions pertinentes et de la précision des données.

Pour répondre aux besoins de la recherche concernant la modélisation d'affouillement, les nouvelles initiatives de recherche explorent les approches statistiques pour améliorer les méthodes de collecte de données, et développer des techniques de modélisation qui surpasse les modèles empiriques. En particulier, des études récentes ont fait des progrès intéressants dans la modélisation en adoptant les techniques d'intelligence artificielle (IA) [7] tel que les algorithmes génétiques (GA) [8] qui fournit des solutions raisonnablement bonnes aux problèmes de transport des sédiments (Azamathulla et al. 2009) [9], le système adaptatif

d'inférence neuro-floue (ANFIS) [10] et les réseaux de neurones artificiels (Azamathulla et al.2009).

Dans la présente étude, l'objectif principal est de proposer des nouvelles équations pour l'estimation de la profondeur d'affouillement en se basant sur l'approche MNLR (Régression multiple non linéaire) selon le type de sol en utilisant environ 1850 ensembles de données. Sur les 1850 ensembles de données, (80%) de données ont été utilisés pour la formation (l'apprentissage des paramètres) et les (20%) restant ont été utilisées pour la vérification des relations proposées (le test du modèle). Une comparaison entre les résultats de prédiction de la nouvelle équation et trois équations empiriques (Richardson 1990, Shen et AI 1969 [13] et Froehlich 1988 [14]) est effectuée à l'aide des logiciels SPSS et R pour évaluer les performances.

I.3. Méthodologie

Dans cette étude, on va introduire une nouvelle équation pour prédire la profondeur d'affouillement avec un erreur minimale. Pour cela, et pour une meilleure précision, on va classifier les données selon le diamètre moyen $D_{50.}$ Aussi, un modèle de régression multiple non-linéaire (MNLR) va être utilisé afin d'introduire une formule spécifiée pour chaque type de sols et une formule générale. Après, on fera une étude comparative entre les formules de chaque type de sols, la formule générale et les trois formules empiriques.

I.3.1. La classification des donnés selon le D50

Pour une meilleure précision de l'équation d'affouillement, et pour étudier l'influence de type de sol sur la profondeur d'affouillement, on a classifié les données selon le D_{50} afin d'introduire une formule pour chaque type.

D'après le tableau I.1, notre base de données contient 07 types de sols :

- Sable fin
- Sable moyen
- Sable grossier
- Grave fine
- Grave moyenne
- Grave grossière
- Cailloux

Tableau I.1 : Identification générale (norme ISO 14688-1 :2002)

Fractions granulaires	Subdivisions	Symboles	Taille des particules (mm)
Sol très grossier	Gros blocs	LBo	>630
	Blocs	Bo	>200 à 630
	Cailloux	Co	>63 à 200
Sol grossier	Grave	Gr	>2.0 à 63
	Grave grossière	CGr	>20 à 63
	Grave moyenne	MGr	>6.3 à 20
	Grave fine	FGr	>2.0 à 6.3
	Sable	Sa	>0.063 à 2.0
	Sable grossier	CSa	>0.63 à 2.0
	Sable moyen	MSa	>0.2 à 0.63
	Sable fin	FSa	>0.063 à 0.2
Sol fin	Limon	Si	>0.002 à 0.063
	Limon grossier	CSi	>0.02 à 0.063
	Limon moyen	MSi	>0.0063 à 0.02
	Limon fin	FSi	>0.002 à 0.0063
	Argile	CI	<0.002

I.3.2. Les paramètres adimensionnels :

La profondeur d'affouillement locale à l'équilibre (Ys) est influencée par les variables caractérisant l'écoulement, les sédiments du lit et la géométrie de la pile. La relation suivante décrit la profondeur d'affouillement à l'équilibre en fonction de ses paramètres indépendants :

$$Ys = f(V,y,D_{50},\boldsymbol{\sigma}g,b,L,g) \quad (I.1)$$

Où V,y,D50,$\boldsymbol{\sigma}$g,b,L et g sont la vitesse d'écoulement, la profondeur d'écoulement, le diamètre moyen du matériau du lit, l'écart-type granulométrie du lit, la largeur de la pile, la longueur de la pile et l'accélération due à la gravité. En utilisant l'analyse dimensionnelle et le théorème de Buckingham PI, l'équation I.1 se convertit en une forme sans dimension illustrée dans l'équation I.2:

$$Ys/L = f(Fr,b/y,D5_0/y,L/y,\boldsymbol{\sigma}g) \quad (I.2)$$

I.3.3. Les données du terrain :

Les données utilisées dans cette étude ont été extraites du rapport de United States Geological Survey (USGS) [11]. Ce choix est motivé par la nouveauté, la qualité, la précision et le volume important de données dans ce rapport comparant à d'autres sources de données, ainsi que les facteurs les plus efficaces de l'affouillement sont définis par ces données.

I.3.4. Modèle de régression multiple non-linéaire

La fonction utilisée pour prédire la profondeur d'affouillement est sous la forme :

$$y = aX_1^b X_2^c X_3^d \quad \text{(I.3)}$$

Sur la base de l'équation (I.2), le programme statistique (SPSS V.23) a été utilisé pour développer des modèles de régression multiple non linéaire afin de prédire la profondeur d'affouillement pour chaque type de sols.

Tableau I.2 : Les différents équations pour chaque type de sols

Général	$\boldsymbol{Ys/L = 0,349 \times (\frac{D_{50}}{y})^{-0,116} \times (\frac{b}{y})^{0,425} \times (\frac{L}{y})^{-1,132} \times Fr^{0,5} \times \sigma^{0,045}}$
Sable Fin	$Ys/L = 58,926 \times (\frac{D_{50}}{y})^{0,186} \times (\frac{b}{y})^{1,264} \times (\frac{L}{y})^{-2,362} \times Fr^{0,982} \times \sigma^{0,468}$
Sable Moyen	$Ys/L = 0,043 \times (\frac{D_{50}}{y})^{-0,433} \times (\frac{b}{y})^{1,053} \times (\frac{L}{y})^{-1,859} \times Fr^{1,227} \times \sigma^{1,337}$
Sable Grossier	$Ys/L = 16,575 \times (\frac{D_{50}}{y})^{0,379} \times (\frac{b}{y})^{0,322} \times (\frac{L}{y})^{-1,318} \times Fr^{0,307} \times \sigma^{-0,565}$
Grave Fine	$Ys/L = 0,009 \times (\frac{D_{50}}{y})^{-0,375} \times (\frac{b}{y})^{-0,087} \times (\frac{L}{y})^{-0,256} \times Fr^{0,697} \times \sigma^{0,267}$
Grave Moyenne	$Ys/L = 0,317 \times (\frac{D_{50}}{y})^{-0,413} \times (\frac{b}{y})^{0,824} \times (\frac{L}{y})^{-0,865} \times Fr^{0,686} \times \sigma^{-0,674}$
Grave Grossière	$Ys/L = 0,273 \times (\frac{D_{50}}{y})^{-0,037} \times (\frac{b}{y})^{0,688} \times (\frac{L}{y})^{-0,832} \times Fr^{-0,178} \times \sigma^{-0,026}$
Cailloux	$Ys/L = 1,721 \times (\frac{D_{50}}{y})^{0,5} \times (\frac{b}{y})^{0,778} \times (\frac{L}{y})^{-1,239} \times Fr^{-0,835} \times \sigma^{-0,306}$

I.3.5. Critères d'évaluation

Dans cette étude, nous utilisons trois métriques statistiques pour évaluer la précision de la prédiction : l'erreur quadratique moyen (RMSE), le coefficient de détermination (R^2) et le Ratio d'écart type de l'erreur quadratique moyenne (RSR) [15].

$$R^2 = \left(\frac{\sum xy}{\sqrt{\sum x^2 \sum y^2}}\right)^2 ;\ RMSE = \left[\frac{\sum (X-Y)^2}{n}\right]^{1/2} ;\ RSR = \frac{RMSE}{\sigma_{XObs}}$$

Ou $x = (X - \bar{X})$; $y = (Y - \bar{Y})$; $X = Valeurs\ observées$; $\bar{X} = La\ moyenne\ de\ X$; $Y = Valeurs\ simulées$; $\bar{Y} = La\ moyenne\ de\ Y$; $n = Le\ nombre\ de\ valeurs$; $\sigma_{XObs} = Ecart\ type\ de\ valeurs\ observées$.

Le RMSE est un critère de l'erreur moyenne qui n'a pas de limite supérieure. C'est une mesure souvent utilisée pour mesurer la différence entre les valeurs prédites par un modèle et celles réellement observées à partir de la variable modélisée. De ce fait, plus on est proche du zéro, plus le modèle ait une meilleure précision. La valeur R^2 décrit le degré de similitude entre les données prédites et mesurées qui varie de -1 à 1. Les valeurs prévues et réelles sont très similaires lorsque les valeurs de R^2 sont proches de 1. Le RSR est une métrique sans dimension qui exprime la dispersion entre les valeurs prévues et réelles, et définie comme le rapport d'écart type. Une faible valeur de RSR, proche du 0, représente une faible variabilité ; cela signifie une simulation parfaite du modèle. Le tableau I.3 montre les valeurs des métriques RSR et R^2 correspondant aux différents degrés de performance du modèle de régression.

Tableau I.3 : Évaluations générales de performance pour les critères statistiques recommandés

Évaluations	R^2 (%)	RSR (%)
Très bon	$75 < R^2 < 100$	$0 < RSR < 50$
Bon	$65 < R^2 < 75$	$50 < RSR < 60$
Satisfaisant	$50 < R^2 < 65$	$60 < RSR < 70$
Insatisfaisant	$R^2 < 50$	$RSR > 70$

Tableau I.4 : Indices de performance de modèle MNLR

Formule		R^2	RMSE	RSR
Générale		78%	0,05	40%
Type de sols	Sable Fin	92%	0,02	39%
	Sable Moyen	90%	0,08	46%
	Sable Grossier	95%	0,03	29%
	Grave Fine	89%	0,02	35%
	Grave Moyenne	88%	0,06	30%
	Grave Grossière	83%	0,03	47%
	Cailloux	85%	0,02	38%

I.4. Analyse des résultats

L'objectif de cette section est d'examiner, de discuter et de comparer les résultats obtenus à partir du modèle MNLR par les équations empiriques illustrées dans le tableau I.7.

Les performances statistiques du modèle MNLR sont résumées dans le tableau I.4. Le paramètre R^2 interprète le degré de relation linéaire entre les valeurs observées et les valeurs prédites, ou une valeur $R^2>70\%$ signifie une forte corrélation entre les deux groupes. La métrique R^2, seule, ne peut pas être significative dans l'évaluation du modèle vu qu'on a observé des modèles avec un R^2 élevé (ce qui indique de bonne performances) et des valeurs de RSR élevés (mauvaise performance). D'où le choix de plusieurs métriques d'évaluation (RSR, R^2) tableau I.3.

Le tableau I.5, résume les résultats de comparaison des nouvelles formules (formule$_{D50}$ et formule générale) avec les trois formules empiriques (Richardson 1990 [5], Shen et Al. 1969 [13] et Froehlich 1988 [14]). L'évaluation est faite selon les trois métriques (R^2, RMSE et RSR) ou des faibles valeurs RSR et RMSE et une grande valeur de R^2 impliquent des bonnes performances. On observe que les formules empiriques ont obtenu des valeurs très élèves de RMSE et RSR et des valeurs satisfaisant de R^2. On remarque aussi que les deux formules générées par le modèle MNLR (général et la formuleD50) ont obtenu de meilleurs résultats de R^2, RMSE et RSR par rapport aux formules empiriques. En comparant les deux formules (générale et formuleD50), on observe que la formule D50 surpasse les prévisions de la formule générale (RSR ≈ 0.21, R^2 ≈ 0.95 pour la formule$_{D50}$ et RSR ≈ 0.33, R^2 ≈ 0.90 pour la formule

générale) ; ce qui indique que la nouvelle formule (formule$_{D50}$) donne une meilleure précision pour prédire la profondeur d'affouillement.

La profondeur d'affouillement a été calculée par les différentes formules empiriques ainsi les formules génèrent par le modèle MNLR, les valeurs prédites sont présentées dans le tableau I.6. Nous remarquons que la profondeur d'affouillement calculée par la nouvelle équation est plus précise (proche de la réalité) que la profondeur d'affouillement calculées par les autres équations.

La précision des équations proposées précédemment a également été vérifiée graphiquement. La figure I.2 montre la relation entre les valeurs calculées (prédites) et les valeurs observées (réelles) de la profondeur d'affouillement pour chaque type de sols. Nous observons que les points des formules$_{50}$ sont proches de la ligne 45' ; ce qui montre la grande précision de cette équation par rapport aux autres formules.

Le tableau I.8 présente une étude comparative entre les formules empirique et l'équation I.4 qui regroupe toutes les formules de chaque type de sols. On observe que l'équation I.4 présente de meilleures performances par rapport aux formules empiriques ce qui implique l'équation I.4 présente des résultats plus proches de réalité.

Tableau I.5 : Performances statistiques des nouvelles équations et formules empiriques

Type de sols	Critère de validation	Les équations				
		Richardson 1990	Shen et Al.1969	Froehlich 1988	**Formule$_{D50}$**	Formule générale
Sable Fin	R^2	0.83	0.67	0,73	**0.95**	0.92
	RMSE	0.15	0.25	0.23	**0.02**	0.05
	RSR	0.43	0.67	0.55	**0.21**	0.33
Sable Moyen	R^2	0.84	0.75	0.82	**0.92**	0.90
	RMSE	0.20	0.30	0.25	**0.08**	0.12
	RSR	0.45	0.40	0.46	**0.23**	0.40
Sable Grossier	R^2	0.88	0.79	0.85	**0.96**	0.93
	RMSE	0.29	0.32	0.31	**0.05**	0.15
	RSR	0.55	0.62	0.52	**0.30**	0.41
Grave Fine	R^2	0.80	0.81	0.83	**0.95**	0.88
	RMSE	0.22	0.13	0.20	**0.10**	0.16
	RSR	0.50	0.33	0.30	**0.16**	0.23
Grave Moyenne	R^2	0.83	0.87	0.83	**0.94**	0.92
	RMSE	0.25	0.22	0.20	**0.25**	0.43
	RSR	0.35	0.42	0.33	**0.24**	0.30
Grave Grossière	R^2	0.75	0.85	0.80	**0.95**	0.90
	RMSE	0.20	0.12	0.13	**0.28**	0.34
	RSR	0.65	0.54	0.44	**0.33**	0.35
Cailloux	R^2	0.82	0.85	0.76	**0.94**	0.89
	RMSE	0.17	0.22	0.10	**0.30**	0.10
	RSR	0.23	0.28	0.40	**0.20**	0.25

Tableau I.6 : Calcul de la profondeur d'affouillement des nouvelles équations et formules empiriques

Type de sol	Richardson 1990	Shen et Al. 1969	Froehlich 1988	Valeurs Observées	**Formule$_{D50}$**	Formule Générale
Sable Fin	1,72	0,34	0,58	0,85	**0,68**	0,97
	0,71	0,17	0,34	0,34	**0,27**	0,50
	0,55	0,16	0,36	0,21	**0,16**	0,38
	0,84	0,18	0,42	0,34	**0,27**	0,70
Sable Moyen	3,26	0,45	0,97	0,52	**0,66**	1,13
	4,79	0,67	1,44	0,40	**0,47**	2,21
	3,88	0,48	1,32	0,67	**0,59**	1,36
Sable Grossier	0,98	0,28	0,42	0,37	**0,47**	0,68
	1,60	0,31	0,50	0,67	**0,32**	0,94
	1,07	0,28	0,45	1,07	**1,08**	1,03
	0,93	0,26	0,41	0,40	**0,66**	0,62
	0,63	0,15	0,17	0,64	**0,61**	0,34
	0,64	0,14	0,19	0,76	**0,86**	0,40
	1,75	0,35	0,44	0,76	**1,00**	0,56
	0,48	0,13	0,13	0,55	**0,60**	0,14
	0,48	0,13	0,13	0,70	**0,65**	0,14
Grave Fine	1,93	0,46	0,67	0,88	**1,12**	1,34
	1,59	0,39	0,62	1,86	**1,85**	1,09
	0,98	0,20	0,24	0,76	**0,79**	0,30
	1,33	0,27	0,34	0,67	**1,30**	0,57
	3,19	0,90	0,86	1,07	**0,92**	1,94
	2,11	0,48	0,45	0,73	**0,97**	0,79
Grave Moyenne	0,91	0,18	0,22	0,46	**0,42**	0,31
	2,86	0,60	0,76	1,46	**1,38**	1,56
	2,88	0,62	0,88	1,62	**1,49**	1,81
	1,57	0,37	0,30	0,76	**0,74**	0,59
Grave Grossière	3,85	0,82	0,82	1,19	**1,01**	1,85
	1,22	0,53	0,37	0,82	**1,23**	0,50
	1,12	0,48	0,34	0,91	**1,09**	0,43
	1,24	0,52	0,39	0,82	**0,64**	0,55
	1,21	0,52	0,36	0,85	**0,89**	0,50
	1,01	0,43	0,30	0,98	**1,05**	0,35
	0,86	0,35	0,27	0,91	**0,83**	0,28
	6,34	1,40	1,16	0,94	**1,03**	2,21
	1,06	0,29	0,26	0,40	**0,57**	0,34
	1,39	0,29	0,26	0,46	**0,63**	0,34
	1,16	0,25	0,21	0,21	**0,29**	0,28
Cailloux	0,86	0,19	0,16	0,43	**0,35**	0,43
	0,85	0,18	0,19	0,34	**0,37**	0,43
	0,40	0,20	0,11	0,34	**0,35**	0,42
	0,95	0,45	0,27	0,34	**0,40**	0,30
	1,04	0,51	0,28	0,30	**0,39**	0,33



Figure I.2 : Comparaison du modèle MNLR avec les prédicteurs d'affouillement traditionnels pour chaque type de sols

Tableau I.7 : Équations empirique pour le calcul de l'affouillement local

Equations	Chercheur et date
$\boldsymbol{Ys = 2 \times y \times \left(\frac{b}{y}\right)^{0.65} \times Fr^{0.43} \times K_1 \times K_2}$	Richardson 1990
$\boldsymbol{Ys = 0.0023(v_1 \times {}^{b}/_{v})^{0.619}}$	Shen et AI 1969
$\boldsymbol{Ys = 0.32 \times \emptyset \times b \times \left(\frac{b'}{b}\right)^{0.62} \times \left(\frac{y}{b}\right)^{0.46} \times Fr^{0.2} \times \left(\frac{b}{D_{50}}\right)^{0.08}}$	Froehlich 1988

Tableau I.8 : Appréciation globale pour prédire la profondeur d'affouillement

	Richardson 1990	Shen et Al. 1969	Froehlich 1988	Eq (I.4)
R^2	52%	55%	50%	92%
RMSE	0,35	0,33	0,35	0,16
RSR	95%	89%	75%	43%

$$
{}^{Ys}/_{L} = \begin{cases} 58{,}926 \times \left(\frac{D_{50}}{y}\right)^{0{,}186} \times \left(\frac{b}{y}\right)^{1{,}264} \times \left(\frac{L}{y}\right)^{-2{,}362} \times Fr^{0{,}982} \times \sigma^{0{,}468} & si\ 0.063 \le D_{50} \le 0.2 \\ 0{,}043 \times \left(\frac{D_{50}}{y}\right)^{-0{,}433} \times \left(\frac{b}{y}\right)^{1{,}053} \times \left(\frac{L}{y}\right)^{-1{,}859} \times Fr^{1{,}227} \times \sigma^{1{,}337} & si\ 0.2 \le D_{50} \le 0.63 \\ 16{,}575 \times \left(\frac{D_{50}}{y}\right)^{0{,}379} \times \left(\frac{b}{y}\right)^{0{,}322} \times \left(\frac{L}{y}\right)^{-1{,}318} \times Fr^{0{,}307} \times \sigma^{-0{,}565} & si\ 0.63 \le D_{50} \le 2.0 \\ 0{,}009 \times \left(\frac{D_{50}}{y}\right)^{-0{,}375} \times \left(\frac{b}{y}\right)^{-0{,}087} \times \left(\frac{L}{y}\right)^{-0{,}256} \times Fr^{0{,}697} \times \sigma^{0{,}267} & si\ 2.0 \le D_{50} \le 6.3 \\ 0{,}317 \times \left(\frac{D_{50}}{y}\right)^{-0{,}413} \times \left(\frac{b}{y}\right)^{0{,}824} \times \left(\frac{L}{y}\right)^{-0{,}865} \times Fr^{0{,}686} \times \sigma^{-0{,}674} & si\ 6.3 \le D_{50} \le 20 \\ 0{,}273 \times \left(\frac{D_{50}}{y}\right)^{-0{,}037} \times \left(\frac{b}{y}\right)^{0{,}688} \times \left(\frac{L}{y}\right)^{-0{,}832} \times Fr^{-0{,}178} \times \sigma^{-0{,}026} & si\ 20 \le D_{50} \le 63 \\ 1{,}721 \times \left(\frac{D_{50}}{y}\right)^{0{,}5} \times \left(\frac{b}{y}\right)^{0{,}778} \times \left(\frac{L}{y}\right)^{-1{,}239} \times Fr^{-0{,}835} \times \sigma^{-0{,}306} & si\ 63 \le D_{50} \le 200 \end{cases} \qquad (I.4)
$$

I.5. Conclusion

Dans cette étude, on a développé un modèle MNLR permettant de prédire la profondeur d'affouillement autour des piles pour chaque type de sols. Les résultats de la modélisation ont été comparés à trois équations empiriques et les performances des modèles ont été évaluées à l'aide de trois métriques statistiques (R^2, RMSE et RSR). La comparaison des performances de ces modèles a indiqué que le modèle MNLR est performent (RSR=0.21 et R^2=0.95) et plus précis que les modèles empiriques.

Néanmoins, cela reste un modèle classique qui pourra être optimisé. Toutefois, afin d'améliorer la performance et développer des modèles avec plus de précision, nous recommandons l'utilisation des techniques de l'intelligence artificielle tel que les réseaux de neurones.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Ghani AA, Mohammadpour R. 2016. Temporal variation of clear-water scour at compound Abutments. Ain Shams Eng J. 7:1045–1052.

[2] Sumer, B., N. Christiansen, and J. Fredsoe. 1993. Influence of Cross Section on Wave Scour around Piles. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering 119 (5):477–495.

[3] Sumer, B. M., N. Christiansen, and J. Fredsoe. 1997. The Horseshoe Vortex and Vortex Shedding around a Vertical Wall-Mounted Cylinder Exposed to Waves. Journal of Fluid Mechanics.

[4] Sumer, B. M. 2002. The Mechanics of Scour in the Marine Environment. Vol. 17. Singapore: World Scientific Publishing Company.

[5] Richardson EV, Davis SR (2001) Evaluating scour at bridges. Report FHWA NHI 01-001, Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18), US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA.

[6] Kothyari, U.C., Hager, W.H., and Oliveto, G. (2007). "Generalized approach for clear-water scour at bridge foundation elements." J. Hydraul. Eng., 133(11), 1229–1240

[7] Ferreira C. 2006. Gene expression programming: mathematical modeling by an artificial intelligence. London: Springer.

[8] Bateni, S. M., S. Borghei, and D.-S. Jeng. 2007. Neural Network and Neuro-Fuzzy Assessments for Scour Depth around Bridge Piers. Engineering Applications of Artificial Intelligence 20 (3):401–414.

[9] Guven, A., and M. Gunal. 2008. Genetic Programming Approach for Prediction of Local Scour Downstream of Hydraulic Structures. Journal of Irrigation and Drainage Engineering 134 (2):241–249.

[10] Najafzadeh, M., and H. M. Azamathulla. 2015. Neuro-Fuzzy Gmdh to Predict the Scour Pile Groups Due to Waves. Journal of Computing in Civil Engineering 29 (5):04014068

[11] Azamathulla, H.M., Ghani, A.A., Zakaria, N.A., and Guven, A. (2009). "Genetic programming to predict bridge pier scour." J. Hydraul. Eng., 136(3), 165–169

[12] The 2014 USGS pier scour database (PSDb-2014).

[13] Shen HW, Schneider VR, Karaki S (1969) Local scour around bridge piers. J Hydraul Div Am Soc Civ Eng 95(6):1919–1940.

[14] Froehlich, D.C., 1988. Analysis of onsite measurements of scour at piers. In American Society of Civil Engineers National Conference on Hydraulic Engineering: Colorado Springs, CO, American Society of Civil Engineers, pp: 534-539.

[15] Ali Alouache, Ammar Selatnia, Abdelouhab Lefkir, Farid Halet, Houssem Eddine Sayah and Boubekeur Nadjemi 2019. Determination of the just suspended speed for solid particle in torus reactor. Water Science & Technology | 80.1 | 2019.

CHAPITRE II : GENERALITE SUR LE MILIEU MARIN ET LES OUVRAGES MARITIMES

II.

II.1. Introduction

Au niveau des études maritimes, des solutions sont généralement esquissées, telles que les principaux types d'ouvrages et leur fonction, souvent pour évaluer la faisabilité de l'aménagement. L'activité principale à ce niveau est de déterminer les fonctions, les contraintes et les informations nécessaires pour poursuivre le processus de conception.

La mise au point de tels projets suppose une connaissance approfondie des facteurs naturels et notamment des divers mouvements de la mer et phénomènes naturels pouvant influencer sur une structure quelconque dans le milieu marin.

Le présent chapitre élucide des notions essentielles et fondamentales concernant les ports et leurs ouvrages intérieurs et extérieurs, le rôle d'un port et ses types ainsi que les différents mouvements de la mer et phénomènes naturels pouvant influencer sur une structure quelconque dans le milieu marin.

II.2. Généralités sur les mouvements de la mer

Le milieu marin est toujours perturbé, et cette perturbation se manifeste principalement sous la forme d'un grand phénomène périodique de l'ordre d'une demi-journée ou d'une journée, il s'agit d'un mouvement, et des courants généraux plus au moins uniformes.

II.2.1. Mouvements des eaux marines

Un mouvement ondulatoire est tout mouvement caractérise par une période, une amplitude, une célérité et une longueur d'onde, parmi ces mouvements on retrouve :

- La houle.
- La marée.
- Les courants.
- Les seiches.

II.2.1.1. La houle

C'est un mouvement ondulatoire de la surface de la mer qui est formé par un champ de vent éloigné de la zone d'observation (non pas généré par le vent local mais formé et ordonné par un vent soufflant sur une grande étendue de mer sans obstacles). Aussi bien la houle que la vague sont considérés comme des mouvements d'eau en mer.

Toutefois le mot houle est employé pour décrire une mer en mouvement mais régulière dont la période de 3 à 25 secondes et la hauteur peut atteindre une trentaine de mètres.

La houle pure, décrite comme un phénomène ondulatoire monochromatique n'est que très rarement observée. Généralement, la houle est polychromatique, c'est-à-dire résultant de la superposition de plusieurs ondes sinusoïdales pures de différentes longueurs d'ondes. Le schéma qui suit précise les caractéristiques principales d'une houle :

- H : hauteur de houle (dénivellation entre une crête et un creux successifs).
- L : longueur d'onde (distance séparant deux crêtes successives).
- T : période de la houle (temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en un point fixe).
- a : amplitude de la houle (égale à la moitié de la hauteur).

- g : cambrure (rapport H/L).
- c : célérité (vitesse moyenne de propagation des crêtes, C=L/T).
- d : profondeur (profondeur au repos).

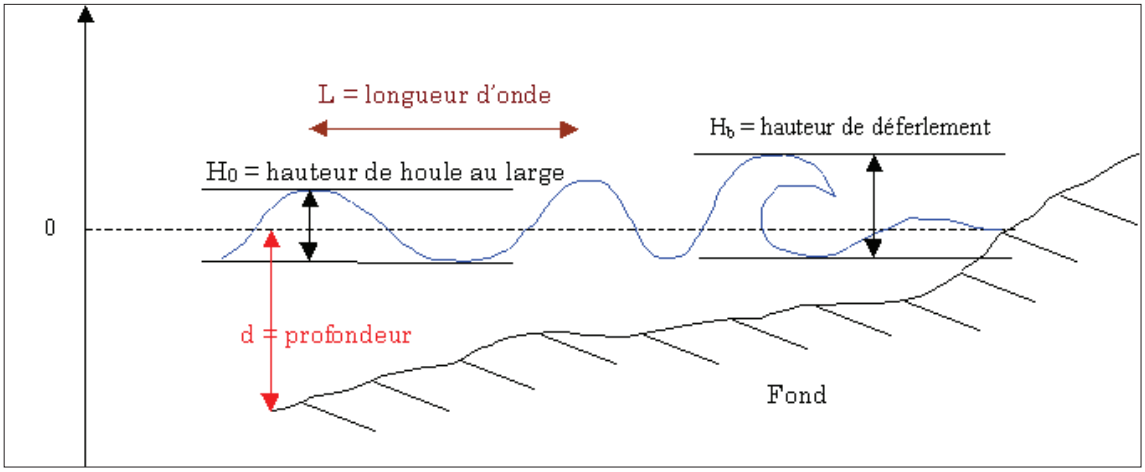


Figure II.1 : Les caractéristiques de la houle.

L'agitation générée par une houle, au niveau d'un port, fait intervenir de nombreux phénomènes physiques. La propagation de la houle a des similitudes avec celle de la lumière. En effet, dans les deux cas, il s'agit de propager une onde d'énergie. Aussi, on retrouve pour la houle des phénomènes comme : la réfraction, la diffraction, la réflexion et le déferlement.

- *La réfraction :* Lorsque la houle cylindrique se propage par des profondeurs variables, sa longueur d'onde, son amplitude et sa direction subissent des modifications, alors que sa période reste constante, c'est le phénomène de réfraction. L'étude de la réfraction de la houle permet de déterminer les caractéristiques de la houle (direction et hauteur) au cours de sa propagation, depuis le large jusqu'à l'approche du rivage.
- *La diffraction :* Lorsque la houle se propage selon une ligne non droite ou irrégulière, par exemple au contact d'un ouvrage à l'approche duquel une partie du front d'onde est seulement arrêtée, dès lors des oscillations se manifestent derrière l'extrémité de l'ouvrage en le contournant.
- *La réflexion :* Lorsqu'une onde arrive sur un obstacle (quai, digue, talus ou plage) il apparaît une onde réfléchie d'amplitude inférieure ou égale à celle de l'onde incidente. Une partie de l'énergie est alors réfléchie vers le large, interférant avec les vagues qui arrivent et provoquant quelque fois des ondes stationnaires. Mais dans les conditions habituelles des cotes la pente est généralement insuffisante pour que la réflexion puisse se manifester de façon notable.
- *Le déferlement :* Lorsque la houle atteint une certaine cambrure limite, au-delà de laquelle le profil devient instable. C'est alors qu'une brisure de la partie haute de la houle est observée.

II.2.1.2. La marée

On appelle la marée le mouvement périodique qui affecte le niveau général des mers et des océans, et dont la manifestation la plus fréquente, en particulier sur les côtes atlantiques, est une oscillation à fortes variations d'amplitude (de 0,3 à 15 m), d'une durée d'une demi-journée ou d'une journée.

Le mode de succession et de périodicité des marées est très différent d'un point du globe terrestre à un autre.

Il existe trois types principaux de marée et toutes les nuances intermédiaires :

- Marée semi-diurne à irrégularité mensuelle.
- Marée diurne à irrégularité mensuelle.
- Marée mixte.

- *Marée semi-diurne à irrégularité mensuelle:* Ce type de marée peut être observé à la fois sur la côte méditerranéenne et sur la côte atlantique. Cette période est appelée "demi-journée de la lune", et la valeur moyenne est de 12 heures et 24 minutes, soit la moitié de l'intervalle de temps entre la lune passant le méridien deux fois de suite. L'amplitude de la marée est modulée sur une période de 14,5 jours, ce qui correspond à un demi-mois. À la pleine ou à la nouvelle lune, l'amplitude des marées est la plus grande: l'eau de source. Dans le premier et le dernier quartier, c'est le plus petit: c'est traditionnel. Revif et Declin séparent ces deux périodes. Les plages de marées de printemps et de printemps varient tout au long de l'année.
- *Marée diurne à irrégularité mensuelle:* C'est le cas des marées en mer de Chine et à Tahiti. Ensuite, la période est quotidienne (24 heures ou 24 heures et 50 minutes). L'amplitude des marées est ajustée en fonction de l'âge de la lune.
- *Marée mixte:* C'est le cas des marées en Méditerranée, à Saïgon et ailleurs. Il s'agit d'une combinaison de marée demi-diurne et de marée quotidienne, qui est ajustée tous les mois ou tous les deux mois, ce qui entraîne des changements de niveau d'eau très compliqués.

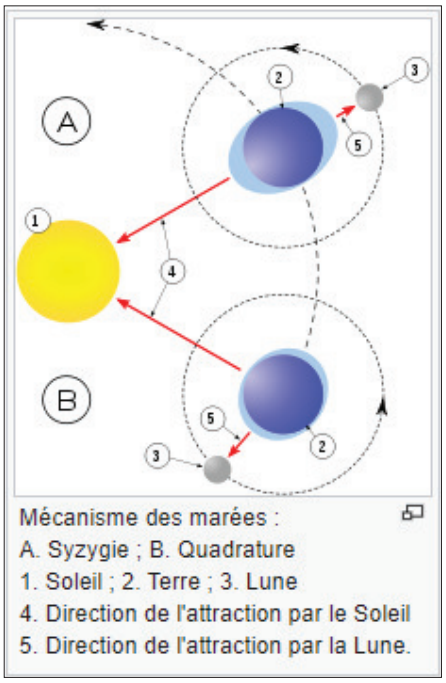


Figure II.2 : Mécanisme des marées.

II.2.1.3. Seiches

Les seiches et les ondes de seiches sont des mouvements oscillatoires des étendues d'eau rentrant dans la catégorie générale, des ondes de gravité et dont la période est comprise entre celle des vagues de tempête les plus longues et celle des marées semi-diurnes. Les ondes de seiches sont la forme progressive de ces oscillations, la forme stationnaire se produisant dans des étendues d'eau plus ou moins fermées. Les seiches étant des mouvements oscillatoires, on retrouve ici une terminologie identique à ce type général de mouvement. Les seiches sont :

- Soit des oscillations libres provenant d'une perturbation initiale accidentelle et qui vont en s'amortissant par suite du frottement.
- Soit des oscillations forcées entretenues lorsque la cause excitatrice est plus ou moins périodique. Lorsque la période de la cause excitatrice approche la période libre du fondamental ou de l'une des harmoniques, le mouvement s'amplifie en « résonance » (les mouvements de seiches en résonance présentent une grande analogie avec les phénomènes acoustiques tant du point de vue analytique que physique).

II.2.1.4. Les courants marins

Le courant marin est une sorte de mouvement de l'eau de mer caractérisé par sa direction, sa vitesse et son débit. En général, la formation et la direction des courants océaniques sont liées à des facteurs thermiques, et l'effet du vent et la salinité des masses d'eau doivent être ajoutés. Il existe deux types de courant : le courant de surface et le courant de profondeur.

- *Les courants de surface :* Le courant de surface est formé par l'action du vent, le mouvement de ces courants est également affecté par la force de Coriolis. Le vent qui souffle à la surface de l'océan entraîne les eaux de surface dans leur direction. L'influence du vent a été ressentie à une profondeur de cent mètres. Les vents qui provoquent des courants de surface sont principalement des vents dominants: vents d'est (alizés) dans les régions subtropicales, vents d'ouest aux latitudes moyennes ou vents d'est dans les régions polaires. La vitesse de ces courants est variable et peut atteindre plus de 18 km/h.

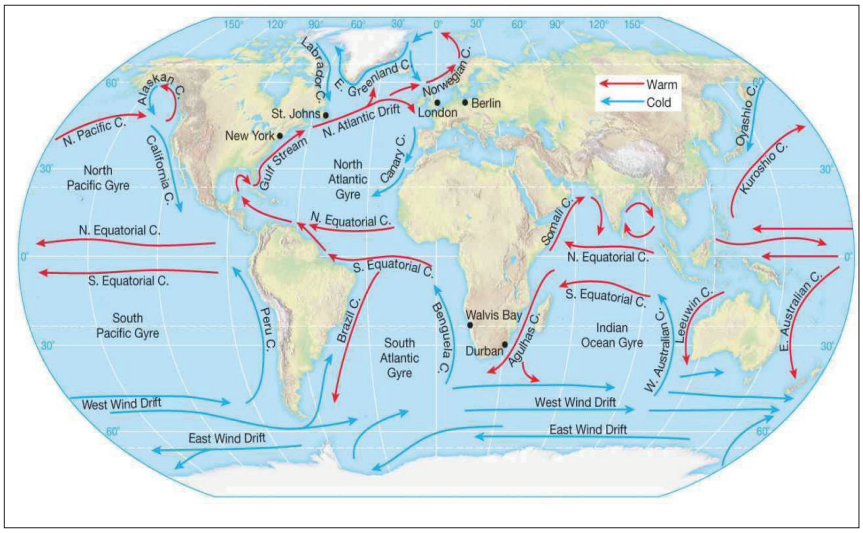


Figure II.3 : Fiche circulation atmosphérique

- *Les courants profonds :* Le vent n'a plus aucune influence sur l'océan en dessous d'environ 800 mètres de profondeur. Au-delà de cette profondeur, le mouvement de l'eau se produit en raison de la différence de densité entre les couches de l'océan. Cette différence de densité dépend de la température (l'eau plus froide est plus dense et donc de la profondeur du naufrage) et de la salinité (l'eau salée est plus dense que l'eau douce). À l'échelle mondiale, les courants océaniques profonds constituent la circulation océanique profonde (ou circulation thermohaline). Ces courants profonds se déplacent lentement, à peine quelques mètres par jour. Le courant profond est le flux qui soutient la vie marine.
- *Les courants de la 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.

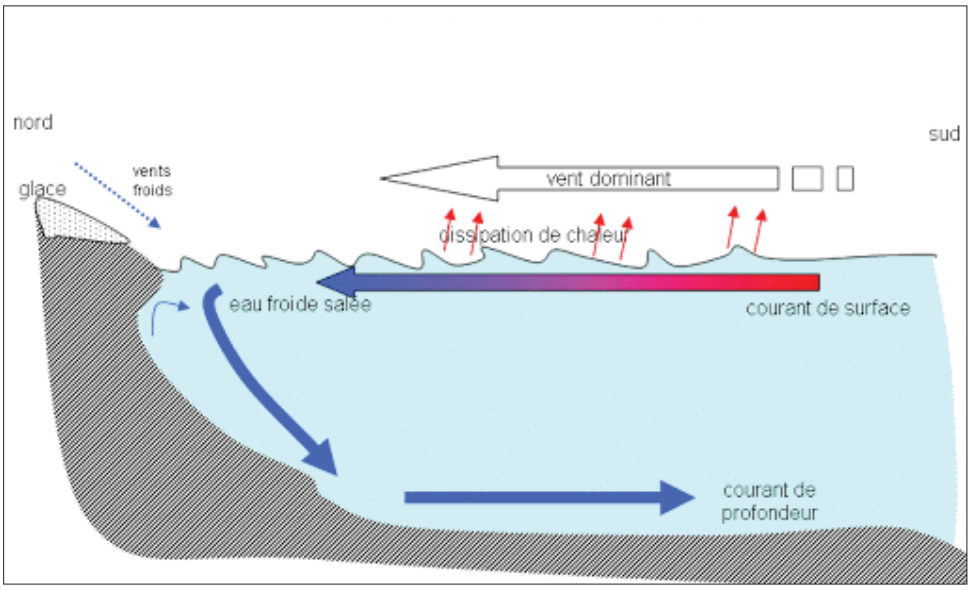


Figure II.4 : Courant de surface et courant profond

II.3. Généralité sur les ouvrages portuaires

II.3.1. Historique

Pour les premiers marins, les anciens ports maritimes ont représenté des abris, des refuges ou des ports, plus ou moins bien équipés en cas de conditions de navigation sévères. Choisissez parmi les abris naturels pour le commerce et la pêche. Le port est construit sur un fleuve à une distance suffisante de la mer pour ne pas être trop exposé à son mouvement. Parfois à plus 100km à l'intérieur des terres.

Cependant, certains ports ont été construits dans les zones côtières en évitant les vagues ou en construisant des barrages pour protéger les plans d'eau des navires récepteurs.

Jusqu'au 19e siècle, la taille des navires pouvant être accueillis dans les ports était restreinte.

- Grâce à la technologie de la construction navale.
- Selon les caractéristiques de ces abris naturels: leur longueur ne peut excéder 40 mètres, et le tirant d'eau ne peut excéder 3-4 mètres.

Cependant, malgré sa petite taille, des difficultés sont rapidement apparues en raison du dépôt de sédiments dans le bassin d'eau calme du port. Ce que nécessite :

- Soit son enlèvement mécanique (la drague apparaît).
- Soit dans certains cas extrêmes, le port est abandonné, et parfois il est enclin à construire un nouveau port en dehors du fleuve.

Les ouvrages des ports, réalisés en maçonnerie ou en bois, ont mal résisté aux assauts de la mer, aussi bien physiques que chimiques. Il n'en subsiste que quelques vestiges. Ils ont souvent été enfouis dans les nouveaux aménagements au fur et à mesure que les ports étaient

étendus vers la mer pour trouver des profondeurs suffisantes afin de recevoir des navires de plus grandes dimensions.

L'insécurité des expéditions maritimes lointaines exigeait que les navires marchands soient militairement armés. Les fonctions militaires et civiles des ports étaient, de ce fait, très imbriquées ; les ports aménagés sur le littoral étaient de véritables places fortes. Mais, progressivement, des bassins ont été respectivement affectés d'une part aux navires militaires et d'autre part aux navires marchands.

La deuxième moitié du XIXe siècle a vu la "marine en fer" prendre progressivement le relais de la "marine en bois" ; la propulsion à vapeur a détrôné la voile, l'amélioration de la sécurité a permis de supprimer l'armement militaire des navires marchands. Amorcée dès le siècle précédent dans nombre de places, la vocation purement marchande (commerce, pêche) s'est affirmée dans la plupart des ports, les activités militaires étant concentrées dans certains sites disposant de rades naturellement abritées.

La technique de la construction des navires en métal (d'abord en fer, puis en acier) a permis d'augmenter leurs dimensions et par conséquent l'importance de leurs cargaisons. Mais à l'exception des grands paquebots, jusqu'à la moitié du XXe siècle, la plupart des navires ont une longueur n'excédant pas la centaine de mètres, une largeur limitée à la quinzaine de mètres et un tirant d'eau inférieur à dix mètres. Sur un même navire, sont transportées des marchandises de natures et de conditionnements très différents : les navires "cargos" sont, en fait, polyvalents.

Dès le début du XXe siècle, se développe le recours à des grues à crochets, permettant d'accélérer la cadence des manutentions : un poste pour marchandises diverses est équipé de 3 à 4 grues pouvant lever des "palanquées" de 3 à 10 tonnes ; sa longueur est de 120 à 150m, sa largeur d'une centaine de mètres. Le quai est desservi par des voies routières et ferrées permettant l'approche et le transport terrestre des marchandises. Des hangars et des terre-pleins permettent le stockage des marchandises à embarquer ou à débarquer accélérant ainsi les opérations de manutention et réduisant le temps d'escale du navire. Le rendement d'un poste de manutention est d'environ 100 000 tonnes par an. L'accroissement des échanges par voie maritime a provoqué la spécialisation et l'augmentation de la taille des navires et a entraîné une évolution parallèle des ports maritimes. L'activité portuaire s'est concentrée sur un nombre limité de grandes places qui voient passer, chaque année, des millions de tonnes de marchandises et qui peuvent traiter tous les genres de trafic (long cours ou courtes distances ainsi que toutes natures ou conditionnements de marchandises). Les grandes places couvrent plusieurs milliers d'hectares et leurs plans d'eau ont des profondeurs supérieures à la douzaine de mètres pouvant atteindre la vingtaine. Elles sont constituées de différents postes spécialisés équipés d'engins performants pour opérer rapidement sur les navires.

Ces grands ports sont devenus les "places fortes" de l'économie du territoire sur lequel ils sont installés et un outil essentiel de l'aménagement du territoire, entraînant la création d'un grand nombre d'emplois de nature les plus diverses. Les ports de moindre importance n'ont pas, cependant, échappé à la nécessité de se moderniser en disposant également de postes spécialisés équipés d'outillage hautement mécanisé, mais leur activité n'est focalisée que sur un nombre limité de trafics. Le fonctionnement de tous les ports utilise désormais très largement les moyens les plus modernes de l'informatique, tant pour leur exploitation technique que pour l'exploitation commerciale.

En Algérie, La création du port d'Arzew remonte à l'époque romaine (désignation ancienne Portus-Magnus) grâce aux qualités exceptionnelles de sa rade et à sa situation de débouché des riches plaines du Sig et de l'Habra. Ce port a connu differents stades dans sa construction. Le premier ouvrage maritime fut un débarcadère de 60 x 12 mètres entre 1833 et 1870, appelé actuellement môle 2. Entre 1905 et 1982, divers travaux ont été réalisés pour l'extension et le développement du port. Il est devenu avec le démarrage des unités pétrochimiques, un port spécialisé dans le trafic des hydrocarbures.

De construction récente (de 1975 à 1978), le port de Béthioua constitue un élément essentiel dans la chaîne d'expédition de G.N.L Le port a connu les premiers chargements de G.N.L en 1978. En plus de sa vocation gazière, ce port assure les enlèvements d'autres produits tels que le brut, le condensat, le G.P.L et l'ammoniaque liquide.

II.3.2. Patrimoine des infrastructures portuaires en Algérie :

L'infrastructure portuaire en Algérie est constituée de 40 ports, dont :

- 1 ports mixtes (pêche, commerce, hydrocarbures).
- 02 ports spécialisés en hydrocarbures (Skikda, Arzew).
- 26 ports et abris de pêche (dont 06 à l'intérieur des ports de commerce);
- 01 port de plaisance (Sidi fredj).

Actuellement il y a des projets en cours de réalisation ou de rénovation

- 05 en cours de construction (El Kala, El Marsa. Salamandre, Marsa ports de pêche Ben M'hidi, Tigzirt).
- 11 Protections des rivages.
- Confortement rempiétement, et renforcement d'ouvrages portuaires au niveau des port d'Alger, d'Arzew de Skikda et de Ténés.
- Aménagement portuaire de pêche à l'intérieur des ports de Béjaïa et Annaba.
- Protection du port de Bouzedjar contre l'ensablement et le revêtement du port de pêche de Ziama Mansouriah.
- Dragage de la passe d'entrée du port de pêche de Boudis.

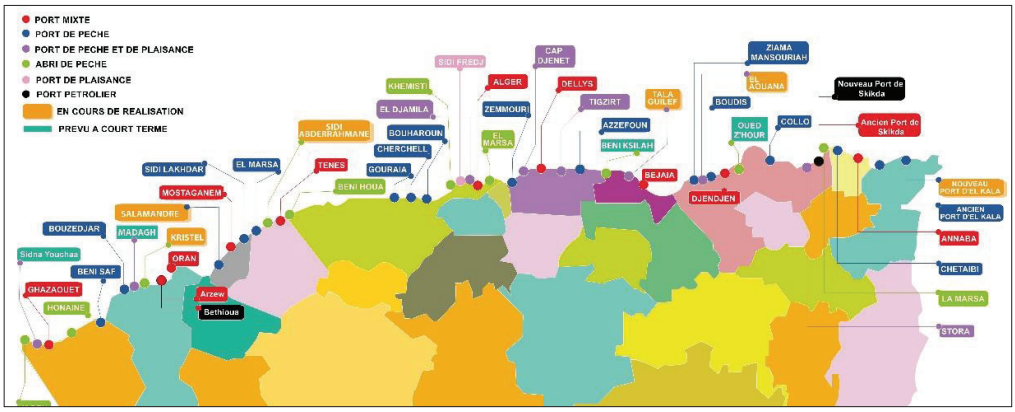


Figure II.5 : La carte de l'infrastructure portuaire en Algérie

II.3.3. Définition

La Convention de Genève du 9 décembre 1923 portant statut du régime international des ports maritimes en donne une : "Sont considérés comme des ports maritimes, les ports fréquentés par des navires de mer servant au commerce extérieur". D'autres auteurs ont donné les définitions suivantes qui, de même, ne peuvent être considérées comme exhaustives.

LE CLERE : "Un port est un lieu aménagé sur la côte pour permettre aux navires de faire des opérations commerciales à l'abri de la mer et du large".

VIGARIE : "Le port est une aire de contact entre deux domaines, de la circulation terrestre étude la circulation maritime ; son rôle est donc d'assurer une solution de continuité entre deux schémas de transport adaptés à la traversée de deux espaces aux caractéristiques différentes".

J. LATTY : "Le port maritime est l'espace que la mer remplit continuellement ou par intermittence et dans lequel les navires, abrités contre les vents et les lames, peuvent être construits, entretenus, réparés, chargés et déchargés".

J. GROSDIDIER DE MATONS : "Le port est un lieu de la côte spécialement désigné par l'autorité administrative compétente pour servir aux opérations de commerce maritime".

R. REZENTHEL : en conclut que "Le port est une entité géographique et économique qui n'est pas définie par le droit positif".

L. BAUDEZ : "Le port est le point d'arrivée et de départ du transport maritime équipé et organisé pour assurer le transbordement des voyageurs et des marchandises et pour remplir les fonctions commerciales qui en résultent".

J.G. BAUDELAIRE : voit dans le port "un ensemble d'installations conçues et exploitées en vue d'assurer le transfert des marchandises entre le navire de mer et les différents moyens de transport terrestre : rail, route, navigation intérieure, canalisations diverses".

On peut adopter la définition suivante, dans un sens plus large, la place portuaire :

"Un port est une entité géographique et économique avec un nom spécifique, située au bord de mer, l'océan, de la rivière ou du lac, et peut accueillir des navires, des marchandises et des passagers en transfert depuis le port. Grâce au transport par eau vers le transport terrestre, sa méthode d'installation peut être étendue sur terre et sur eau pour fournir des services supplémentaires requis par les navires, les passagers, les marchandises et leurs utilisateurs, contribuant ainsi au développement du fret, au progrès des activités de transport et du commerce international, Le développement de l'industrie, ainsi que le développement économique des pays qui entrent dans la zone portuaire".

II.3.4. Intérêts du transport maritimes :

Les activités portuaires génèrent de la valeur ajoutée dans trois secteurs : pêche, commerce (passagers et marchandises), et plus récemment (depuis une trentaine d'années) la plaisance. De cette façon de nombreux emplois sont créés localement sur la zone portuaire mais sont aussi induits indirectement sur toute la chaîne de transport et dans l'industrie.

Aujourd'hui, les ports de commerce jouent un rôle essentiel dans la mondialisation, puisque, grâce à une massification toujours plus intense, les prix du transport maritime sont particulièrement faibles, si bien que 90% des échanges internationaux de marchandises passent par cette voie, avec des navires dont les chargements peuvent atteindre couramment 300 000

tonnes pour des pétroliers ou 10 000 conteneurs pour des porte-conteneurs. Les économies plus régionales bénéficient du cabotage le long des côtes et certains détroits resserrés sont très favorables aux déplacements intenses de passagers (Manche, Gibraltar, etc.). Les acteurs de la vie portuaire se divisent en deux groupes :

- Les intervenants portuaires liés au fonctionnement du port : services, administration.
- Les clients du port liés à son utilisation : les armateurs des navires, les chargeurs des marchandises, les plaisanciers.

Le commerce mondial nécessite aujourd'hui de très nombreux échanges : importations et exportations transitent par les ports de commerce.

II.3.5. Types des ports :

On peut classer les ports selon de nombreux critères, ainsi que le fait par exemple Modesto VIGUERAS GONZALEZ dans son ouvrage "Cours sur l'exploitation et la direction d'un port". Voici certains exemples :

- Maritime, fluvial ou lacustre.
- Natural ou artificiel.
- Commercial, de pêche ou militaire.
- D'intérêt général.
- Par trafic annuel, tonnage ou classe de navire.
- Public, sous concession ou privé.

En pratique, on n'utilise guère ce genre de classification, si ce n'est dans les ouvrages destinés à l'enseignement.

Deux types de critère sont amplement suffisants :

- Ceux basés sur les caractéristiques physiques ou naturelles.
- Ceux qui tiennent compte des fonctions remplies par les ports.

II.3.5.1. Classification selon les caractéristiques :

On distingue les ports naturels et les ports artificiels.

- *Un port artificiel :* Peut être créé à l'intérieur des terres, en creusant les plans d'eau nécessaires par dragages, il peut être gagné sur la mer, en construisant les digues, quais et terre-pleins par apport de matériaux.
- *Un port naturel :* Un port naturel peut-être un port maritime, fluvial ou lacustre. Ce peut être un port d'estuaire ou un port fluvial éloigné de la mer. Ce peut être un port à marée ou non.

II.3.5.2. Classification selon localisation :

On distingue :

- Ports maritimes.
- Ports lacustres.
- Ports fluviaux.

- Ports à sec.

II.3.5.3. Classification selon Activités :

Il existe quatre types principaux de ports :

- Les ports de commerce.
- Les ports de pêche.
- Les ports de plaisance.
- Les ports militaires.

II.3.6. Principaux types d'ouvrages des ports maritimes

Les principaux types d'ouvrages portuaires sont les ouvrages poids : ouvrages dont la stabilité est assurée par leur poids grâce au frottement qu'il mobilise au niveau de l'interface entre sa fondation et le sol. On se limite ici à deux types d'ouvrages portuaires :

- Ouvrages Intérieurs.
- Ouvrages Extérieurs.

II.3.6.1. Les ouvrages intérieurs :

Ils représentent l'ensemble des ouvrages se trouvant à l'intérieur des jetées. On distingue :

Les ouvrages de protection et d'accès : Ces ouvrages ont pour rôle de défendre le port contre la houle et les apports solides du transport littoral, ils assurent aussi le calibrage du chenal d'accès pour les ports intérieurs.

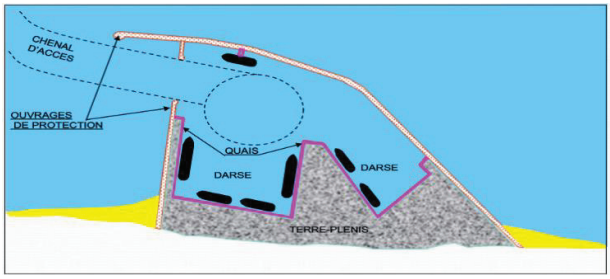


Figure II.6 : Position des ouvrages de protection dans un port

Les plans d'eaux : Servant à l'évolution et au stationnement des navires, 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.

Les ouvrages d'accostage : Les ouvrages d'accostage ont pour but d'offrir un appui aux navires qui stationnent dans un port pour procéder à des opérations de transbordement de marchandises ou de voyageurs, d'armement, de remisage, de réparation, ainsi, ces ouvrages peuvent remplir un triple rôle :

- Fournir au navire un dispositif d'accostage et d'appui.
- Assurer la liaison entre le navire et la terre.
- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau.

En fonction de ces rôles, on distingue 3 types d'ouvrages d'accostage : les quais, les appontements et les ducs d'albe. Les ouvrages de réparation : Ce sont les ouvrages dont le rôle est la réparation et l'entretien des navires et bateaux. Ils se répartissent en :

- Forme de radoub.
- Cale de halage.
- Docks flottants.
- Grils de carénage.
- Cales de lancement ou Ecluses maritimes.

1. Les quais :

Ils assurent à la fois les fonctions d'accostage, d'amarrage, de liaison et de soutènement des terres. Le choix de ce type d'ouvrage s'impose lorsque la continuité du terre-plein, jusqu'au navire est indispensable pour traiter le trafic comme c'est le cas pour les marchandises diverses et les produits de pêche par exemple.

On retrouve deux grands types de quai :

a) Les quais sur sol de bonne portance :

Lorsque le sol de fondation présente une bonne résistance (sol rocheux, marne, sable dense), le quai sera construit sous la forme d'une grande structure pouvant résister aux forces horizontales (vers la terre, causés par l'accostage des navires et vers le bassin, provoqués par la poussée des remblais et l'amarrage des navires) et la force verticale due à son propre poids.

On distingue trois types :

➢ Quais en maçonnerie de pierres ou en béton coulés sur place :

Ces types de quai sont conçus comme des murs de maçonnerie épais ou des murs en béton de ciment. L'emplacement de l'ouvrage est dragué avant la construction de maçonnerie pour éviter un déséquilibre du sol qui peut déstabiliser l'ouvrage construit (décomposition du sol, risques de glissements du sol).

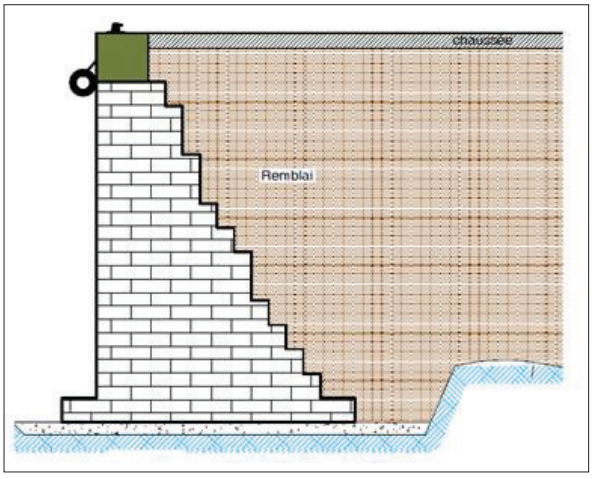


Figure II.7 : Quais en maçonnerie de pierres

➢ Quais en blocs de béton armé :

Ces quais sont constitués de blocs de béton (qui peuvent être évidés et remplis de remblai) empilés les uns sur les autres, et les blocs inférieurs sont placés sur une fondation en enrochement pré-ajustée. Cela permet de réduire les fortes contraintes introduites par le quai sur le sol naturel, le quai doit avoir une capacité de charge élevée et des caractéristiques mécaniques qui augmentent avec la profondeur.

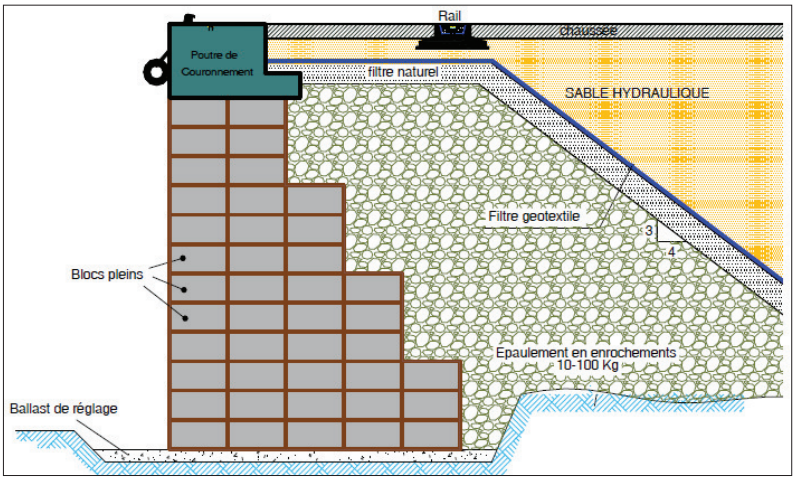


Figure II.5 : Quais en blocs de béton armé

➢ Quais en caissons en béton armé :

Les caissons peuvent être préfabriqués partiellement ou totalement dans une forme de radoub ou une cale de travaux. Ils sont utilisés pour constituer des quais continus ou des ouvrages à appuis discontinus et peuvent assurer le rôle de soutien des terres dans le cas des ouvrages continus. Ils sont en béton armé ou précontraint. L'utilisation des caissons échoués ou havés qu'en site terrestre du fait de la réduction de la hauteur à draguer ou haver. Cette technique est compétitive que pour les quais de grandes hauteurs (environ 20m et plus surtout en bassin marnant) et pour des quais de grandes longueurs.

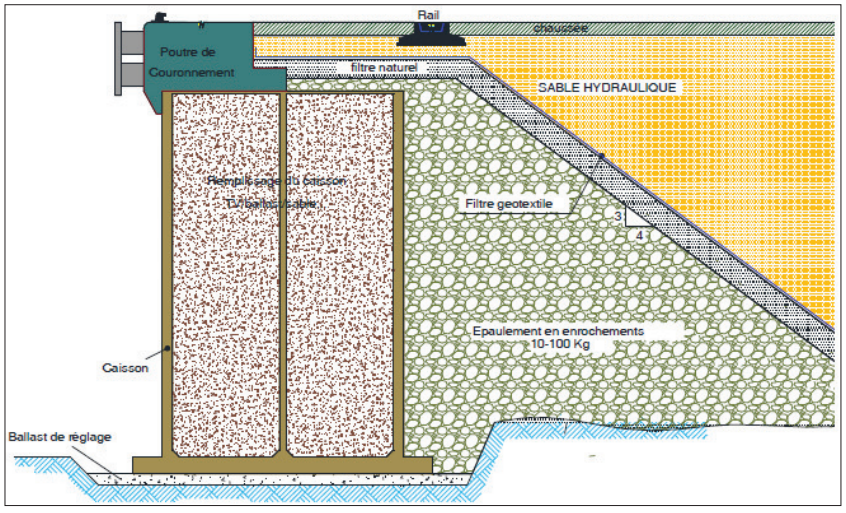


Figure II.6 : Quais en caissons en béton armé

b) Les quais sur sol de faible portance :

➢ Quai en rideau de palplanches :

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

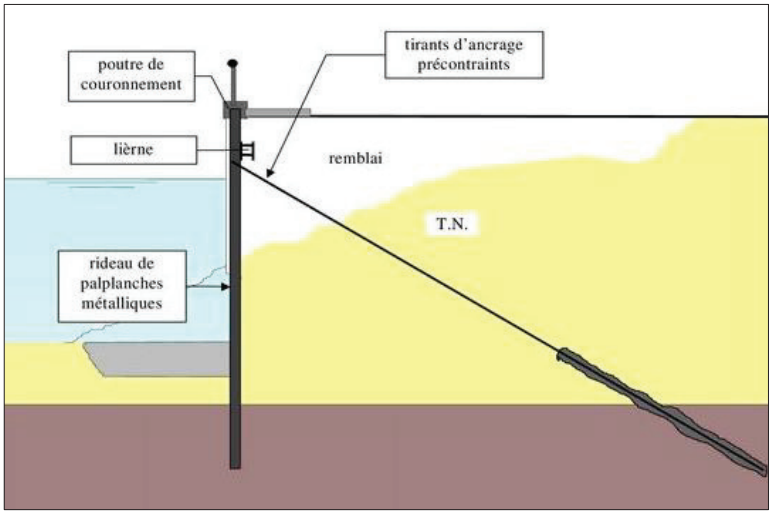


Figure II.10 : Quai en rideau de palplanches

➢ Quai sur piles ou sur pieux :

Ce quai est soutenu par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux (ou piles) en béton ou en acier. Les pieux inclinés et la butée offerte par la partie supérieure au remblai permettent de mobiliser une force horizontale suffisante pour équilibrer la force générée par l'amarrage et l'amarrage du navire.

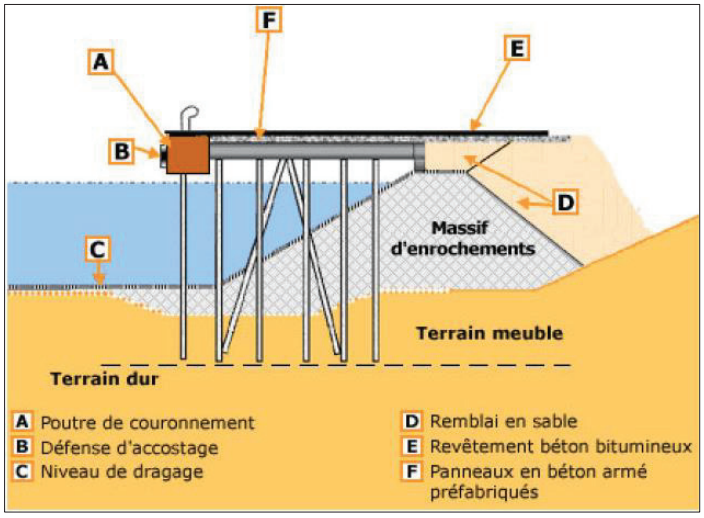


Figure II.7 : Quai sur piles ou sur pieux

➢ Quai mixte (danois) :

Le quai "danois" est constitué de murs de palplanches et de plates-formes en béton armé à base de pieux en béton ou en acier. La résistance aux efforts d'accostage est assurée par la poussée du remblai contre le rideau et, éventuellement, par la réaction horizontale de pieux inclinés. La force verticale est équilibrée par la force de réaction verticale de la pile supportant la plate-forme, et peut également être équilibrée par la force de réaction verticale du tuyau métallique inséré dans la paroi de la palplanche. Ces quais sont indiqués quand le sol de fondation est de qualité moyenne et qu'il existe une couche de terrain de bonne résistance à une profondeur raisonnable.

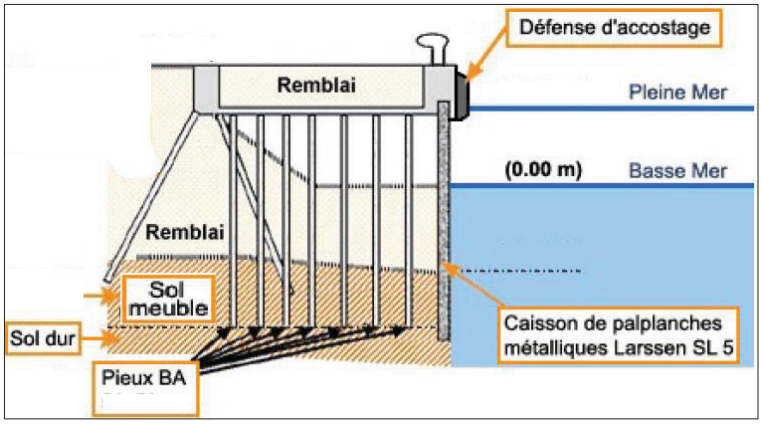


Figure II.8 : Quai mixte

2. Les appontements :

Ces structures permettent de recevoir et d'accoster les navires, mais elles ne peuvent assurer une connexion directe avec la partie terrestre (où se trouve l'installation de stockage de la cargaison). Cependant, ils peuvent être utilisés pour les arrivées ou le stockage des marchandises.

3. Les duces d'Albe :

Ce sont des ouvrages ponctuels permettant l'accostage et/ou l'amarrage des navires. Ils ne disposent pas de plate-forme sur laquelle peuvent être déposées les marchandises ou être installés des engins de manutention.

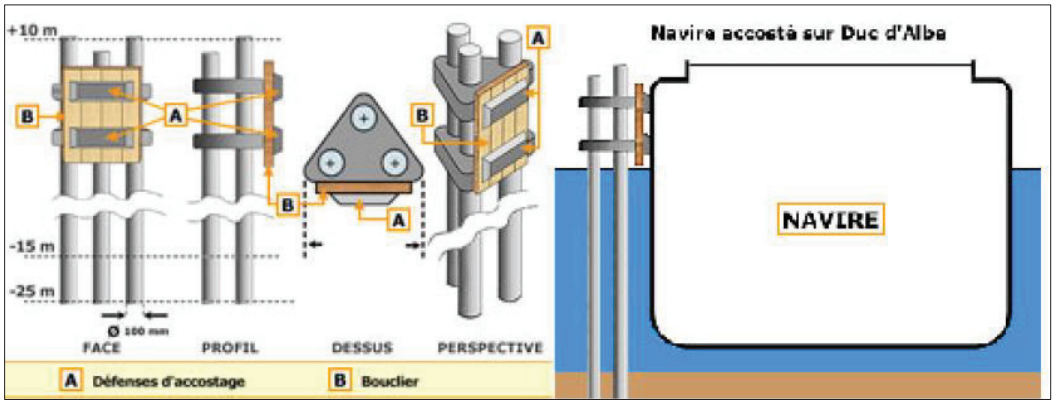


Figure II.13 : Schéma d'un duc d'Albe en tube métallique

4. Paramètres de choix d'un type d'ouvrage d'accostage :

Le choix d'un ouvrage d'accostage s'effectue en prenant considération des critères suivants :

- La géotechnique : La qualité du sol de fondation est un facteur important, qui détermine le type de quai à utiliser. Par exemple, les quais sur pieux conviennent aux sols à faible capacité portante, tandis que les grandes structures (quai en caisson) conviennent aux sols à meilleure capacité portante.
- La sécurité : On s'attend à ce qu'il fonctionne pendant l'amarrage accidentel des navires et dans les situations de ports de guerre. Par exemple, en raison d'un amarrage accidentel ou difficile, le quai à caissons est blindé pour éviter les chocs.
- La durée de vie : La durée de vie de l'ouvrage dépend de l'agressivité du milieu ambiant vis-à-vis de l'attaque des matériaux (corrosion).
- L'exécution : : Pour l'exécution on prendre en compte l'état du site avant les travaux. La position du quai par rapport au terrain naturel détermine la méthode d'exécution.

II.3.7. Les ouvrages extérieurs :

Ce sont les ouvrages qui ont pour rôle la protection des zones de manœuvre et des postes d'opérations contre l'agitation causée par la houle. Les ouvrages extérieurs sont généralement les jetées ou bien les digues.

II.3.7.1. Les jetées :

Ce sont des constructions s'avançant dans une mer, lac ou fleuve, dont le but est de servir à l'embarquement et le débarquement de marchandises et de voyageurs. Les jetées sont de deux natures :

- Les jetées principales.
- Les jetées secondaires.

II.3.7.2. Les digues :

Une digue est un remblai longitudinal, naturel ou artificiel, sa 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 digues :

Les digues verticales : Une digue verticale est constituée d'un mur monolithique ou constitué d'un ensemble d'éléments assemblés entre eux pour renvoyer l'énergie de la houle.

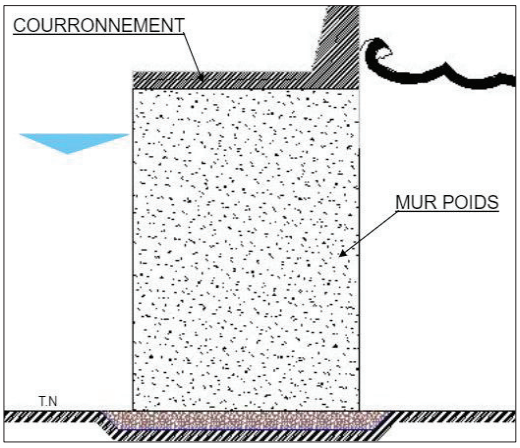


Figure II.94 : Schéma de la digue verticale

Les digues à talus : Une digue à talus est une digue de forme trapézoïdale constituée d'un noyau en tout venant, et de sous couches d'enrochements puis d'une carapace et d'un couronnement en béton armé.

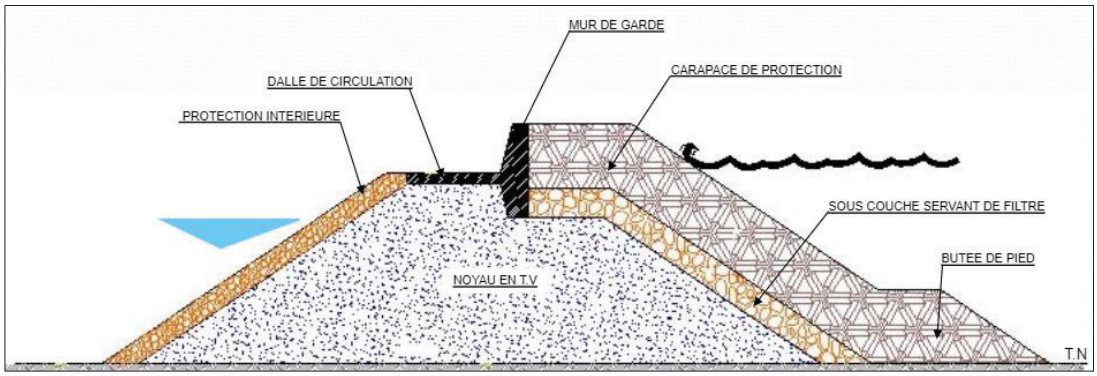


Figure II.10 : Schéma de la digue à talus

Les digues mixtes : Une digue mixte, comme son nom l'indique reprend certains principes des digues à talus et des digues verticales. Elle comporte une muraille reposant sur un massif de fondation en enrochement ou sur un fond dur.

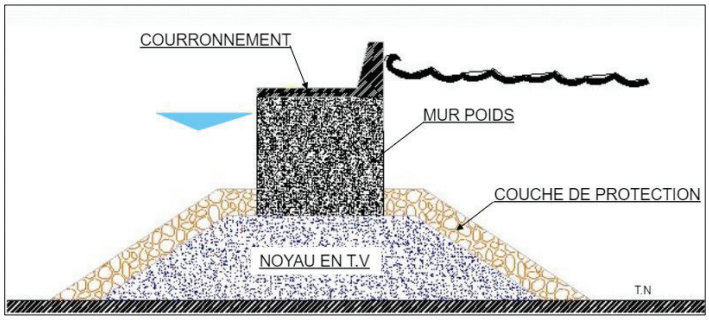


Figure II.16 : Schéma de la digue mixte

II.3.8. Implantation d'un port :

La conception et la construction d'un port maritime est une tâche difficile et intéressante car elle nécessite un travail d'équipe multidisciplinaire.

Si une partie de l'équipe collecte et étudie les données sociales et économiques du projet, elle comprend :

- Trafic potentiel.
- Environnement de transport maritime.
- Changements prévisibles à moyen et long terme.
- L'autre partie mène des recherches techniques.

Le but de ces études est de proposer des solutions appropriées en vue de :

- Choisir le site avec le meilleur compromis entre différentes exigences et contraintes.

- Maintenir le plan de développement global pour développer un plan d'étage initial et le compléter sur la base des variantes possibles et des étapes ultérieures.
- Il est nécessaire de réaliser non seulement les infrastructures portuaires, mais aussi les autres infrastructures de transport (routes, autoroutes, voies ferrées, voies navigables ...) nécessaires au fonctionnement normal du port.
- Fournir aux ports les moyens les plus appropriés pour traiter le plus efficacement possible tous les types de transport et d'information requis par le commerce national et international.

II.4. Conclusion :

Lors de notre étude de projet maritime, beaucoup d'activités de reconnaissances et d'études doivent être menées, incluant l'étude du houle, ou des régimes des courants, l'évaluation de l'environnement et l'analyse de particularités et de différentes fonctions d'un ouvrage portuaire. Ce qu'il nous conduit à commencer une description profonde de notre projet.

CHAPITRE III : ANALYSE DES DONNEES ET LES VARIANTES STRUCTURALES DE L'AMENAGEMENT

III.

III.1. Introduction :

L'aménagement d'un quai consiste à réaliser d'une plateforme d'accostage, d'amarrage et permettre le transbordement des passagers ou des marchandises.

Certes, il est souvent possible de créer de nouveaux bassins et de construire de nouveaux quais. La conception des quais est dépendue du plusieurs paramètres économiques, écologiques et géographiques en recherchant l'optimum.

Dans ce présent chapitre nous allons présenter le projet de quai minéralier et aborder toutes les données de base nécessaires à l'étude de notre projet ainsi une analyse sur les variantes faites dans ce projet.

III.2. Historique :

La société Turque nommé Tosyali, spécialiste dans la production des aciers, installée en Algérie depuis 2008 a mis en service en juin 2015 la deuxième unité de production de son aciérie de Bethioua d'une capacité de production annuelle de 700 000 tonnes, et entamé la réalisation d'une troisième unité dont la fin des travaux est fixée à fin 2017. Afin de faciliter l'import-export, Toysali a demandé une réalisation d'un poste minéralier. Ce projet est initié par l'Entreprise portuaire d'Arzew (EPA) et la société turque de sidérurgie Tosyali.

Cette infrastructure servira à l'importation de minerai de fer, une matière première servant à la fabrication du rond à béton et du fil-machine, destinés essentiellement aux besoins de la société turque Tosyali. Ce quai est destiné à la réception des navires minéraliers allant de 80 000 tonnes de capacité jusqu'à 170 000 tonnes.

Dans ce cadre, un « grand » espoir est fondé sur l'ouverture d'une aciérie, en cours de réalisation situé sur la route nationale N°11. Ce complexe d'aciérie permettra la production de 1 million de tonnes d'acier par an. La valeur de ce projet d'un investisseur de Turquie (TOSYALI ALGERIE FER ET ACIER) est estimée à 500 millions de dollars américains. La capacité de production de ce complexe peut atteindre 1,4 million de tonnes/an d'acier. Ce complexe industriel s'étalera sur une superficie globale de plus de 26 hectares, dans le cadre de l'exploitation par concession du foncier industriel relevant de l'agence foncière de la wilaya d'Oran.

III.3. Présentation du projet :

Le quai minéralier de Béthioua, est un poste de soutien fourni par l'EPA (Entreprise Portuaire D'Arzew) à l'usine sidérurgique TOSYALI (TOSYALI ALGERIE FER ET ACIER) en arrière. Les minerais déchargés entrent dans le parc minier de l'usine d'acier par le convoyeur à courroie d'environ 5 km de long.



Figure III.1 : Présent de projet

III.4. Situation et description du site :

Le projet Situé à la zone portuaire de Bethioua dans la zone d'Arzew, ce projet est l'ouvrage du quai coordonné offert pour l'usine d'acier TOSYALI (TOSYALI ALGERIE FER ET ACIER) par Entreprise Portuaire D'Arzew. Situé au côté à 5 km au nord-est de l'usine d'acier prévue, il est dans la zone portuaire Bethioua au sein de la baie d'Arzew. Les minerais déchargés entrent dans le parc minier de l'usine d'acier par le convoyeur à courroie d'environ 5 km de long. Ses coordonnées géographiques sont :

- α= 35° 48' NORD de l'Équateur UTM
- ʎ = 0° 15' OUEST de Greenwich



Figure III.2 : Situation de projet

III.5. Présentation de la zone de projet :

La commune de Béthioua est située à une quarantaine de kilomètres à l'Est d'Oran. Elle dispose d'une superficie de 10.67 Km_2. Limitée géographiquement par la commune de Ain El-Bia à l'Ouest, la commune de Mers El Hadjadj à l'Est, la commune de Allaimia au Sud et enfin la zone industrielle et la méditerranée au Nord.

La commune de Béthioua est considérée comme l'une des plus grandes et importantes communes de la wilaya d'Oran, elle renferme des potentialités économiques considérables par l'implantation de la zone industrielle la plus importante du pays, le premier jalon économique de toute la région de l'Afrique du Nord. Un pôle industriel hautement stratégique pour l'économie nationale. Les autochtones disaient que Béthioua est la sœur jumelle d'Arzew, du fait qu'elles sont liées par cette zone pétrolifère pour l'éternité. La commune de Béthioua est aussi, une région à vocation agricole.

III.6. Conditions de base d'étude

III.6.1. Description du quai minéralier :

Le quai minéralier est un ouvrage qui est constitué de deux types de digues, digue verticale accostable et digue a talus.

III.6.1.1. Disposition de la digue

La direction de la digue est pareil que celle du quai à savoir 30° du nord-est. La longueur de la digue est de 760m, la largeur de crête de la digue est de 14m, le repère d'altitude est de +4,0m

III.6.1.2. Disposition du quai :

- Le musoir du quai est disposé vers la ligne isobathe de -22,0m.

- Comme les directions principales de houles sont NW~NNE, la direction du quai est conçue comme 30° NE pour réduire l'influence sur l'opération des navires et protéger la zone d'eau opérationnelle du bassin portuaire par le quai.

Selon les exigences des équipements de manutention et du marché, la largeur du quai est prise comme 26m. Comme les houles dans la zone où se trouve l'ouvrage sont importantes, conformément aux exigences de protection du bout du quai et de l'extension ultérieur, on dispose le secteur de renforcement de 16m du nord du quai.

III.6.1.2.1. Longueur du quai :

La longueur du quai est prise comme 360m selon le marché. La longueur du modèle de navire maximal est de 290m. Il reste toujours 35m pour chaque côté même si dans le cas de navire maximal. Donc il satisfait aux exigences de l'étude.

III.6.2. Durée de vie

La durée de vie des gros œuvres du quai est de 50 ans.

Tableau III.1 : Durée de vie des auxiliaires du quai

Désignation des éléments	Durée de vie (ans)	Fréquence de maintenance (ans)
Système des rails de la grue	25	Satisfaire aux normes internationales portant sur le système des rails de la grue
Bollards	20	Conformément aux exigences du fabricant
Défense en caoutchouc	15	Conformément aux exigences du fabricant
Chaîne d'ancre pour les défenses	10	Conformément aux exigences du fabricant
D'autres auxiliaires comme échelle de sûreté, anneau d'amarrage, etc.	15	Conformément aux exigences du fabricant
Croc d'amarrage	20	Conformément aux exigences du fabricant

III.7. Analyse des données du projet :

III.7.1. Type de navires conçus

Les types de navires conçus de ce projet sont comme suit :

Tableau III.2 : Paramètres des navires conçus

Type de navires concussion (DWT)		Déplacement (t)	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau en charge (m)
Vraquier de 60,000DWT	Modèle minimum	74,000	220	33.5	12.8
Vraquier de 150,000DWT	Modèle maximal	179,000	290	44	17.5

III.7.2. Conditions naturelles :

III.7.2.1. Le niveau d'eau :

En référence à la faisabilité du projet, le niveau d'eau est comme suit (au départ de NGA).

Tableau III.3 : Le niveau d'étudier

Niveau d'eau étudier	NGA(m)
DHWL (Niveau max.)	+ 0.7
MHWS (PMVE)	+ 0.34
MLWS (BMVE)	- 0.26
DLWL (Niveau min.)	- 0.60

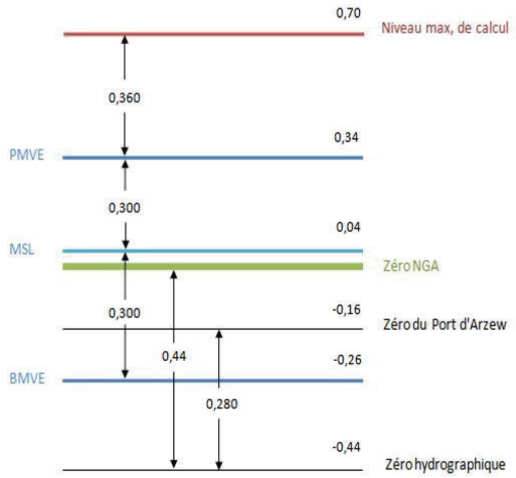


Figure III.3 : Niveau d'eau étudier

- *Le niveau haut extrême :* 0,7m, le niveau bas extrême : -0,6m
- *Le niveau haut de conception :* 0,34m, le niveau bas de conception : -0,26m

III.7.2.2. Vitesse du vent :

40m/s de vitesse de vent conçue moyenne dans 10 minutes (avec une période de retour de 50 ans).

III.7.2.3. Vitesse du courant :

La vitesse de courant dans la zone de l'ouvrage est relativement faible. Pour le côté, la direction principale est vers l'ouest, la vitesse est de 0,5 nœuds.

III.7.2.4. Pluie :

Les précipitations moyennes annuelles de la zone de l'ouvrage sont d'environ 406mm, qui se produisent principalement en hiver. Surtout de décembre à janvier, elles dépassent 100mm.

III.7.2.5. Température :

Le climat de la région d'Oran est de type méditerranéen caractérisé par un été chaud et sec et un hiver frais et humide. La saison froide s'étend de novembre à avril. Au cours de l'année, La moyenne enregistrée à Oran étant de +17.4°C la température varie généralement de -3°C à 41°C.

III.7.2.6. Sismique :

Le territoire algérien est divisé en 5 zones de sismicité. La carte ci-dessous représente les zones sismiques de l'Algérie.Le quai se situe dans la région de Bethioua, Oran qui est classée comme une zone de sismicité forte (Zone II-a) selon la loi de défense séismique de l'Algérie RPA 99/2003.La construction du poste minéralier de Béthioua est de Groupe 1A (travaux très important) et l'accélération horizontale de la taille de construction est prévue A=0,25g.

III.7.2.7. La houle :

La propagation de la houle entre le large et la côte, étudiée avec le modèle numérique SWAN (Simulating Waves Nearshore développé par l'université de DELFT) ou autre, est basée sur les données bathymétriques obtenues des cartes nautiques du SHOM ainsi que la bathymétrie réalisée sur terrain.

Houles annuelles :

Tableau III.4 : Caractéristiques de la houle au large

Période	Nord	Nord-Est	Est	Sud-est	Sud	Sud-ouest	Ouest	Nord-ouest
6s	1.07	1.15	1.05	0.87	0.95	1.22	1.16	1.11
8s	2.68	2.56	2.62	2.26	2.51	2.64	2.67	2.49
10s	7.12	5.84	-	-	-	5.22	4.83	4.53

Houles pluriannuelles :

Tableau III.5 : Caractéristiques de la houle pluriannuelles au large

Direction de la houle	Période de retour (ans)						
	2	5	10	20	50	100	200
Nord	4.20	5.30	5.90	6.70	7.70	8.40	9.15
Nord-ouest	4.70	6.10	7.10	8.10	9.50	10.40	11.47
Nord-est	5.40	6.30	7.00	7.60	8.50	9.20	9.85

III.7.2.7.1. Le secteur angulaire :

Le secteur angulaire considéré correspond d'une part aux limites naturelles imposées par la structure géographique du site de recherche, et d'autre part aux limites naturelles imposées par le secteur pertinent de la houle marine. Ainsi trois 3 directions ont été retenues :

- Une (01) direction approximativement perpendiculaire à la côte pour mesurer les effets d'une houle frontale (N 360°).
- Deux (02) directions de houle à incidence oblique (N30°, N330°).

III.7.2.7.2. Analyse de réfraction de la houle :

L'étude de la réfraction de la houle a été effectuée au niveau de la zone d'étude en considérant dans un premier temps l'état initial (sans aménagement) et dans un second temps l'état en présence des ouvrages du poste minéralier projeté.

Pour l'état initial (sans ouvrage) les résultats de l'étude de la réfraction de la houle montrent que par l'ouverture du site d'étude aux houles de secteur Nord-Ouest, Nord et Nord-Est :

• Les houles de récurrence annuelles de petite période (6s) sont peu réfractées et gardent une bonne partie de leur égérie du large (80%) quel que soit la direction de houle considérée. Les houles de période 8 et 10 secondes arrivent sur le site avec une énergie plus ou moins modéré par rapport a celle du large.

• Les houles de récurrence pluriannuelle au niveau des points DO-6, DI-4, F-3, W-5 arrivent avec moins de 50% de leur énergie du large alors qu'elles gardent presque la totalité de l'énergie du large (>80%) au niveau des autres points considérés.

Pour l'état du site en présence des ouvrages projetés on note que les houles pluriannuelles arrivent :

• Pour la direction 30°N aux points B-4, B-3, DI-3, DI-2, W-5, F-3, DO-6, DI-4 et R-1 avec une faible énergie (moins de 50% de l 'énergie du large) alors qu'au niveau des autre points considérés elles arrivent une énergie relativement forte (65 à 80% de l'énergie du large).

• Pour la direction 360°N aux points B-4, B-3, DI-3, DI-2, DI-1, F-3, et DI-4 avec une faible énergie (3 à 30% de l'énergie du large) alors qu'au niveau des autres points considérés elles arrivent avec une énergie relativement forte (45 à 90% de l 'énergie du large).

• Pour la direction 330°N aux points B-4, B-3, DI- W-4, W-5 et DI-4 avec une énergie quasiment nulle alors qu'au niveau des autres points considérés elles arrivent avec une énergie relativement forte (25 à 85% de l'énergie du large).

Tableau III.6 : Les conditions de houles centennales de la digue et du quai

Côté ouest de la digue					Côté est de la digue				
Position	Profondeur d'eau (m)	Hs (m)	Tp (s)	Dir (°)	Position	Profondeur d'eau (m)	Hs (m)	Tp (s)	Dir (°)
B-1	-22,5	8,81	14,77	344,23	--	--	--	--	--
B-5	-21,5	8,70	14,73	344,57	B-2	-21	6,55	14,12	19,18
B-6	-20	8,64	14,67	344,72	B-3	-20	4,53	14,07	24,08
DO-1	-18	8,15	14,61	346,9	B-4	-17	3,65	14,02	25,43
DO-2	-14	7,64	14,50	349,25	--	--	--	--	--
DO-3	-10	6,78	14,36	349,26	DI-1	-10	3,85	13,81	27,56
DO-4	-8	5,42	14,16	348,77	--	--	--	--	--
--	-7	--	--	--	DI-2	-7	3,28	13,59	28,95
DO-5	-6	4,48*	13,96	353,38	DI-3	-6	3,38	13,33	42,60
DO-6	-3	2,81*	13,43	348,48	DI-4	-3	2,33	12,71	41,18

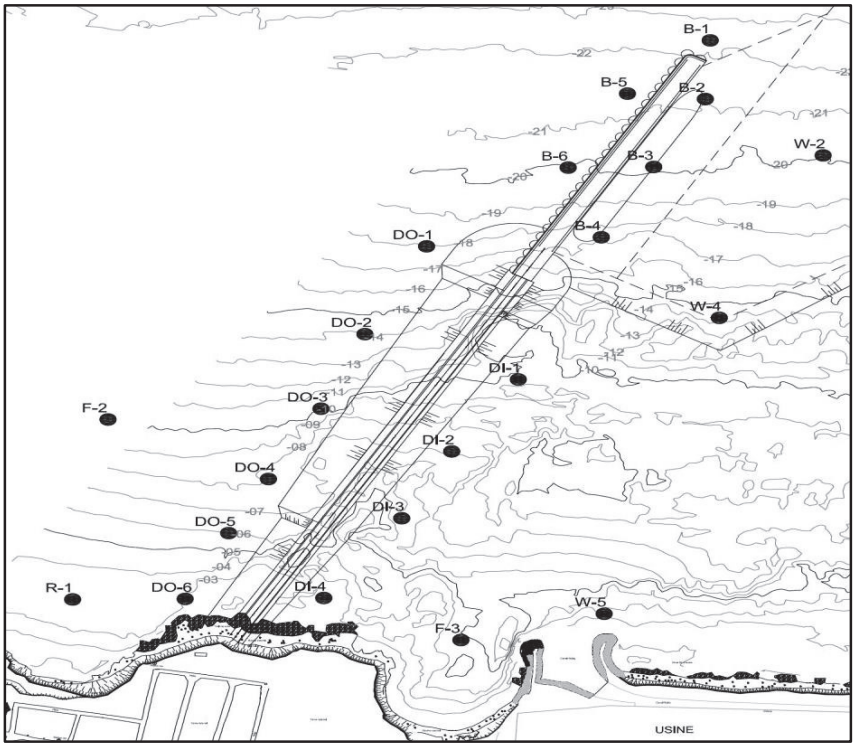


Figure III.4 : Position des points caractéristiques des houles

III.7.2.8. La marée :

L'amplitude de la marée est généralement faible en Méditerranée, elle présente d'importants écarts suivant l'époque lunaire et est le plus souvent masquée par la surélévation ou l'abaissement du niveau de l'eau engendré par la variation des conditions climatologiques.

D'après les données du CGMS, la marée atteint son maximum en mois de Novembre avec 35cm environ. En moyenne, nous pouvons dire que la marée de pleine lune est de 25cm à 30cm et celle de la nouvelle lune de 5cm à 15cm. D'autres phénomènes peuvent se superposer à cet effet astronomique tels que la pression atmosphérique, les seiches, etc. On estime que le niveau de la surface de la mer peut attendre une surélévation maximum de 1m environ.

III.7.2.9. Géologie

Les conditions géologiques de ce rapport se réfère aux résultats de prospections géologiques des ouvrages M7 et AOA et ceux des sondages réalisés du présent projet.

Dans le cadre de la réalisation de la jetée M7 de Béthioua, une compagne géologique a été réalisée en 1973, ensuite une seconde campagne a été réalisée en 2008 au port de Béthioua.

Les conclusions des deux levés géophysiques et géotechniques menés dans cette zone met en évidence les conditions de sol uniforme avec la stratigraphie du sol variable.

La stratigraphie de la géologie superficielle révèle principalement trois formations selon l'altitude et l'épaisseur différente :

- Une couche de sédiments consiste superficiellement de sables limoneux/sable argileux (dont l'épaisseur est de 0 à 4m).

- Une couche de calcarénite caractérisée par la structure compacte et cassante. Elle est structurellement constituée de couches intercalées de calcarénite et coquille. Mais la caractéristique évidente de cette calcarénite est sa structure poreuse. De nombreux vides et cavité jusqu'à 5m de hauteur ont été rencontrés au sein de la formation. L'épaisseur de la formation calcarénite varie de 0 à 7m et affleurements au niveau des fonds marins.
- Une formation marneuse sous les sables supérieurs et calcarénite a au moins une profondeur de 28m. les quelques mètres supérieurs de la marne sont altérés.

Le profil du sol qui a été retenu pour la base de conception est comme suit :

- Une couche des sédiments de 2m d'épaisseur
- Une couche de calcarénite de 4m d'épaisseur
- Une couche de marne dont la profondeur peut atteindre celle définie par ce projet

III.7.3. Matériaux

III.7.3.1. Béton

Tableau III.7 : Caractéristiques du béton

Désignation des éléments	Classe	f_{ck} (MPa)	$f_{ck,cube}$ (MPa)	Ecm (MPa)	μ	α_c
Caisson	C32/40	32	40	3.33E+04	0.2	10x10-6K-1
Mur de couronnement du quai						
Couronnement du quai						
Dalle de bétonnage du quai						
BCR	C28/35	28	35	3.23E+04	0.2	10x10-6K-1
Mur de couronnement en béton de la digue et du cavalier de protection						
Structure de route						
Couche d'assise en béton de propreté	C12/15	12	15	2.7E+04	0.2	10x10-6K-1
Autres éléments en béton armé	C32/40	32	40	3.33E+04	0.2	10x10-6K-1

III.7.3.2. Coefficient du béton :

Le coefficient αcc a l'influence négative sur la résistance à la compression par les charges à long terme, UK National Annex propose d'appliquer αcc=0.85.

III.7.3.3. Armatures :

Tableau III.8 : Caractéristiques des armatures

Type	Diamètre (mm)	Limite élastique Kg/cm2	Rupture précontrainte de la traction Kg/cm2		Coefficient d'allongement à la rupture minimum %
			Minimum	Maximum	
Standard FeE24 AFNORNF P35015	- / -	2400	4200	5000	25
Standard FeE40A AFNORNF P35016	< 20	4200	4850	- /	14
	> 20	4000			

III.7.3.4. Epaisseur de la couche de protection du béton

Tableau III.9 : Epaisseur minimum de l'enrobage

Éléments	Epaisseur minimum de la couche de protection
Caisson	50mm
Couronnement et le mur de couronnement du béton, dalle du béton coulé in-situ	100mm

III.8. Présentation des variantes :

Dans la présente étude, deux variantes ont été proposé, en tenu compte des investigations et des reconnaissances qui ont été établies sur le site ainsi que les estimations des besoins.

III.8.1. Variante 1 : Quai en caissons en béton armé

Cette technique constituée par un soubassement en enrochement et une partie supérieure sous forme d'un caisson.

- *Les ouvrages de protection et jonction :*

Une digue à talus, reliant le terre-plein au quai sur un linéaire de 760 ml et d'une largeur de crête de 14 m, fondé à partir du terre-plein jusqu'à la profondeur -12 à -13m.

La digue est découpée en coté Est et côté Ouest due à l'affectation du poste par des houles de conditions différentes des deux directions (Est et Ouest).

Le côté Ouest de la jetée est composé de cinq (05) sections :

- Section 1-1 l'enracinement CH~00 à CH~+75m.
- Section 2-2 CH~+75 à CH~+220m.
- Section 3-3 CH~+220 à CH~+380m.
- Section 4-4 CH~+380 à CH~+560m.

- Section 5-5 CH~+560 à CH~+760m.

Le coté Est de la jetée est composée de trois (03) sections :

- Section 1-1 l'enracinement CH~00 à CH~+75m.
- Section 2-2 CH~+75 à CH~+560m.
- Section 3-3 CH~+560 à CH~760m.

- *Ouvrage d'accostage :*

La structure du quai est en digue verticale d'une longueur de 360ml et 26ml de large fondé à -20m, cette digue est composée de deux caissons circulaires l'un posé à côté de l'autre et le vide entre les caissons sera rempli par des enrochements de (10-100) kg recouvert par une dalle en béton armé de 1m d'épaisseur.

Les caissons ont une forme circulaire préfabriquée en béton armé ayant les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur de la paroi : 0.50m
- Diamètre intérieur : 14.00m
- Diamètre extérieur : 15.00m
- Largeur de la base du caisson : 17.50m
- Remplissage : TVC
- Hauteur du caisson : 21.60m
- Le radier du caisson est à la cote : -20.50m

Le caisson avant du côté mer comporte en tête un mur chasse mer de 9.40m de hauteur avec une courbure d'un rayon de 4.00m et sa côte d'arase supérieure est à +10.50m.

- *Soubassement*

Les caissons seront posés sur une fondation de 1m d'épaisseur constituée de moellons, et seront protégés par :

- Une carapace en enrochement (1-3t) du coté extérieur posée en deux couches suivant une pente de 3/2, arasée à -18.50 m avec une berme de 10.00 m.
- Un matelas en gabion du coté intérieur arasée à -20.00 m.

- *Avantage et les inconvénients :*

- Les caissons sont utilisés pour constituer des quais continus ou des ouvrages à appuis discontinus et peuvent assurer le rôle de soutien des terres dans le cas des ouvrages continus.
- Au stade du prédimensionnement, les dimensions du caisson sont préalablement vérifiées par méthode itérative vis-à-vis d'une stabilité statique et dynamique, et directement liées au type d'exploitation prévu sur le quai.
- La hauteur d'eau à laquelle l'option « caisson » devient plus rentable varie d'un site à l'autre, toutefois les digues en caisson, y compris les digues mixtes verticalement placées sur un soubassement, sont généralement préférables pour des hauteurs d'eau supérieures ou égales à 15m
- Ce type d'ouvrage est difficile à calculer, difficile à réparer.

- le risque majeur de désordre est la rupture d'équilibre général du caisson, c'est-à-dire à la fois un risque de glissement, de renversement et/ou de poinçonnement.

III.8.2. Variante 2 : Quai sur pieux

Cette technique constituée par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux (ou piles) en béton.

- *Les ouvrages de protection et jonction*

Même structure avec la variante 1.

- *Ouvrage d'accostage*

Un quai réalisé sur pieux d'une longueur de 360ml et 30ml de large, fondé à -20 m, il est constitué de :

- La trame considérée est de 6.00*6.00m.
- Les poutres sont considérées avec une hauteur de 1,00m pour une largeur de 1,00m.
- La dalle est considérée avec une épaisseur de 1m.
- Les pieux sont considérés de diamètre 1.2m et d'épaisseur 20mm.

Il est à signaliser que l'ouvrage d'accostage sera équipé par des défenses en caoutchouc et des bollards de 200t qui seront implanté chaque 16m.

- *Avantage et les inconvénients :*

- Ce type de structure a l'avantage d'être relativement peu sensible à la liquéfaction et aux variations de pressions interstitielles, à condition que les pieux soient suffisamment ancrés dans une couche de sol non liquéfiable
- Cependant cette solution atteint ses limites dans le cas où celle-ci est soumise à des sollicitations transversales induites par les effets de grand glissement sollicitant les pieux sur une grande hauteur, cumulé à des sollicitations dynamiques induites par l'accélération sismique
- La sensibilité du quai sur pieux dans le sol avec glissement général du talus est très élevé.
- En cas de séisme, il sera difficile d'éviter une déformation du quai qui pourra être irréversible
- Ils sont exposés à une destruction complète en cas de tempête exceptionnelle dépassant celle pour laquelle ils ont été conçus.

III.8.3. Comparaison entre les deux variantes :

Types de quais	Utilisation	Avantages	Inconvénient
Caissons	- Profondeur > 10m	- Réalisation rapide - Absorption de charges importantes	- Conditions géotechniques requises
Pieux	- Toute profondeur et toute charge - Postes isolés	- Indépendants aux conditions géotechniques - Réduction de l'agitation résiduelle	- Corrosion de l'acier - Coût excessif

III.8.4. Commentaire :

A partir de l'étude comparative entre les deux variantes structurales, nous déduisons en plus de facteur technico-économique, la demande en stabilité joue un rôle décisif dans le choix de la variante et comme les structures en caisson l'emportent sur ce critère la variante la plus favorable est celle de quai en caisson « variante 1 »

La solution quai en caisson en béton armé est donc retenue à ce stade pour la stabilité quelle représente. L'ouvrage obtenu est lourd et peu fragile. Il est capable d'accepter des dépassements d'énergie d'accostage importants sans risques. La solution a fait ses preuves sur de nombreux projets SKIKDA, DJENDJEN toujours en service.

III.9. Conclusion :

L'objectif de ce chapitre est d'assurer que l'ouvrage dimensionné répondra aux exigences fonctionnelles pour son environnement ou les conditions aux limites spécifiques au site.

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE A TALUS

IV.

IV.1. Introduction :

Ce chapitre porte principalement sur la conception et le dimensionnement de l'ouvrage de protection. La digue à talus est souvent l'ouvrage le plus utilisée afin de protéger les plans d'eau contre les houles.

IV.2. Choix du matériau :

Cette étape est primordiale dans le dimensionnement des digues. Le choix du bloc de la carapace est conditionné par :

- *Les conditions de houles dans le site* : en effet,
- Pour des hauteurs de houles importantes, la stabilisation de la carapace sera obtenue en employant des blocs de carapace de poids très important (tel que : les BCR) pour résister aux houles importantes.
- Pour des hauteurs de moindre importance, en emploiera des blocs de poids moins important (enrochement).
- *La disponibilité des matériaux au voisinage du site :* en effet, l'emploi d'une catégorie de blocs répondant aux conditions de houle (la 1ère condition) mais leur fourniture coûte très chers ne sont pas intéressants du point de vue économique, on s'intéressera donc à des types de blocs répondants à la fois à la houle et aux conditions de sites et qui soient économiques.
- L'expérience dans des ports voisins de conditions similaires (houle, bathymétrie, …).

Dans notre projet on utilise des :

- Blocs naturels anguleux.
- Blocs cubiques rainurés (BCR).

IV.3. Méthodes de dimensionnement

Dans cette étape, on va considérer huit types de profils :

- 5 sections côté ouest.
- 3 sections coté est.

Concernant la méthode de dimensionnement des éléments constituant les digues à talus on a utilisé les formules de HUDSON (1953,1958), les plus fréquemment utilisées en génie civil le dimensionnement de la digue comportera :

1. La détermination du poids de la carapace, de son épaisseur et le nombre de blocs dans un mètre carré.

2. La détermination du poids des filtres et leurs épaisseurs.

3. La détermination du poids du noyau.

4. Dimensionnement des butées de pied.

5. La vérification des lois de Terzaghi.

IV.4. Le dimensionnement de la digue à talus

IV.4.1. Côté Ouest

A. Section 1 (CH ~ 00 à CH ~ +75m) :

➢ **Dimensionnement de la carapace :**

La carapace : elle protège l'ensemble de l'ouvrage contre l'action de la houle, et elle est constituée d'enrochements naturels ou de blocs artificiels en béton généralement non armé, dont le poids est le facteur principal pour le dimensionnement.

Le poids de la carapace

$$W_{carapce} = \frac{1}{K_D} \times \frac{\gamma_s \times H_S^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right)^3 \times cotg(\alpha)}$$

- γ_s : Masse volumique des blocs utilisés.
- γ_w : %asse volumique de l'eau de mer.
- Cotg (α) : Angle du talus.
- K_D : Coefficient adimensionnel de HUDSON.

Tq :

- Blocs naturels anguleux
- $K_D = 3.5$ (vague déferlante).
- Hs = 2.81.

AN :

$$W_{carapce} = \frac{1}{3.5} \times \frac{2.65 \times 2.81^3}{\left(\frac{2.65}{1.026} - 1\right)^3 \times 1.5} = 2.80t$$

On prend des blocs naturels anguleux de (3-6) t.

Epaisseur de la carapace

$$e_{carapce} = n \times K_\Delta \times \left(\frac{W_{carapce}}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

- e : épaisseur de la carapace.
- n : nombre de couche.
- KΔ : Coefficient de couche.

Tq :

- KΔ = 1.15.
- $W_{carapace}$ (3-6) t, on prend la moyenne = 4.5t .

AN :

$$e_{carapce} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 2.80m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ carapace}$

$$\boldsymbol{D_{n50,carapace}} = \left(\frac{w}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

AN :

$$D_{n50,carapce} = \left(\frac{4.5}{2.65}\right)^{1/3} = 1.20m$$

Nombre de blocs par unité de surface

$$Ns = n \times K_\Delta \times (1-p) \times \left(\frac{\gamma_s}{w_{carapce}}\right)^{2/3}$$

Tq :

- p : 37%

AN :

$$Ns = 2 \times 1.15 \times (1-0.37) \times \left(\frac{2.65}{4.5}\right)^{\frac{2}{3}} = 1{,}02\ Blocs/m^2$$

Ns = 1,02 c'est-à-dire 102 blocs par 100 m²

Largeur de la crête B

$$B = 4 \times D_{n50,carapace} = 4.80m$$

- **Dimensionnement du filtre support**

Elles se situent sous la carapace afin d'assurer une bonne assise de la carapace et la transition avec les couches en dessous.

Le poids du filtre

$$0.7W_1 < W_{filtre} < 1.3W_1, \qquad tq\ W_1 = \frac{w_{carapace}}{10}$$

AN :

$$W_1 = \frac{4{,}5}{10} = 0{,}45t$$

$$0{,}32t < W_{filtre} < 0{,}59t$$

On prend des blocs naturels catégorie (1- 3)t

Epaisseur du filtre support

$$e_{FS} = n \times K_\Delta \times \left(\frac{w_{FS}}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

- n : nombre de couche.

- KΔ : Coefficient de couche.
- γs : masse volumique des blocs utilisés.

Tq :

- W_{FS} : on prend la moyenne = 2t

AN :

$$e_{FS} = 2\ \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.65}\right)^{1/3} = 2m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ FS}$

$$D_{n50,FS} = \left(\frac{w_{FS}}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

AN :

$$D_{n50,FS} = \left(\frac{2}{2.65}\right)^{1/3} = 0.90m$$

Nombre de blocs par unité de surface

$$Ns = n\ \times K_{\Delta} \times (1-p) \times \left(\frac{\gamma_s}{w_{FS}}\right)^{2/3}$$

AN :

$$Ns = 2\ \times 1.15 \times 0.67 \times \left(\frac{2.65}{2}\right)^{2/3} = 1.75$$

- Ns = 1.75 ça veut dire 175 blocs par 100m²

➢ **Dimensionnement du noyau**

Noyau : il constitue la grande partie de l'ouvrage, et il est généralement constitué de tout-venant de carrière (1/500Kg ou 1/1000Kg).

Le poids du noyau

$$W_{noyau} = \frac{w_{carapace}}{4000}$$

AN :

$$W_{noyau} = \frac{4.5}{4000} = 0.001t$$

- On prend un TVC de classe 0-500 kg pour le noyau

➢ **Dimensionnement de la butée de pied**

La butée de pied : elle a pour rôle principale le calage inférieur de la carapace pour éviter le risque de glissement.

Le poids de la butée

$$W_{butée} = \frac{0.1}{K_D} \times \left[\frac{\gamma_s \times H_S^3 \times tg(\alpha)}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right)^3} \right] \times \frac{H_s}{h}, \qquad tq\ 1.2Hs < h < 1.3Hs$$

Tq :

- h= 3.64
- tg(α)= 2/3

AN :

$$W_{butée} = \frac{0.1}{3.5} \times \left[\frac{2.65 \times 2.81^3 \times \frac{2}{3}}{\left(\frac{2.65}{1.026} - 1\right)^3} \right] \times \frac{2.81}{3.64} = 0.20t$$

- On prend des blocs naturels de (0.5- 2) t.

Epaisseur de la butée

$$e_{butée} = n\ \times K_\Delta\ \times \left(\frac{w_{butée}}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

AN :

$$e_{butée} = 2\ \times 1.15\ \times \left(\frac{1.25}{2.65}\right)^{1/3} = 1.80m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ butée}$

$$D_{n50,\text{butée}} = \left(\frac{w_{butée}}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

AN :

$$D_{n50,butée} = \left(\frac{1.25}{2.65}\right)^{1/3} = 0.80m$$

Largeur de la butée

$$L_d = 4 \times D_{n50,butée}$$

AN :

$$L_d = 4 \times 0.8 = 3.10m$$

- **Vérification les lois de Terzaghi**

$$\frac{D_{15}(filtre)}{D_{85}(noyau)} \leq 5, \qquad 4 \leq \frac{D_{15}(filtre)}{D_{15}(noyau)} \leq 20, \qquad \frac{D_{50}(filtre)}{D_{50}(noyau)} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D. On calcule le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer par les formules :

$$\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{w_i}{4\pi\gamma_s}\right)^{1/3}$$

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{w_s}{4\pi\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec Wi et WS sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de L'enrochement constituant la couche considérée. Ensuite on calcule le diamètre correspondant à n%, à l'aide de la formule suivante :

$$D_n = n \times (\phi_s - \phi_i) + \phi_i$$

AN :

Noyau (0- 0.5)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 0.71$
- $D_{15} = 0.15 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.11$
- $D_{50} = 0.50 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.36$
- $D_{85} = 0.85 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.60$

Filtre support (1- 3)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{1}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0.9$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{3}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.29$
- $D_{15} = 0.15 \times (1.29 - 0.9) + 0.9 = 0.96$
- $D_{50} = 0.50 \times (1.29 - 0.9) + 0.9 = 1.09$
- $D_{85} = 0.85 \times (1.29 - 0.9) + 0.9 = 1.23$

- $\frac{0.96}{0.60} = 1.6 < 5$ √
- $\frac{0.96}{0.11} = 8.7 < 20 \; et \; 4 < 8.71$ √
- $\frac{1.09}{0.36} = 3.03 < 25$ √

Toutes les conditions sont vérifiées.

B. Section 2 (CH ~ +75 à CH ~ +220) :

- **Dimensionnement de la carapace :**

Le poids de la carapace

- Blocs Cubiques Rainurés (BCR)
- K_D = 6.8 (vague déferlante).
- Hs = 4.48.

AN :

$$W_{carapce} = 8.80t$$

On prend des blocs de type BCR de 10t.

Epaisseur de la carapace

- K_Δ = 1.1
- $W_{carapace}$ 10t

AN :

$$e_{carapce} = 3.50m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ carapace}$

AN :

$$D_{n50,carapce} = 1.60m$$

Nombre de blocs par unité de surface

p : 44%

AN :

$$Ns = 0.48\ Blocs/m^2$$

Ns = 0.48 c'est-à-dire 48 blocs par 100 m²

Largeur de la crête B

$$B = 6.5m$$

- **Dimensionnement du filtre support**

Le poids du filtre

$$W_1 = 1t$$

$$0{,}7t < W_{filtre} < 1.3t$$

On prend des blocs naturels catégorie (1- 3)t

Epaisseur du filtre support

W_{FS} : on prend la moyenne = 2t

$$e_{FS} = 2m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ FS}$

$$D_{n50,FS} = 0.90m$$

Nombre de blocs par unité de surface

$$Ns = 1.75$$

Ns = 1.75 ça veut dire 175 blocs par 100m²

- **Dimensionnement du noyau**

Le poids du noyau

$$W_{noyau} = \frac{10}{4000} = 0.002t$$

On prend un TVC de classe 0-500 kg pour le noyau

Dimensionnement de la butée de pied

- h= 5.82
- tg(α)= 2/3

AN :

$$W_{butée} = 0.70t$$

On prend des blocs naturels de (0.5- 2) t.

Epaisseur de la butée

$$e_{butée} = 1.80m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ butée}$

$$D_{n50,butée} = 0.80m$$

Largeur de la butée

$$L_d = 4 \times 0.8 = 3.10m$$

- **Vérification les lois de Terzaghi**

Noyau (0- 0.5)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 0.71$
- $D_{15} = 0.15 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.11$
- $D_{50} = 0.50 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.36$
- $D_{85} = 0.85 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.60$

Filtre support (1- 3)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{1}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0.9$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{3}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.29$
- $D_{15} = 0.15 \times (1.29 - 0.9) + 0.9 = 0.96$
- $D_{50} = 0.50 \times (1.29 - 0.9) + 0.9 = 1.09$
- $D_{85} = 0.85 \times (1.29 - 0.9) + 0.9 = 1.23$

- $\frac{0.96}{0.60} = 1.6 < 5$ √
- $\frac{0.96}{0.11} = 8.7 < 20\ et\ 4 < 8.71$ √
- $\frac{1.09}{0.36} = 3.03 < 25$ √

Toutes les conditions sont vérifiées.

C. *Section 3 (CH~ +220 à CH~ +380 m)*

➢ **Dimensionnement de la carapace :**

Le poids de la carapace

- Blocs Cubiques Rainurés (BCR)
- KD = 7.8 (vague non-déferlante).
- Hs = 6.78.

AN :

$$W_{carapce} = 26.62t$$

On prend des blocs de type BCR de 30t.

Epaisseur de la carapace

- $K_\Delta = 1.1$
- $W_{carapace}$ 30t

AN :

$$e_{carapce} = 5.1m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ carapace}$

AN :

$$D_{n50,carapce} = 2.30m$$

Nombre de blocs par unité de surface

p : 44%

AN :

$$Ns = 0.23 Blocs/m^2$$

Ns = 0.23 c'est-à-dire 23 blocs par 100 m²

Largeur de la crête B

$$B = 9.3m$$

- **Dimensionnement du filtre support**

Le poids du filtre

$$W_1 = 3t$$

$$2.1t < W_{filtre} < 3.9t$$

On prend des blocs naturels catégorie (3- 6)t

Epaisseur du filtre support

W_{FS} : on prend la moyenne = 4.5t

AN :

$$e_{FS} = 3m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ FS}$

$$D_{n50,FS} = 1.20m$$

Nombre de blocs par unité de surface

$$Ns = 1.02$$

Ns = 1.02 ça veut dire 102 blocs par 100m²

- **Dimensionnement du filtre de transition**

Entre la sous-couche et le noyau, il est souvent nécessaire de mettre un filtre, qui a pour rôle d'assurer les deux fonctions suivantes :

- Fonction de rétention, afin d'éviter la migration des particules fines vers les vides du matériau grossier.
- Fonction de perméabilité, en permettant l'écoulement libre de l'eau.

Filtre de transition : il se place entre les sous-couches et le noyau en tout-venant, afin d'assurer la transition entre les deux matériaux et de retenir le départ des matériaux fins du tout-venant.

Le poids du filtre

$$0.5W_2 < W_{filtre2} < 1.5W_2, \qquad tq\ W_2 = \frac{W_{carapace}}{200}$$

AN :

$$W_2 = \frac{30}{200} = 0{,}15t$$

$$0{,}075t < W_{filtre2} < 0{,}23t$$

On prend des blocs naturels catégorie (0.5- 2)t

Epaisseur du filtre

$$e_{filtre2} = n \times K_\Delta \times \left(\frac{W_{filtre2}}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

Tq :

W_{FS} : on prend la moyenne = 1.25t

AN :

$$e_{FS} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{1.25}{2.65}\right)^{1/3} = 1.80m$$

- **Dimensionnement du noyau**

Le poids du noyau

$$W_{noyai} = \frac{30}{4000} = 0.008t$$

On prend un TVC de classe 0-500 kg pour le noyau

- **Dimensionnement de la butée de pied**

$$W_{butée} = 2.05t$$

On prend des blocs naturels de (1- 3) t.

Epaisseur de la butée

$$e_{butée} = 2m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ butée}$

$$D_{n50,butée} = 0.90m$$

Largeur de la butée

$$L_d = 3.64m$$

- **Vérification les lois de Terzaghi**

Noyau (0- 0.5)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 0.71$

- $D_{15} = 0.15 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.11$
- $D_{50} = 0.50 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.36$
- $D_{85} = 0.85 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.60$

Filtre support (3- 6)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{3}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 1.29$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{6}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.63$
- $D_{15} = 0.15 \times (1.63 - 1.29) + 1.29 = 1.34$
- $D_{50} = 0.50 \times (1.63 - 1.29) + 1.29 = 1.46$
- $D_{85} = 0.85 \times (1.63 - 1.29) + 1.29 = 1.58$

- $\frac{1.34}{0.60} = 2.23 < 5$ √
- $\frac{1.34}{0.11} = 12.18 < 20 \; et \; 4 < 12.18$ √
- $\frac{1.46}{0.36} = 4.05 < 25$ √

Filtre de transition (0.5- 2)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0.71$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{2}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.13$
- $D_{15} = 0.77$
- $D_{50} = 0.92$
- $D_{85} = 1.07$

- $\frac{1.34}{0.60} = 2.23 < 5$ √
- $\frac{1.34}{0.11} = 12.18 < 20 \; et \; 4 < 12.18$ √
- $\frac{1.46}{0.36} = 4.05 < 25$ √

Toutes les conditions sont vérifiées.

D. Section 4 (CH~ +380 à CH~ +560m)

- **Dimensionnement de la carapace :**

Le poids de la carapace

- Blocs Cubiques Rainurés (BCR)
- K_D = 7.8 (vague non-déferlante).
- Hs = 7.64.

AN :

$$W_{carapce} = 38.09t$$

On prend des blocs de type BCR de 40t.

Epaisseur de la carapace

- K_Δ = 1.1
- $W_{carapace}$ 40t

AN :

$$e_{carapce} = 5.62m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ carapace}$

$$D_{n50,carapce} = 2.55m$$

Nombre de blocs par unité de surface

p : 44%

$$Ns = 0.19Blocs/m^2$$

Ns = 0.19 c'est-à-dire 19 blocs par 100 m²

Largeur de la crête B

$$B = 10.22m$$

- **Dimensionnement du filtre support**

Le poids du filtre

$$W_1 = 4t$$

$$2.8t < W_{filtre} < 5.2t$$

On prend des blocs naturels catégorie (3- 6)t

Epaisseur du filtre support

W_{FS} : on prend la moyenne = 4.5t

$$e_{FS} = 3m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ FS}$

AN :

$$D_{n50,FS} = 1.20m$$

Nombre de blocs par unité de surface

AN :

$$Ns = 1.02$$

Ns = 1.02 ça veut dire 102 blocs par 100m²

- **Dimensionnement du filtre de transition**

Le poids du filtre

$$W_2 = \frac{30}{200} = 0{,}15t$$

$$0{,}075t < W_{filtre2} < 0{,}23t$$

On prend des blocs naturels catégorie (0.5- 2)t

Epaisseur du filtre

$$e_{FS} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{1.25}{2.65}\right)^{1/3} = 1.80m$$

- **Dimensionnement du noyau**

Le poids du noyau

$$W_{noyai} = \frac{40}{4000} = 0.01t$$

On prend un TVC de classe 0-500 kg pour le noyau

- **Dimensionnement de la butée de pied**

$$W_{butée} = 2.93t$$

On prend des blocs naturels de (3- 6) t.

Epaisseur de la butée

$$e_{butée} = 2.70m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ butée}$

$$D_{n50,butée} = 1.2m$$

Largeur de la butée

$$L_d = 4.77m$$

- **Vérification les lois de Terzaghi**

Noyau (0- 0.5)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 0.71$
- $D_{15} = 0.15 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.11$
- $D_{50} = 0.50 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.36$

- $D_{85} = 0.85 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.60$

Filtre support (3- 6)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{3}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 1.29$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{6}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.63$
- $D_{15} = 0.15 \times (1.63 - 1.29) + 1.29 = 1.34$
- $D_{50} = 0.50 \times (1.63 - 1.29) + 1.29 = 1.46$
- $D_{85} = 0.85 \times (1.63 - 1.29) + 1.29 = 1.58$

- $\frac{1.34}{0.60} = 2.23 < 5$ √
- $\frac{1.34}{0.11} = 12.18 < 20 \; et \; 4 < 12.18$ √
- $\frac{1.46}{0.36} = 4.05 < 25$ √

Filtre de transition (0.5- 2)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0.71$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{2}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.13$
- $D_{15} = 0.77$
- $D_{50} = 0.92$
- $D_{85} = 1.07$

- $\frac{1.34}{0.60} = 2.23 < 5$ √
- $\frac{1.34}{0.11} = 12.18 < 20 \; et \; 4 < 12.18$ √
- $\frac{1.46}{0.36} = 4.05 < 25$ √

Toutes les conditions sont vérifiées.

E. Section 5 (CH~ +50 à CH~760 m)

➢ **Dimensionnement de la carapace :**

Le poids de la carapace

- Blocs Cubiques Rainurés (BCR)
- K_D = 7.8 (vague non-déferlante).
- Hs = 8.15.

AN :

$$W_{carapce} = 46.24t$$

On prend des blocs de type BCR de 50t.

Epaisseur de la carapace

- KΔ = 1.1
- $W_{carapace}$ 50t

AN :

$$e_{carapce} = 6.10m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ carapace}$

$$D_{n50,carapce} = 2.75m$$

Nombre de blocs par unité de surface

p : 44%

$$Ns = 0.16Blocs/m^2$$

Ns = 0.16 c'est-à-dire 16 blocs par 100 m²

Largeur de la crête B

$$B = 11.00m$$

- **Dimensionnement du filtre support**

Le poids du filtre

$$W_1 = 5t$$

$$2.8t < W_{filtre} < 5.2t$$

On prend des blocs naturels catégorie (3- 6)t

Epaisseur du filtre support

W_{FS} : on prend la moyenne = 4.5t

$$e_{FS} = 3m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ FS}$

$$D_{n50,FS} = 1.20m$$

Nombre de blocs par unité de surface

$$Ns = 1.02$$

Ns = 1.02 ça veut dire 102 blocs par 100m²

- **Dimensionnement du filtre de transition**

Le poids du filtre

$$W_2 = \frac{30}{200} = 0{,}15t$$

$$0{,}075t < W_{filtre2} < 0{,}23t$$

On prend des blocs naturels catégorie (0.5- 2)t

Epaisseur du filtre

$$e_{FS} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{1.25}{2.65}\right)^{1/3} = 1.80m$$

- **Dimensionnement du noyau**

Le poids du noyau

$$W_{noyai} = \frac{50}{4000} = 0.013t$$

On prend un TVC de classe 0-500 kg pour le noyau

- **Dimensionnement de la butée de pied**

$$W_{butée} = 2.93t$$

On prend des blocs naturels de (3- 6) t.

Epaisseur de la butée

$$e_{butée} = 2.70m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ butée}$

$$D_{n50,butée} = 1.2m$$

Largeur de la butée

$$L_d = 4.77m$$

- **Vérification les lois de Terzaghi**

Noyau (0- 0.5)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 0.71$
- $D_{15} = 0.15 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.11$
- $D_{50} = 0.50 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.36$
- $D_{85} = 0.85 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.60$

Filtre support (3- 6)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{3}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 1.29$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{6}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.63$

- $D_{15} = 0.15 \times (1.63 - 1.29) + 1.29 = 1.34$
- $D_{50} = 0.50 \times (1.63 - 1.29) + 1.29 = 1.46$
- $D_{85} = 0.85 \times (1.63 - 1.29) + 1.29 = 1.58$

- $\frac{1.34}{0.60} = 2.23 < 5$ √
- $\frac{1.34}{0.11} = 12.18 < 20\ et\ 4 <\ 12.18$ √
- $\frac{1.46}{0.36} = 4.05 < 25$ √

Filtre de transition (0.5- 2)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0.71$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{2}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.13$
- $D_{15} = 0.77$
- $D_{50} = 0.92$
- $D_{85} = 1.07$

- $\frac{1.34}{0.60} = 2.23 < 5$ √
- $\frac{1.34}{0.11} = 12.18 < 20\ et\ 4 <\ 12.18$ √
- $\frac{1.46}{0.36} = 4.05 < 25$ √

Toutes les conditions sont vérifiées.

IV.4.2. Côté Est

A. Section 1 (CH~00 à CH~ +75m)

➢ **Dimensionnement de la carapace :**

Le poids de la carapace

- Enrochements naturels anguleux
- KD = 4 (vague non-déferlante).
- Hs = 2.33.

AN :

$$W_{carapce} = 1.40t$$

On prend des blocs de type BCR de (1- 3)t.

Epaisseur de la carapace

- $K_\Delta = 1.15$

- $W_{carapace}$ 2t

AN :

$$e_{carapce} = 2.10m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ carapace}$

$$D_{n50,carapce} = 0.9m$$

Nombre de blocs par unité de surface

p : 37%

$$Ns = 1.75\ Blocs/m^2$$

Ns = 1.75 c'est-à-dire 175 blocs par 100 m²

Largeur de la crête B

$$B = 3.64m$$

- **Dimensionnement du filtre support**

Le poids du filtre

$$W_1 = 0.4t$$

$$0.28t < W_{filtre} < 0.52t$$

On prend des blocs naturels catégorie (0.5- 2)t

Epaisseur du filtre support

W_{FS} : on prend la moyenne = 1.25t

AN :

$$e_{FS} = 1.8m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ FS}$

$$D_{n50,FS} = 0.80m$$

Nombre de blocs par unité de surface

$$Ns = 2.39$$

Ns = 2.39 ça veut dire 239 blocs par 100m²

- **Dimensionnement du noyau**

Le poids du noyau

$$W_{noyai} = \frac{4}{4000} = 0.001t$$

On prend un TVC de classe 0-500 kg pour le noyau

- **Dimensionnement de la butée de pied**

- h= 3.03
- tg(α)= 2/3

$$W_{butée} = 0.11t$$

On prend des blocs naturels de (0.5- 2) t.

Epaisseur de la butée

$$e_{butée} = 1.80m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ butée}$

$$D_{n50,butée} = 0.80m$$

Largeur de la butée

$$_{d} = 4 \times 0.8 = 3.10m$$

- **Vérification les lois de Terzaghi**

Noyau (0- 0.5)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 0.71$
- $D_{15} = 0.15 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.11$
- $D_{50} = 0.50 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.36$
- $D_{85} = 0.85 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.60$

Filtre support (0.5- 2)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0.71$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{2}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.13$
- $D_{15} = 0.77$
- $D_{50} = 0.92$
- $D_{85} = 1.07$

- $\frac{1.34}{0.60} = 2.23 < 5$ √
- $\frac{1.34}{0.11} = 12.18 < 20\ et\ 4 <\ 12.18$ √
- $\frac{1.46}{0.36} = 4.05 < 25$ √

Toutes les conditions sont vérifiées.

B. Section 2 (CH~ +75 à CH~ +560m)

- **Dimensionnement de la carapace :**

Le poids de la carapace

- Blocs Cubiques Rainurés (BCR)
- KD = 7.8 (vague non-déferlante).

- Hs = 3.38.

AN :

$$W_{carapce} = 3.30t$$

On prend des blocs de type BCR de 5t.

Epaisseur de la carapace

- $K_\Delta = 1.1$
- $W_{carapace} = 5t$

AN :

$$e_{carapce} = 2.80m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ carapace}$

$$D_{n50,carapce} = 1.30m$$

Nombre de blocs par unité de surface

p : 44%

$$Ns = 0.76\ Blocs/m^2$$

Ns = 0.76 c'est-à-dire 76 blocs par 100 m²

Largeur de la crête B

$$B = 5.10m$$

- **Dimensionnement du filtre support**

Le poids du filtre

$$W_1 = 0.5t$$

$$0.35t < W_{filtre} < 0.65t$$

On prend des blocs naturels catégorie (0.5- 2)t

Epaisseur du filtre support

W_{FS} : on prend la moyenne = 1.25t

$$e_{FS} = 1.8m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ FS}$

$$D_{n50,FS} = 0.80m$$

Nombre de blocs par unité de surface

$$Ns = 2.39$$

Ns = 2.39 ça veut dire 239 blocs par 100m²

- **Dimensionnement du noyau**

Le poids du noyau

$$W_{noyau} = \frac{5}{4000} = 0.001t$$

On prend un TVC de classe 0-500 kg pour le noyau

- **Dimensionnement de la butée de pied**

- h= 4.39
- tg(α)= 2/3

$$W_{butée} = 0.25t$$

On prend des blocs naturels de (0.5- 2) t.

Epaisseur de la butée

$$e_{butée} = 1.80m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ butée}$

$$D_{n50,butée} = 0.80m$$

Largeur de la butée

$$L_d = 4 \times 0.8 = 3.10m$$

- **Vérification les lois de Terzaghi**

Noyau (0- 0.5)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 0.71$
- $D_{15} = 0.15 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.11$
- $D_{50} = 0.50 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.36$
- $D_{85} = 0.85 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.60$

Filtre support (0.5- 2)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0.71$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{2}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.13$
- $D_{15} = 0.77$
- $D_{50} = 0.92$
- $D_{85} = 1.07$

- $\frac{1.34}{0.60} = 2.23 < 5$ √
- $\frac{1.34}{0.11} = 12.18 < 20\ et\ 4 <\ 12.18$ √
- $\frac{1.46}{0.36} = 4.05 < 25$ √

Toutes les conditions sont vérifiées.

C. Section 3 (CH~ +560 à CH~ +760m)

- **Dimensionnement de la carapace :**

Le poids de la carapace

- Blocs Cubiques Rainurés (BCR)
- K_D = 7.8 (vague non-déferlante).
- Hs = 4.53.

AN :

$$W_{carapce} = 7.94t$$

On prend des blocs de type BCR de 10t.

Epaisseur de la carapace

- K_Δ = 1.1
- $W_{carapace}$ 10t

AN :

$$e_{carapce} = 3.5\text{m}$$

Diamètre médian $D_{n50,\ carapace}$

$$D_{n50,carapce} = 1.60m$$

Nombre de blocs par unité de surface

p : 44%

$$Ns = 0.48\ Blocs/m^2$$

Ns = 0.48 c'est-à-dire 48 blocs par 100 m²

Largeur de la crête B

$$B = 6.40m$$

- **Dimensionnement du filtre support**

Le poids du filtre

$$W_1 = 1t$$

$$0.7t < W_{filtre} < 1.3t$$

On prend des blocs naturels catégorie (1- 3)t

Epaisseur du filtre support

W_{FS} : on prend la moyenne = 2t

$$e_{FS} = 2m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ FS}$

$$D_{n50,FS} = 0.90m$$

Nombre de blocs par unité de surface

$$Ns = 1.75$$

Ns = 1.75 ça veut dire 175 blocs par 100m²

- **Dimensionnement du noyau**

Le poids du noyau

$$W_{noyau} = \frac{10}{4000} = 0.003t$$

On prend un TVC de classe 0-500 kg pour le noyau

- **Dimensionnement de la butée de pied**

- h= 5.89
- tg(α)= 2/3

AN :

$$W_{butée} = 0.61t$$

On prend des blocs naturels de (1- 3) t.

Epaisseur de la butée

$$e_{butée} = 2.1m$$

Diamètre médian $D_{n50,\ butée}$

$$D_{n50,butée} = 0.90m$$

Largeur de la butée

$$L_d = 3.64m$$

- **Vérification les lois de Terzaghi**

Noyau (0- 0.5)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{0}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0$
- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{0.5}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 0.71$
- $D_{15} = 0.15 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.11$
- $D_{50} = 0.50 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.36$
- $D_{85} = 0.85 \times (0.71 - 0) + 0 = 0.60$

Filtre support (1- 3)t

- $\phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{1}{4\pi 2.65}\right)^{1/3} = 0.9$

- $\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{3}{4\pi \times 2.65}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.29$
- $D_{15} = 0.15 \times (1.29 - 0.9) + 0.9 = 0.96$
- $D_{50} = 0.50 \times (1.29 - 0.9) + 0.9 = 1.09$
- $D_{85} = 0.85 \times (1.29 - 0.9) + 0.9 = 1.23$

- $\frac{0.96}{0.60} = 1.6 < 5$ √
- $\frac{0.96}{0.11} = 8.7 < 20\ et\ 4 < 8.71$ √
- $\frac{1.09}{0.36} = 3.03 < 25$ √

Toutes les conditions sont vérifiées.

Tableau IV.1 : Récapitulatif de vérification des lois de Terzaghi.

Loi de Terzaghi						
	Phi	Phs	D15	D50	D85	
Noyau	0,00	0,71	0,11	0,36	0,60	
Filtre support (1 à 3t)	0,90	1,29	0,96	1,09	1,23	Verifié
Filtre support (3 à 6t)	1,29	1,63	1,34	1,46	1,58	Verifié
Filtre de transition (0,5 à 2t)	0,71	1,13	0,77	0,92	1,07	Verifié

Tableau IV.2 : Récapitulatif de calcul de blocs de la digue à talus.

COTÉ OUEST					
Sections	1	2	3	4	5
LA CARAPACE					
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux	Blocs Cubiques Rainurés (BCR)			
Catégorie des blocs (t)	3 à 6	10	30	40	50
FILTRE SUPPORT					
Catégorie des blocs (t)	1 à 3		3 à 6		
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux				
FILTRE DE TRANSITION					
Catégorie des blocs (t)	0,5 à 2				
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux				
LA BUTÉE DE PIED					
Catégorie des blocs (t)	0,5 à 2		1 à 3	3 à 6	
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux				
COTÉ EST					
Sections	1		2	3	
LA CARAPACE					
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux		Blocs Cubiques Rainurés (BCR)		
Catégorie des blocs (t)	1 à 3		5	10	
FILTRE SUPPORT					
Catégorie des blocs (t)	0,5 à 2			1 à 3	
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux				
LA BUTÉE DU PIED					
Catégorie des blocs (t)	0,5 à 2			1 à 3	
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux				

Nota : Les Récapitulatifs des calculs ainsi les coupe sont reportés dans l'annexe 1.

IV.5. Conclusion :

Dans ce chapitre on a défini le dimensionnement les éléments constructifs de la digue à talus, et de vérifier les lois de Terzaghi.

CHAPITRE V : ETUDE DE STABILITE EXTERNE DU QUAI V.

V.1. Introduction

Ce chapitre s'articule autour du calcul des différents efforts qui sollicitent les caissons, ainsi que l'étude de stabilité tenant compte de toutes les sollicitations agissantes sur ce dernier et vérifier la stabilité au glissement, renversement et au poinçonnement ainsi que la stabilité en flottaison et cela pour les deux cas statique et dynamique.

V.2. Données essentielles du quai

Tableau V.1 : Caractéristique du quai.

Fonction d'ouvrage	Longueur totale	Coté de la surface de quai	Type de structure
Quai de vraquier	360m	+4.0m	Ouvrage-poids (caisson en béton armé)

Tableau V.2 : Elévation du quai.

Paramètres	Elévation
Surface du quai	+4.0m NGA
Fond de caisson	-20.5 NGA

Tableau V.3 : Dimensions du quai.

Paramètres	Dimensions
Longueur du quai	360m
Diamètre extérieur de caisson	15.0m
Diamètre intérieur de caisson	14.0m
Espacement entre défenses	16.05m
Espacement entre bollards	16.05m

V.3. La géométrie du caisson :

Nota : La géométrie des éléments de la structure du caisson sont reportés dans l'annexe 3.

- *Le radier :* Dalle en béton armé sur lequel le voile est encastré, il repose sur une assise en enrochement. Il est conçu pour supporter les charges descendantes et assurer leurs transmissions au sol de fondation.
- *Le voile :* Mur en béton armé sur lequel se trouve le couronnement, son rôle est de résister aux efforts générés par les remblais qui se trouvent à l'intérieur et à l'extérieur du caisson et aussi résister aux différents efforts comme celui de l'amarrage du navire.
- *Les clés de jonction :* ce sont des éléments servant de jonction entre les caissons.
- *Mur de couronnement* : qui intègre souvent une voie de circulation, permet l'accès le long de la digue. Cette caractéristique est essentielle lorsque le coté arrière est un lieu d'opérations portuaires telles que l'amarrage (quai).

- *La Dalle :* est une structure étendue sur deux directions horizontales supportant des charges verticales. Le schéma statique correspondant aux dalles est celui des plaques. La plaque est un milieu continu bidimensionnel, sa géométrie pouvant être représentée par une surface plane dont l'épaisseur est petite par rapport aux dimensions de la surface.
- *Mur de capping :* est une structure sur laquelle se dispose les défenses en caoutchouc qui reprend l'effort d'impact des navires à l'accostage et les bollards qui reprennent la force d'amarrage.

V.4. Caractéristiques des matériaux de construction

Tableau V.4 : Caractéristiques de matériaux.

Matériaux	Poids volumique γ (kN/m^3)	Poids volumique submergé γ' (kN/m^3)	Cohésion C	Angle de frottement interne φ (en degré°)
Remblai en roche de carrière (0-500 kg) en (TVC)	17	10	0	45
Remplissage des clés de jonction et remblai entre caisson (10-100 kg)	17	10	0	45
Assise en enrochement (1-15kg)	/	10	0	45
Roche (1-50 kg)	17	10	0	45

Tableau V.5 : Poids volumique de matériaux

Matériaux	Poids volumique (kN/m^3)
Structure métallique	78.50
Eau de mer	10.25
Caisson, partie au-dessus de l'eau	25.00
Caisson, partie submergée	15.00
Couronnement, mur de couronnement	25.00
Dalle coulée sur place	25.00
Béton de propreté	24.00

V.5. Hypothèse de calcul

V.5.1. Vérification du nombre de stabilité

Les analyses de stabilité des ouvrages soumis à l'attaque de la houle sont habituellement basées sur le nombre de stabilité Ns, définit comme suit :

$$Ns = \frac{H}{\Delta \times D}$$

Avec :

- D : La hauteur ou la largeur du caisson
- H : La hauteur de la houle au pied de l'ouvrage
- $\Delta = \gamma s/\gamma w - 1$

AN :

$$Ns = \frac{8.81}{\left(\frac{17}{10.25} - 1\right) \times 21.6} = 0.62 \ < 1,$$

$Condition\ vérifier\ (L'ouvrage\ fixe\ ne\ tolèrent\ aucun\ dommage)$

V.5.2. Distance de l'écran fictif par rapport au centre du caisson

Pour le calcul des poussées, on suppose que celle-ci s'exerce sur un écran fictif plan et vertical qui passe par le centre de gravité de la couronne arrière du caisson. Cette distance est définie par $d0$ et on la calcule à partir du théorème de Guldin :

$$d_0 = \frac{4(R^3 - r^3)sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{3(R^2 - r^2)\alpha}$$

Avec :

- R : rayon de la paroi extérieure du caisson.
- r : rayon de la paroi intérieure du caisson.
- α : angle au centre du secteur de la couronne.

$$\alpha = \sin^{-1}\frac{1.5}{7.5} = 11.54°$$

$$d_0 = 5.55m$$

Largeur de l'écran fictif :

$$l_0 = 2\sqrt{R^2 - {d_0}^2} = 10.09m$$

V.5.3. Calcul des efforts appliqués sur les caissons :

Afin de vérifier la stabilité des caissons on va procéder au calcul des différentes forces qui agissent sur ces structures à savoir :

- Poids propre.
- Force d'amarrage.

- Charges des équipements principaux.
- Force des vagues.
- Pression hydrostatique marnage.
- Force d'inertie d'un séisme.
- Pression hydrodynamique séismique.
- Énergie d'accostage.

V.5.3.1. Poids propre de l'ouvrage

Le caisson sera soumis à son poids propre, qui est celui :

- Du radier, Voile
- De la dalle de couronnement
- Mur de couronnement
- Mur de capping
- Du poids des matériaux de remplissage (Remblai TVC, Remblai entre caisson)

Le poids est considéré pour réduire la poussée d'Archimède déterminée dans les hypothèses les plus défavorables. Il 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 du poids diminue le moment stabilisateur et augmente le risque de glissement. Le tableau ci-dessous présentent récapitulatif de calcul du poids propre des différentes composantes des caissons et leurs moments par rapport au point de renversement, les détails de calcul sont présentés dans l'annexe 2.

Tableau V.6 : Résultat de calcul de poids propre du caisson.

Niveaux d'eau	P (kN/caisson)	e_h (m)	Mh (kN.m)	e_v (m)	Mv (kN.m)
"+0,7 m"	152 529,45	14,11	2 152 321,93	17,65	2 692 565,15
"+0,34 m"	153 373,90	14,05	2 154 974,46	17,65	2 707 799,65
"-0,26 m"	155 956,80	14,16	2 208 199,48	17,66	2 754 420,99
"-0,6 m"	157 176,10	14,20	2 232 664,37	17,66	2 776 429,36

V.5.3.2. Charge de déchargeur

Paramètres de base de déchargeur : Ecartement : 18m, Entraxe : 17m, Nombre de roues roulant sur le rail côté de mer : 14, Nombre de roues roulant sur le rail côté de terre : 8. L'empattement est présenté dans la figure V.1 et V.2.

Charge de déchargeur : La pression maximale en service est de 600kN, celle maximale hors service est de 650kN. Les forces parallèle et perpendiculaire au rail sont prévues de 10% de la pression de roue.

Type de rail pour le déchargeur : QU120

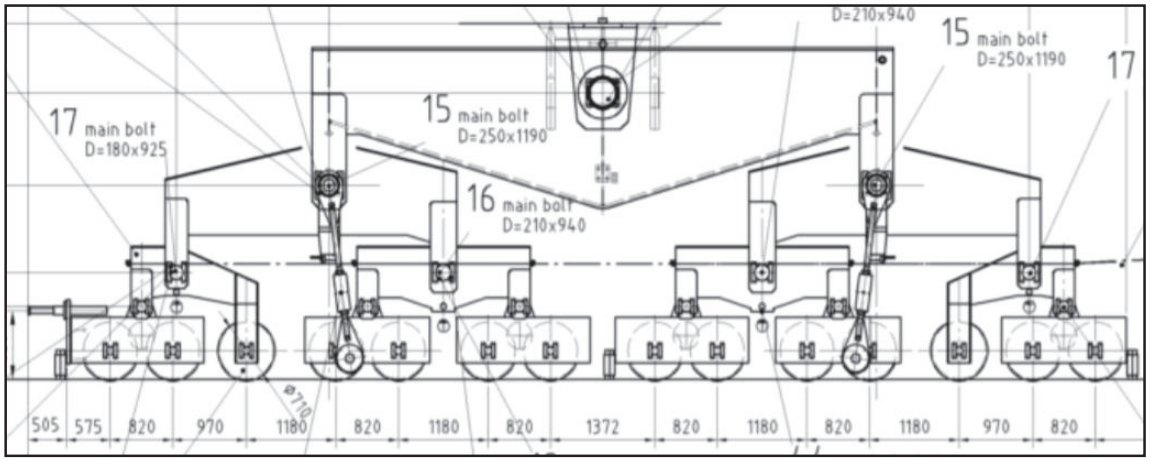


Figure V.2 : Position des roues côté mer de déchargeur.

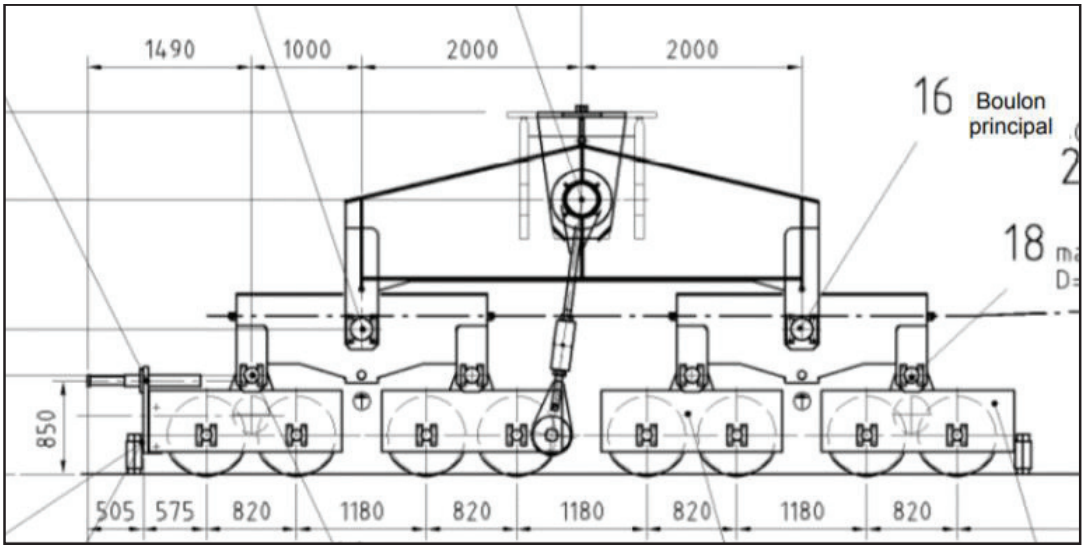


Figure V.1: Position des roues côté port de déchargeur.

Tableau V.7 : Charge de calcul exercée par le déchargeur sur un caisson.

	Orientation de la charge	F_V (kN)	F_V (kN)	e_v(m)	M_v (kN.m)
Charge de roue en service	Verticale côté mer	600 × 14 = 8 400	13 200	8	105 600
	Verticale côté bassin	600 × 8 = 4 800			
Charge de roue hors service	Verticale côté mer	650 × 14 = 9 100	14 300	8	114 400
	Verticale côté bassin	650 × 8 = 5 200			

	Orientation de la charge	F_h (kN)	F_h (kN)	e_h(m)	M_h (kN.m)
Charge de roue en service	Horizontale côté mer (rail vertical)	60 × 14 = 840	1 320	24.5	32 340
	Horizontale côté bassin (rail vertical)	60 × 8 = 480			
Charge de roue hors service	Horizontale côté mer (rail vertical)	65 × 14 = 910	1 430	24.5	35 035
	Horizontale côté bassin (rail vertical)	65 × 8 = 520			

V.5.3.3. Poussées dues aux surcharges

La charge uniformément repartie du quai est considérée comme 20 kPa

Tableau V.8 : Valeur de la force et du moment des poussées dues aux surcharges sur le quai.

Type de charge	Pq (kN/Caisson)	e_v (m)	M_v (kN.m)
Charge uniformément répartie sur le quai	6 560	12.8	83 968
Charge uniformément répartie côté bassin	4 992	10.25	51 168
Charge uniformément répartie côté mer	1 568	2.6	4 076.8

V.5.3.4. Charge des machines mobiles

Selon le type et la fonction de ce quai, les machines mobiles sont en général utilisées pour l'installation d'autres équipements (comme le convoyeur à courroie) et l'opération de révision et de maintenance des équipements lors de l'installation ou la mise en application du quai. On propose d'appliquer la grue sur porteur de 70t comme la machine mobile de ce quai. Les charges de la grue sur porteur de 70t sont comme suit :

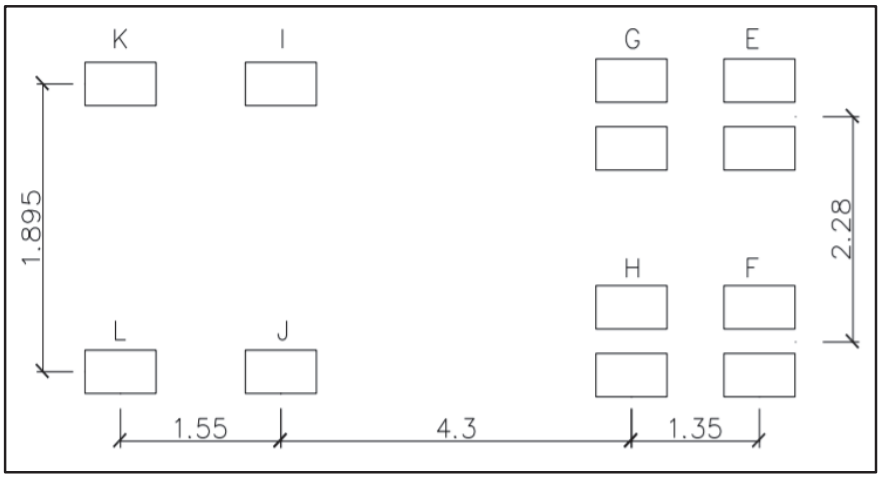


Figure V.3 : Disposition de charge de la grue sur porteur de 70t

Charge de circulation : essieu KL (12t), essieu IJ (11t), essieu GH (14t), essieu EF (13t)
Charge en état de fonctionnement : opération des supports, entraxe des supports

(6mx6m), plaque des supports (300mmx300mm), tension max des supports (50t).

V.5.3.5. Force des vagues

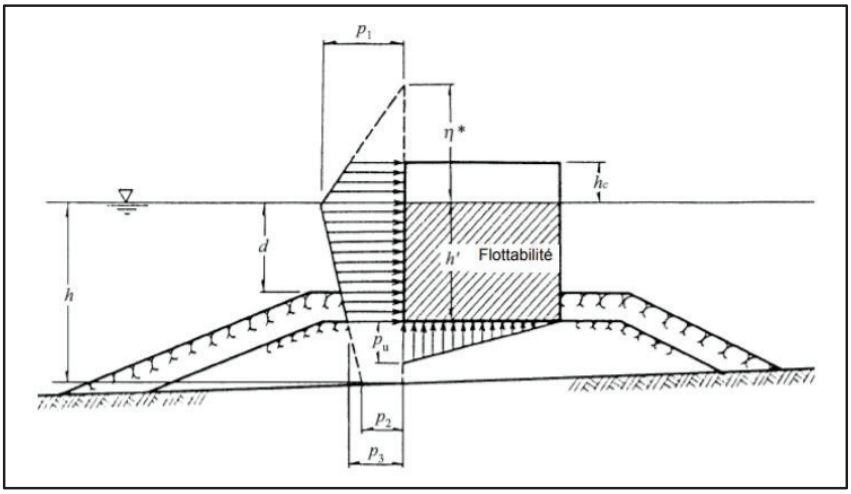


Figure V.4 : Plans de calcul de la force des vagues crêtes au quai droit.

Les valeurs théoriques des pressions hydrodynamiques calculées par la formule de Goda sont données par les formules suivantes :

- $\eta^* = 0.75\big(1 + cos(\beta)\big)\lambda_1 H_d$
- $P_1 = 0.5\big(1 + cos(\beta)\big)\big(\lambda_1\alpha_1 + \lambda_2\alpha_2 cos^2(\beta)\big)\rho g H_d$

- $P_2 = \frac{P_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}$
- $P_3 = \alpha_3 P_1$
- $p_u = 0.5\left(1 + cos(\beta)\right)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\rho g H_d$

- $\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \times \left(\frac{\frac{4\pi h}{L}}{sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)}\right)^2$

- $\alpha_2 = min\left(\frac{h_b - d}{3h_b}\left(\frac{H_d}{d}\right)^2 ; \frac{2d}{H_d}\right)$
- $\alpha_3 = 1 - \frac{h\prime}{h}\left(1 - \frac{1}{cosh(2\pi h L)}\right)$

Avec :

- η* : hauteur au-dessus du niveau de l'eau calme à laquelle l'intensité de la pression des vagues est de 0
- p1 : intensité de la pression des vagues au niveau de l'eau calme
- p2 : intensité de la pression des vagues au fond de la mer
- p3 : intensité de la pression des vagues au pied de la paroi verticale
- pu : pression de soulèvement agissant sur le bas de la paroi verticale.
- β : Angle d'incidence de la houle.
- Hs : Hauteur significative de la houle.
- Ts : Période significative de la houle.
- Hd = hauteur des vagues égale à 1.8Hs.
- L : longueur d'onde de la houle en pied de structure.
- λi : Des coefficients égaux à 1 pour un mur vertical, mais qui dépendent du type de structure.
- hb : Profondeur d'eau à une distance de la digue égale à 5Hs
- hc : hauteur du caisson par rapport au niveau d'eau.
- d : hauteur d'eau par rapport à la protection devant le caisson
- h : Profondeur totale d'eau au pied de l'ouvrage.
- h' : Profondeur d'eau au pied du mur vertical.
- α : Angle de la paroi incliné par rapport à l'horizontal.

La force des vagues est calculée selon l'article 4.7 d'OCDI 2009 (OVERSEAS COASTAL AREA DEVELOPMENT INSTITUTE OF JAPAN). Veilliez voir l'annexe 2 pour le calcul de la force des vagues. Les résultats du calcul de force des vagues sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Valeurs des forces et des moments des houles sous l'effet de la crête d'onde.

Niveaux d'eau	Force de résultant horizontal	Mh (kN.m)	Force de résultant vertical	Mv (kN.m)
"+0,7 m"	53 296,53	817 948,92	26 656,06	641 522,49
"+0,34 m"	53 392,37	815 161,04	26 864,29	646 533,81
"-0,26 m"	53 534,97	809 967,65	27 215,00	654 974,23
"-0,6 m"	53 606,80	806 731,95	27 415,76	659 806,00

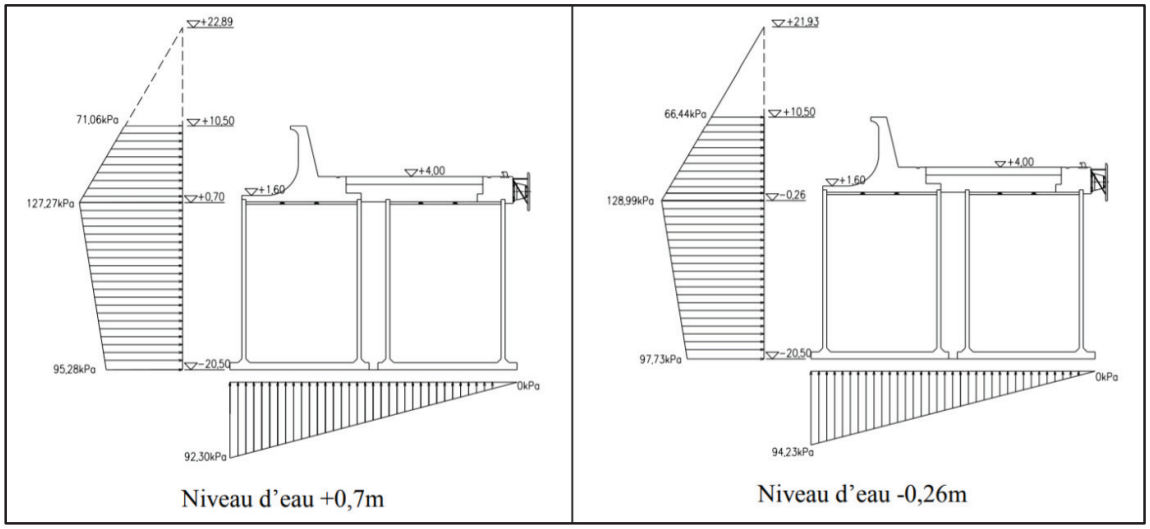


Figure V.5 : Schéma de distribution des forces des vagues à la crête.

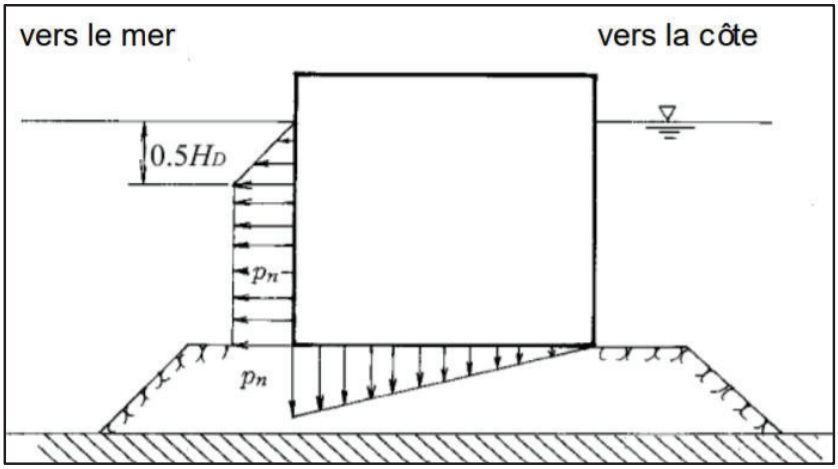


Figure V.6 : Plans de calcul de la force des vagues creux au quai droit.

$$p_n = 0.5\rho g H_d$$

Tableau V.10 : Valeurs des forces et des moments des houles sous l'effet du creux d'onde.

Niveaux d'eau	Force de résultant horizontal	Mh (kN.m)	Force de résultant vertical	Mv (kN.m)
"+0,7 m"	22 412.29	196 549.82	23 471.43	273 833.30
"+0,34 m"	21 944.16	188 565.66	23 471.43	273 833.30
"-0,26 m"	21 163.94	175 633.22	23 471.43	273 833.30
"-0,6 m"	20 721.82	168 512.64	23 471.43	273 833.30

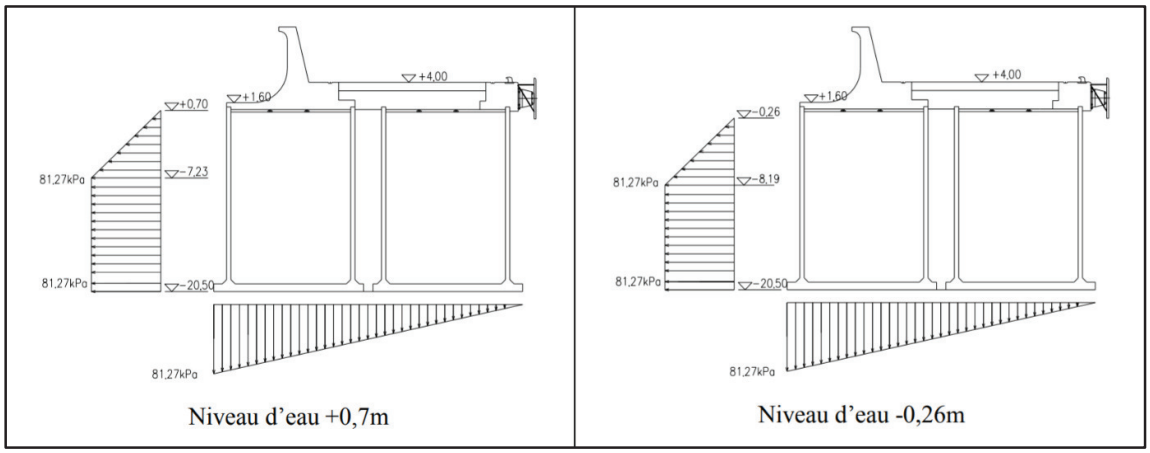


Figure V.7 : Schéma de répartition de la force des houles sous l'effet du creux d'onde.

V.5.3.6. Force due au séisme

L'analyse sismique de ce projet est faite selon RPA99 / VERSION 2003 et la vérification est faite à l'aide de la méthode pseudo-statique. La force d'inertie du séisme qui fonctionne au centre de masse de structure de quai orthostatique est calculée selon la direction horizontale Fh et la direction verticale Fv, le coefficient sismique est calculé selon la formule suivante :

$$F_h = P \times K_h$$

$$F_v = P \times (\pm K_v)$$

Où :

- Fh : Composante horizontale de la force due au séisme.
- Fv : Composante verticale de la force due au séisme.
- Kh : Accélération horizontale de séisme, = 0.25.
- Kv : Accélération verticale de séisme : 0.3Kh = 0.075.
- P : Poids propre du quai par caisson.

Tableau V.11 : Valeurs des forces et des moments dus au séisme.

Niveaux d'eau	P (kN/caisson)	F_h (kN/caisson)	e_h (m)	M_h (kN.m)	F_v (kN/caisson)	e_v (m)	M_v (kN.m)
"+0,34 m"	153 373,90	38 343,48	14,05	538 725,89	11 503,04	17,65	203 028,70
"-0,26 m"	155 956,80	38 989,20	14,16	552 087,07	11 696,76	17,66	206 564,78

V.5.3.7. Pression hydrodynamique

Calcul de pression hydrodynamique de sismique est fait selon annexe E,8 de BS EN 1998-5, formule calculée comme suit :

$$q(z) = \pm\frac{7}{8} \times K_h \times \gamma_w \times h^{1/2} \times z^{1/2}$$

$$F(z) = \pm\frac{7}{12} \times K_h \times \gamma_w \times h^{1/2} \times z^{3/2}$$

$$M(z) = \pm\frac{7}{30} \times K_h \times \gamma_w \times h^{1/2} \times z^{5/2}$$

Où :

- q(z) : Pression hydrodynamique de sismique (kN/m²).
- H : Hauteur de la surface libre(m).
- z : Distance de points de calcul à surface de l'eau(m).
- F(z) : Force de résultante de pression hydrodynamiques (kN/ml).
- M(z) : Moment de force de résultante de pression hydrodynamiques (KN*m/ml)

Tableau V.12 : Valeurs des forces et des moments dus aux poussées hydrodynamiques.

Coefficient de sismique horizontal	K_h	0,25	0,25
Longueur longitudinale de caisson	Lc	16,00	16,00
Niveau d'eau de conception	DWL	+ 0,34	- 0,26
Niveau de fond du caisson	Eb	20,50	20,50
Hauteur de la surface libre	h	20,84	20,24
Poids d'eau de mer	γ_w	10,25	10,25
Pression hydrodynamique de sismique	q	46,34	45,67
Force de résultante de pression hydrodynamique	F	10 387,14	9 797,64
Moment de force de résultante de pression hydrodynamique	M	86 587,22	79 321,73

V.5.3.8. Poussée hydrostatique de marnage :

Cette force est occasionnée par la présence de la nappe, il en résulte lorsque le niveau du plan d'eau est inférieur à celui de la nappe, des efforts agissants sur le caisson dans le même sens des poussées des terres.

Bien que le phénomène de la marée soit faible, nous le tiendrons en compte dans nos calculs. La pression due au marnage est donnée par la formule suivante :

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

e : marnage (e=0.34m)

Poussée hydrostatique triangulaire P_{m1}

$$P_{m1} = 0.5 \times \sigma \times H$$

Avec :

H : Profondeur sur laquelle s'applique le marnage (m)

AN :

$$\sigma = 0.34 \times 10.25 = 3.49 kN/m^2$$

$$P_{m1} = 0.5 \times 3.49 \times 0.34 = 0.59 kN/ml$$

$$P_{m1} = 0.59 \times 10.09 = 5.97 kN/caisson$$

Point d'application de la poussée P_{m1} :

$$Y_{G1} = H + \frac{e}{3} = 20.5 + \frac{0.34}{3} = 20.61m$$

Poussée hydrostatique P_{m2}

$$P_{m2} = \sigma \times H$$

$$P_{m2} = 3.49 \times 20.5 = 71.44 kN/ml$$

$$P_{m2} = 71.44 \times 10.09 = 720.83 kN/caisson$$

Point d'application de la poussée P_{m2} :

$$Y_{G2} = \frac{H}{2} = \frac{20.5}{2} = 10.25m$$

Tableau V.13 : Valeurs des forces et des moments dus aux poussées hydrostatiques de marnage

Poussée hydrostatique de marnage	P (kN/caisson)	e_h (m)	Mh (kN.m)
P_{m1}	5.97	20.61	123.04
P_{m2}	720.83	10.25	7 388.51

V.5.3.9. Force d'amarrage

La charge d'amarrage est calculée selon BS 6349 (Partie 1 et Partie 4). Les actions communes du vent et du courant d'eau doivent être considérées lors du calcul, la vitesse conçue du vent V=22m/s (la vitesse moyenne du vent de 1 min), la vitesse conçue du courant V=0,3m/s. Lorsque la vitesse du vent est supérieure à la vitesse projetée du vent, les bateaux doivent arrêter des opérations, et puis quitter la poste d'amarrage. L'angle de varangues horizontal α pour la charge d'amarrage ne dépasse pas 90º, et celui longitudinal β ne dépasse pas 25º.

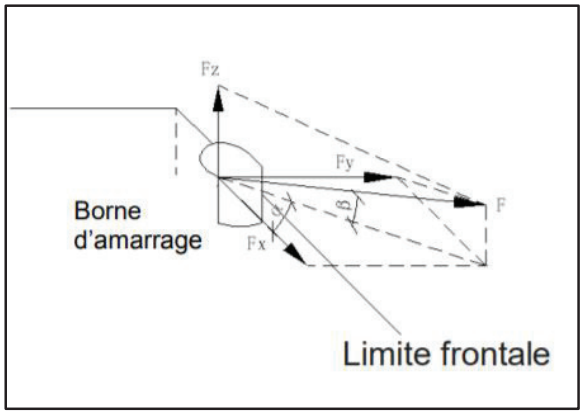


Figure V.8 : Plans de calcul de la force d'amarrage

Les bornes d'amarrage prévues pour le poste de ce projet sont les bornes de 200t, dont la distance partielle est de 16,05m

$$F_h = 2000 * \cos(25) * \sin(90) = 1812.6$$

$$F_V = 2000 * \sin(25) = 845.2$$

Tableau V.14 : Valeurs des forces et des moments dus aux forces d'amarrage sur caisson

Niveaux d'eau	P (kN/caisson)	F_h (kN/caisson)	e_h (m)	M_h (kN.m)	F_v (kN/caisson)	e_v (m)	M_v (kN.m)
Bollard	2 000	1 812.6	25	45 315	845.2	1.5	1 268

V.5.3.10. Effort d'accostage

L'accostage est la dernière étape d'une série de manœuvres que le navire effectue pour passer de la fin de sa route de navigation à une position d'amarrage à un poste désigné, où il sera pris en charge pour les opérations portuaires. L'importance d'un accostage est caractérisée par l'énergie cinétique absorbée pendant le choc par l'ouvrage d'accostage, le navire et l'eau.

D'après Rosa (2000), la force d'accostage sur un ouvrage rigide protégé par un système de défenses est calculée en faisant l'hypothèse que la totalité de l'énergie cinétique initiale est dissipée par le système de défenses. Donc l'énergie d'accostage n'intervient pas dans l'étude de la stabilité, son calcul sera effectué en premier lieu pour choisir le type de défenses à adapter. L'énergie cinétique d'accostage est calculée en appliquant des coefficients correctifs à l'énergie cinétique du navire au moment du choc, comme détaillé ci-après : L'équation de l'énergie cinétique est :

$$E = 1/2 \times M_D \times V_B^2 \times C_M \times C_E \times C_S \times C_c$$

Où :

- M_D : Déplacement du navire
- V_B : Vitesse d'accostage
- C_M : Coefficient de masse ajoutée
- C_E : Coefficient d'excentricité
- C_S : Coefficient de souplesse de coque
- C_C : Coefficient de configuration de quai

Coefficient de masse ajoutée C_M :

Lorsque le navire est en mouvement et qu'il entre en contact avec la défense, le navire décélère et une certaine masse d'eau entoure le navire et se déplace avec elle. On tient compte de cette masse additionnelle dans le coefficient de masse virtuelle (CM) qui est fonction du coefficient de remplissage du navire, de son tirant d'eau et de sa largeur.

$$C_M = 1 + \frac{2D}{B}$$

Où :

- D : Tirant d'eau
- B : Largeur du navire

Coefficient d'excentricité C_E :

Habituellement, le navire n'est pas parallèle à la face du quai durant l'accostage. Par conséquent, ce n'est pas toute l'énergie cinétique qui sera impartie à la défense. Au moment de l'impact, le navire commencera à tourner autour du point de contact et ainsi, une partie de son énergie se dissipera. Le coefficient d'excentricité est introduit pour tenir compte de cette condition.

$$C_E = \frac{k^2 + r^2 + cos^2(\gamma)}{k^2 + r^2}$$

$$k = (0.19C_B + 0.11)L_{BP}$$

$$r = \sqrt{\left(\frac{L_{BP}}{2} - x\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2}$$

$$x = \frac{L_{BP}}{4}$$

$$C_B = max\left[0.71\ ;\ min\left(0.88\ ;\ \frac{M_D}{L_{BP}.B.D.\rho}\right)\right]$$

Où :

- k : Rayon de giration du navire
- r : Distance entre le centre de gravité du navire et le point d'impact.
- CB : Coefficient de bloc du navire

- γ: Angle de la ligne entre le point d'impact et le centre de gravité de l'embarcation et le vecteur de vitesse.
- L_{BP} : Longueur entre perpendiculaires
- x: Distance entre point d'impact et proue de navire

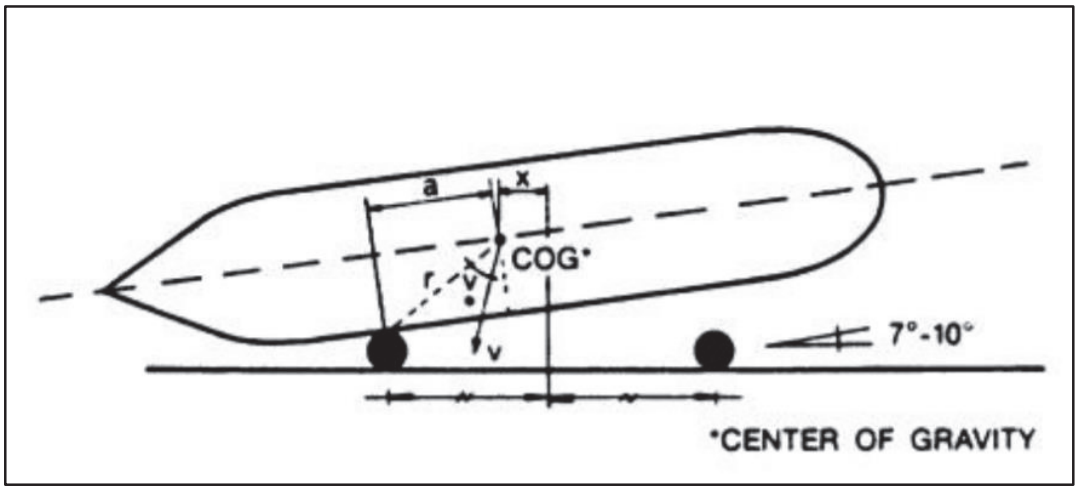


Figure V.9 : Schéma d'accostage et des charges des navires sur le quai

Coefficient de souplesse de coque C_S :

Ce facteur exprime la relation entre la rigidité du navire et celle de la défense. Il dénote qu'une proportion de l'énergie d'impact est absorbée par la défense. Dans le cas d'une défense souple : Cs= 1,0 ; la déflexion de la coque du navire sera négligeable et, par conséquent, toute l'énergie sera absorbée par la défense.

Coefficient de configuration de quai C_C :

Dans la phase dynamique de fin d'accostage, le frottement hydraulique intervient en s'opposant au mouvement du navire par rapport à l'eau, notamment au début de l'écrasement des défenses. On caractérise ce phénomène par un paramètre adimensionnel Cc, inférieur à 1, qui représente le fait que si le navire accoste sur un ouvrage plein, la surpression générée par l'eau emprisonnée entre l'ouvrage et le navire freine le navire un peu avant qu'il ne touche l'ouvrage d'accostage.

Tableau V.15 : : Etat récapitulatif des résultats de l'énergie d'accostage

Type des navires conçus	Vitesse d'accostage (m/s)	Angle d'accostage(°)	Energie d'accostage normale E (kNm)	Energie d'accostage anormale EA (kNm)
Vracquier de 60000 DWT	0.2	9	1 568,72	2 745,26
Vracquier de 150000 DWT	0.15	9	2 192,63	3 288,94

Nota : Les détails de calcul de l'énergie d'accostage sont reportés dans l'annexe 2.

Choix de types des défenses :

Tableau V.16 : Coefficient de correction des caractéristiques de défense en caoutchouc

Coefficient de correction	Coefficient de correction d'énergie (TCFE)	Coefficient de correction de rédaction (TCFRF)
Tolérance de fabrication TOL ±10%	0.9	1.10
Coefficient de température TF plage de variation de température (-3°C ~ 41°C)	0.948	1.092
Coefficient de vitesse VF Vitesse d'accostage 0.15m/s	1.06	1.06
Coefficient d'angleAF degré d'angle d'accostage (9°max)	1	1
Coefficient de correction total TCF = TOL*TF*VS*AF	0.904	1.273

L'exigence minimale sur l'énergie nominale subie par la défense en caoutchouc est :

$$E_{RPD} \geq \frac{E_A}{TCF} = 3519.40$$

D'après les calculs susmentionnés, la défense en caoutchouc (SCN 2000 F2.0) est adoptée dans la structure du poste du présent projet, la distance partielle de disposition est de 16,05m, dont l'énergie subie et la réaction sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17 : Données de performance nominales de la défense en caoutchouc

Type de défense	Energie subie ERPD	Réaction RRPD
SCN 2000 F2.0	3800	3325

La réaction considérée de la défense en caoutchouc agissant sur la structure du quai est :

$$RF = R_{RPD} \times TCF_{RF} = 4234kN$$

V.5.3.10.1. Vérification de l'espacement des défenses :

L'espacement des défenses est calculé par la formule suivante :

$$S \leq \min \left[2\sqrt{R_B^2 - (R_B - P_U + \delta_F + C)^2} \, ; 0.15 L_{min} \right]$$

Où :

- S : Espacement de centre à centre
- R_B : Rayon de la proue
- P_U : Hauteur de défense non compressé, incluant la partie en caoutchouc et le tablier
- δ_F : Déformation de défense
- C : Distance nette entre le navire et la structure du quai, une distance minimale de 0.25m

Le calcul de l'espacement des défenses est effectué en considérant le modèle de navire le plus petit, à savoir un vraquier de 60 000 DWT, dont les paramètres de conception sont :

$$R_B = 0.5 \times \left[\frac{B_{min}}{2} + \frac{L_{min}^2}{8.B_{min}} \right] = 98.67m$$

PU = 2.55m ; δF = 1.44m ; C = 0.25m

$$2\sqrt{R_B^2 - (R_B - P_U + \delta_F + C)^2} = 26m$$

0.15Lmin = 33m

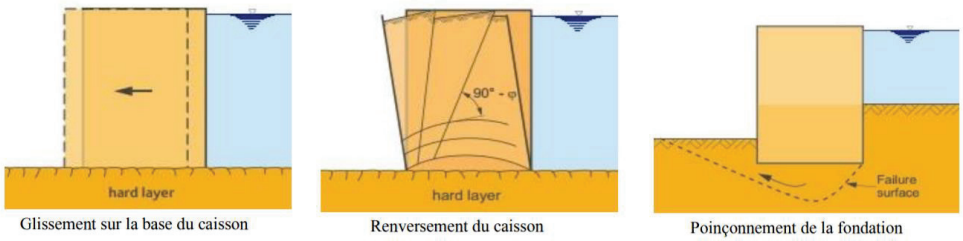
S = min (26 ; 33) = 26m

L'espacement de centre à centre des défenses prévu pour le présent projet est au maximum de 16,05m, qui satisfait aux exigences fixées.

V.6. Vérification de la stabilité :

L'étude de la stabilité des caissons vérifiera les quatre instabilités suivantes :

- Le glissement sur la base du caisson.
- Le renversement du caisson.
- Le poinçonnement de la fondation.
- Stabilité en flottaison.



Glissement sur la base du caisson | Renversement du caisson | Poinçonnement de la fondation

Figure V.10 : Schéma représentative de diffèrent cas de stabilité

V.6.1. Stabilité au glissement :

Cet état est matérialisé par l'équilibre des forces. Ainsi il devient important d'envisager l'éventualité du déplacement du caisson sur le plan de sa fondation. Les forces horizontales tendent à translater le caisson et la somme des forces verticales s'opposent à cette action. La résistance au cisaillement offerte par la base participe aussi à la stabilisation du quai. Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

Pour le cas statique :

$$f_{sg} = \frac{\sum forces\ résistantes}{\sum forces\ motrices} * \tan\varphi \geq 1.5$$

Pour le cas dynamique :

$$f_{sg} = \frac{\sum forces\ résistantes}{\sum foces\ motrices} * \tan\varphi \geq 1.1$$

Avec :

- F_{sg} : Facteur de sécurité vis à vis du glissement.

V.6.2. Stabilité au renversement :

Le caisson doit être conçu pour résister aux efforts qui peuvent provoquer son renversement. On définit la sécurité au renversement comme le rapport entre le moment stabilisant et le moment renversant.

On définit le coefficient de sécurité par la relation suivante :

Pour le cas statique :

$$f_{sr} = \frac{\sum moments\ stabilisants}{\sum moments\ moteurs} \geq 1.5$$

Pour le cas dynamique :

$$f_{sr} = \frac{\sum moments\ stabilisants}{\sum moments\ moteurs} \geq 1.1$$

Avec :

- Fs_R : Facteur de sécurité vis à vis du renversement.

V.6.3. Stabilité au non-poinçonnement :

La notion de portance (ou de capacité portante) de la fondation fait référence à un critère de rupture en cisaillement de la fondation pour des ruptures par poinçonnement. Ce sont des ruptures du sol de fondation caractérisées par le fait que le remblai s'affaisse en subissant des tractions. La rupture du sol de fondation est générale puisqu'elle intéresse la totalité de la largeur d'assise du remblai.

Pour le cas statique :

$$f_{sp} = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_{max}} \geq 3.0$$

Pour le cas dynamique :

$$f_{sp} = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_{max}} \geq 2.0$$

Avec :

- F_{SP} : Facteur de sécurité vis à vis du poinçonnement
- σ_{sol} : Capacité portante du sol
- σ_{max} : Contrainte verticale maximale sous la base du caisson

➢ **Condition de l'étude**

La couche de marne 4-2 était choisis comme la couche de support de la fondation du quai du présent projet, les caractéristiques physico-mécaniques de la couche marne se présentent comme suit :

Tableau V.18 : les caractéristiques physico-mécaniques de la couche marne

No de couche	Désignation de couche	N60	ρ	w	WL	WP	IP	φ`	Cu	CU (essais de cisaillement directs)	
		blows	g/ cm3	%	%	%	---	o	kPa	C (kPa)	Φ(°)
4-2	MARL	125,7	2,16	16,7	49,6	27,2	22,4		275,0	144,8	26,9

➢ **Processus de calcul**

La répartition de la contrainte de la crête du lit de fondation est :

$$\sigma_{max} = \frac{V_k}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{V_k}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$e = \frac{M_k}{V_k}$$

La répartition de la contrainte sur le sol :

- L'épaisseur du lit de fondation d =1,0m.
- La largeur du radier de caisson est B=17,5m.
- La largeur de la répartition de la contrainte sur le sol B1=17,5+2=19,5m.
- La masse volumique des enrochements du lit de fondation γ=10kN/m3.

La contrainte sur le sol est :

$$\sigma'_{max} = \frac{\sigma_{max}.B}{B1} + \gamma d$$

$$\sigma'_{min} = \frac{\sigma_{min}.B}{B1} + \gamma d$$

L'excentricité de la contrainte sur le sol

$$e' = \frac{\sigma'_{max} - \sigma'_{min}}{6(\sigma'_{max} + \sigma'_{min})} B1$$

La largeur efficace B1'= B1-2e'

La force perpendiculaire sur le sol

$$V'_k = 0.5(\sigma'_{max} + \sigma'_{\min})B1$$

La force horizontale sur le sol

$$H'_k = H_k$$

Le calcul de la capacité portante du sol :

La capacité portante du sol est calculée avec l'annexe D de NF EN 1997-1:2005, la formule est comme suit :

La valeur de calcul de la capacité portante peut être calculée au moyen de la formule :

$$R/A' = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0.5\,\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Avec :

— la capacité portante :
$N_q = e^{\pi \tan\varphi'} \tan^2(45 + \varphi'/2)$
$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi'$
$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan\varphi'$, avec $\delta \geq \varphi'/2$ (base rugueuse)

— l'inclinaison de la base de la fondation :
$b_c = b_q(1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$
$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan\varphi')^2$

— la forme de la fondation :
$s_q = 1 + (B'/L')\sin\varphi'$, pour une forme rectangulaire ;
$s_q = 1 + \sin\varphi'$, pour une forme carrée ou circulaire ;

— $s_\gamma = 1 - 0{,}3\,(B'/L')$, pour une forme rectangulaire ;
$s_\gamma = 0{,}7$, pour une forme carrée ou circulaire ;

— $s_c = (s_q \cdot N_q - 1)/(N_q - 1)$ pour une forme rectangulaire, carrée ou circulaire ;

— l'inclinaison de la charge due à la charge horizontale H :
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan\varphi')$;
$i_q = [1 - H/(V + A'c'\cot\varphi')]^m$;
$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c'\cot\varphi')]^{m+1}$.

avec :

$m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$ lorsque H agit dans la direction de B' ;

$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')]$ lorsque H agit dans la direction de L'.

Dans les cas où la composante horizontale de la charge agit selon une direction formant un angle θ avec la direction de L', on peut calculer m au moyen de la formule :

$$m = m_\theta = m_L \cos^2\theta + m_B \sin^2\theta$$

V.6.4. Résultat de calcul

Tableau V.20 : Récapitulatif des résultats de stabilité au glissement

ELU STATIQUE					
Combinaison	Les charges déstabilisantes	Les charges stabilisantes	Facteur de sécurité	Critère	
CS1	53 296,53	140 221,81	1,58	1,50	Vérifié
	53 606,80	144 190,64	1,62	1,50	Vérifié
CS2	54 726,53	154 521,81	1,70	1,50	Vérifié
	55 036,80	158 490,64	1,73	1,50	Vérifié
CS4	22 412,29	166 612,31	4,47	1,50	Vérifié
	20 721,82	171 258,96	4,97	1,50	Vérifié
CS5	23 842,29	180 912,31	4,56	1,50	Vérifié
	22 151,82	185 558,96	5,03	1,50	Vérifié
ELS STATIQUE					
CS3	19 431,60	163 544,30	5,06	1,50	Vérifié
	19 255,60	165 975,20	5,18	1,50	Vérifié
DYNAMIQUE					
CD1	48 730,62	141 870,86	1,75	1,10	Vérifié
	48 786,84	144 260,04	1,78	1,10	Vérifié

Tableau V.21 : Récapitulatif des résultats de stabilité au renversement

ELU STATIQUE					
Combinaison	Les moments déstabilisantes	Les moments stabilisantes	Facteur de Securité	Critère	
CS1	1 202 862,41	2 692 565,15	2,24	1,50	Vérifié
	1 202 615,55	2 776 429,36	2,31	1,50	Vérifié
CS2	1 237 897,41	2 807 030,15	2,27	1,50	Vérifié
	1 237 650,55	2 890 894,36	2,34	1,50	Vérifié
CS4	32 249,84	2 692 565,15	83,49	1,50	Vérifié
	4 212,66	2 776 429,36	659,07	1,50	Vérifié
CS5	67 284,84	2 807 030,15	41,72	1,50	Vérifié
	39 247,66	2 890 894,36	73,66	1,50	Vérifié
ELS STATIQUE					
CS3	424 041,00	2 841 667,65	6,70	1,50	Vérifié
	418 257,00	2 888 288,99	6,91	1,50	Vérifié
DYNAMIQUE					
CD1	625 312,89	2 504 770,95	4,01	1,10	Vérifié
	631 409,07	2 547 856,21	4,04	1,10	Vérifié

Tableau V.22 : Récapitulatif des résultats de stabilité au poinçonnement

Type de caisson	Niveau d'eau / Fz	Combinaison	F_{SP}	Critère	
Caisson de côté mer	+0.7m	CP2	16.63	3	Vérifié
		CP3	16.23	3	Vérifié
	-0.26m	CP2	16.43	3	Vérifié
		CP3	16.03	3	Vérifié
	y + 0.25g	CD1	7.05	2	Vérifié
	z - 0.075g	CD2	7.01	2	Vérifié
	y +0.25g	CD1	7.59	2	Vérifié
	z +0.075g	CD2	7.55	2	Vérifié
Caisson de côté mer	+0.7m	CP2	7.9	3	Vérifié
		CP3	7.6	3	Vérifié
	-0.26m	CP2	7.9	3	Vérifié
		CP3	7.6	3	Vérifié
	y + 0.25g	CD1	6.99	2	Vérifié
	z - 0.075g	CD2	6.91	2	Vérifié
	y +0.25g	CD1	7.51	2	Vérifié
	z +0.075g	CD2	7.42	2	Vérifié

Nota : Les détails de calcul de la stabilité au glissement, au renversement ainsi qu'au poinçonnement sont reportés dans annexe2.

V.6.5. Etude de flottaison

- **Le tirant d'eau**

D'après la deuxième loi fondamentale de la statique (loi de Newton), on a :

$\sum F_{ext} = 0$

Les forces s'exerçant sur les caissons sont :

Poussées d'Archimède

$$F_A = \gamma_w \times V_i \times g$$

Avec :

- γ_w : Le poids volumique de l'eau de mer
- g : L'accélération de pesanteur
- V_i : Le volume immergé

$$V_i = V_r + V_f + V_c$$

$$V_f = \pi R^2{}_{ext}(x - e)$$

$$V_c = 2S_c(x - e)$$

Avec :

- V_r : Le volume de radier
- V_f : Le volume du fût immergé
- V_c : Le volume des clés immergées
- x : Le tirant d'eau
- e : Epaisseur de radier

La force due aux poids propres du caisson

$$F_p = (\gamma' V_{bi} + \gamma V_{be})g$$

Avec :

- γ' : Le poids volumique déjaugé du béton.
- V_{bi} Le volume de béton immergé
- γ : Le poids volumique du béton
- V_{be} le volume béton émergé

$$V_{bi} = V_r + V_{fl} + V_{cl}$$

$$V_{fl} = \pi({R^2}_{ext} - {R^2}_{int})(x - e)$$

$$V_{cl} = 2S_c(x - e)$$

$$V_{be} = V_{ve} + V_{ce}$$

$$V_{ve} = \pi({R^2}_{ext} - {R^2}_{int})(h - x)$$

$$V_{cl} = 2S_c(h - x)$$

Equation d'équilibre :

$$\sum F_{ext} = 0 => F_p - F_A = 0$$

$$=> x = 7.9$$

Le tirant d'eau calculé est x = 7.9m

- **Stabilité en flottaison**

Volume :

- Radier : Vr =244.62 m³
- Fut : Vr = 442.78 m³

Le centre de gravité

- Radier : OG = 0.525m
- Fut : OG = 10.775m

$$OG_{caisson} = \frac{G_{radier}V_{radier} + G_{fut}V_{fut}}{V_{radier}V_{fut}} = 7.13m$$

Centre de poussée

$$OC = \frac{x}{2} = 3.95m$$

$$a = OG - OC = 3.18m$$

Distance métacentrique :

$$S = \pi R^2{}_{ext} + 3$$

$$V = \pi R^2{}_{ext} X$$

$$b = \frac{S(2R_{ext})^2}{12V}$$

AN :

- S =179.63m²
- V=1391.74m³
- b = 2.41m

La stabilité d'un flotteur exige que la valeur b – a > 0

b – a = -0.78 Donc le caisson n'est pas stable en flottaison à vide, il nécessite lest solide (enrochement + eau de mer) pour la phase transport au niveau du site d'échouage.

Pour la détermination de la hauteur du lest (h), on applique la deuxième loi de la statique

La force due au poids propre du caisson

$$F_p = (\gamma' V_{bi} + \gamma V_{be} + \gamma_w R^2{}_{int}\pi h)g$$

On fait varier la hauteur de l'eau de mer pour assurer la stabilité en flottaison (Itérations) Après simplification et résolution de l'équation à l'aide de l'outil informatique (Excel). On a trouvé les résultats suivants :

Itération	h	x	a	b	b-a
Itération 01	4	8.5	2.5	2.0	-0.5 < 0
Itération 02	5	11	1.98	1.77	-0.21 < 0
Itération 03	6	12.4	0.93	1.53	0.6 > 0

Donc le caisson est stable en flottaison, alors il nécessite l'ajout de 6 m de hauteur d'eau de mer pour assurer la stabilité en flottaison.

V.7. Conclusion :

Après avoir défini et calculé les différentes charges agissantes sur le quai, en tenant compte des combinaisons on a pu vérifier la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement), ainsi que la stabilité en flottaison.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

VI.

VI.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, nous calculons les efforts internes dans chaque élément de structure et la section d'armatures nécessaire en se basant sur les règles du BAEL.

VI.2. Ferraillages du couronnement de la digue à talus

Le calcul comporte :

- Le calcul de l'effort interne de couronnement, y compris le bras suspendu.
- Le calcul du ferraillage de couronnement, y compris le bras suspendu.

VI.2.1. Force de houles

Le calcul de la force de houles se réfère à l'article 5.2.2.12 de The Rock Manual.

$$F_H = (\rho_w \; g \; d_c \; L_{op}\;)(a\frac{H_s}{R_{ca}} - b)$$

$$q = F_H / \; d_c$$

Où :

- Hs : Hauteur efficace de houle.
- L_{op} : Longueur de houle.
- ds : Hauteur de couronnement.
- Rca : La distance entre le sommet de la digue et la surface d'eau.
- dc : Pression de la houle sur le mur de couronnement (kN/m/ml)
- a, b : Coefficient empiriques, les valeurs sont prises selon le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Coefficients empiriques a et b servant à calculer les forces exercées par la houle sur mur de couronnement

La coupe transversale dans la figure VI.1	Intervalles des paramètres lors des essais			Valeurs de dépassement pour les coefficients est à 0.1%	
	R_{ca}	$S_{op} = H_s/L_{op}$	H_s / R_{ca}	a	b
A	5.60 - 10.60	0.016 - 0.036	0.760 - 2.50	0.051	0.026
B	1.50 - 3.00	0.005 - 0.011	0.820 - 2.40	0.025	0.016
C	0.10*	0.023 - 0.070	0.90 - 2.10	0.043	0.038
D	0.14*	0.040 - 0.050	1.43	0.028	0.025
E	0.189	0.040 - 0.050	1.11	0.011	0.010

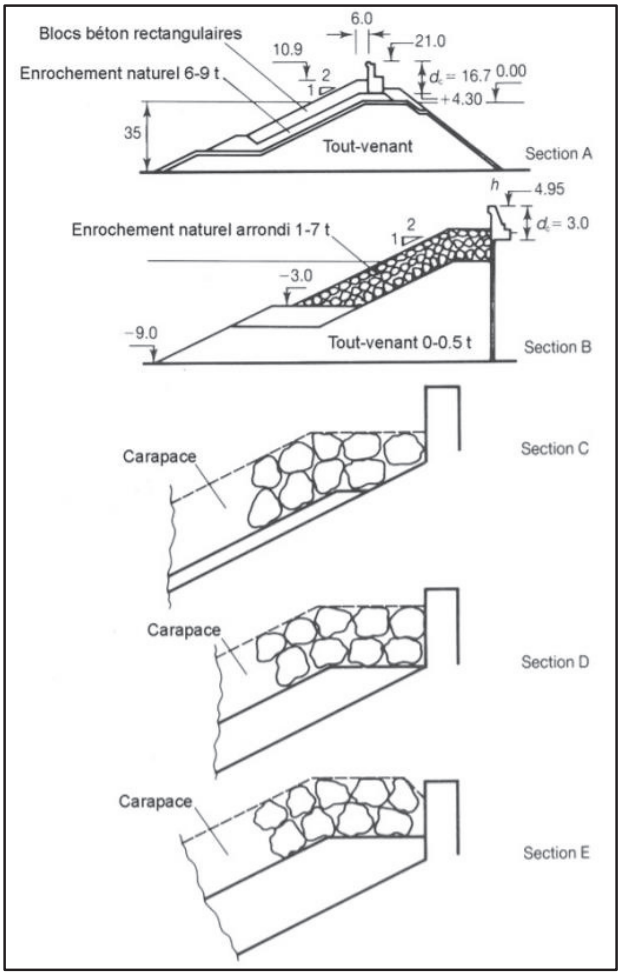


Figure VI.1 : Sections des murs de couronnement des essais de Jeansen 1984 et Bradbury et al.1988

Nota : Les détails de calcul de force de houle sont présentés dans l'Annexe3, les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : Résultats de calcul de force de la houle

	Pression de houle (kN/m²)	Coefficient de réduction	Pression de houle après réduction (kN/m²)
Section 1-2	41	0.5	20.5
Section 3	43.06	0.5	21.53
Section 4	51.94	0.5	25.97
Section 5	53.59	0.9	48.23

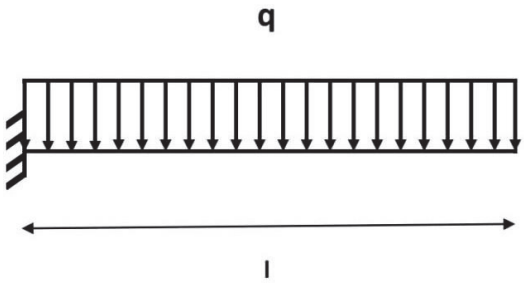
Nota : En considérant l'effet d'inclinaison de houle et l'effet de l'abri de BCR aux couronnements soumis de pression de houle, ainsi que les résultats d'expérience de modèle en 2D de la digue, le coefficient de réduction de la pression de houle pour le corps de la digue est pris de 0,5 et 0,9 pour ce qui au musoir. Aucune réduction pour la force de flottabilité.

VI.2.2. Combinaison de charges

Les combinaisons de charges pour le calcul de l'effort interne de bras suspendu et les charges concernées dans ces combinaisons de charges ainsi que les coefficients sécurité partiel de charge sont présentées dans des tableaux en annexes 3.

VI.2.3. Calcul de l'effort interne de bras suspendu

Méthode et résultat de calcul de l'effort interne du bras suspendu de couronnement



$$M = \frac{ql^2}{2} ; V = ql$$

Où :

- M : Moment de l'extrême de bras suspendu (kN.m/ml).
- V : Effort tranchant de l'extrême de bras suspendu (kN/ml).
- q : Valeur de charge répartie sur bras suspendu (KN/m/ml).
- l : Longueur de bras suspendu (m) .

Fissuration

Vue à l'état de fissuration « fissuration très préjudiciables » dans cet ouvrage, le ferraillage se fera à l'ELS.

Tableau VI.3 : Résultat des efforts interne du bras suspendu de couronnement

Section / Etat de conception	ELS	
	CC1	
	Moment (kN.m)	Effort tranchant (kN)
Section 1-2	144.14	107.63
Section 3	218	136
Section 4	263	164
Section 5	868	405

VI.2.4. Calcul du ferraillage du couronnement

Le calcul du ferraillage du couronnement se base sur BAEL 91 révisées 99.

Voir l'annexe 3 pour le détail calcul de ferraillage du couronnement, Les résultats du calcul de sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Résumé des résultats du calcul de ferraillage du couronnement

Section	Coté	Armatures	
		Longitudinales	Transversales
Section 1-2	Extérieur	6HA20	4HA16
	Intérieur	6HA20	
Section 3	Extérieur	7HA20	4HA16
	Intérieur	7HA20	
Section 4	Extérieur	7HA20	4HA16
	Intérieur	7HA20	
Section 5	Extérieur	7HA25	4HA20
	Intérieur	7HA25	

VI.3. Ferraillage de la chaussée de la digue à talus

L'épaisseur de la chaussée du plot CH0~95m est de 550mm, celle du plot CH+95m~760m est de 850mm. Voir la figure pour la structure morcelée de la chaussée.

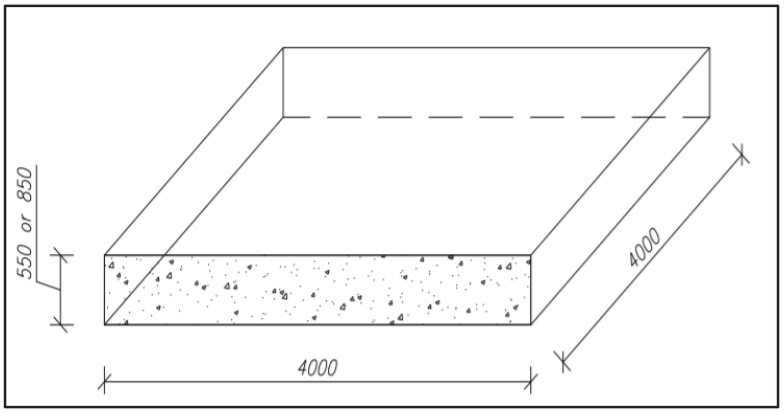


Figure VI.2 : Structure morcelée de la chaussée de la digue à talus

VI.3.1. Charge de l'étude et les efforts internes

Pour le calcul de l'effort interne de la structure du caisson on a utilisé le logiciel ROBOT pour la modélisation numérique. On a modélisé le chaussé par une plaque qui est limité par la liberté de rotation ainsi que la liberté du mouvement de transition cependant la partie supérieure.

Résultat de calcul :

Tableau VI.5 : Résultat des efforts interne de la chaussée de la digue à talus

Epaisseur 550mm				
Situation	Combinaison	Moment Mx_{max}	Moment My_{max}	Effort tranchant Vmax
ELU	CP3	117	121	168
ELS	CC3	89	90	149
Epaisseur 850mm				
ELU	CP3	120	123	196
ELS	CC3	89	92	154

VI.3.2. Calcul de ferraillage de la chaussée de la digue à talus :

Le calcul de ferraillage de la chaussée de la digue à talus est conformément à BAEL, les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Résultat de ferraillage de la chaussée de digue à talus

Position	Résultat
Armatures longitudinales de la chaussée de 550mm	5HA20
Armatures transversales de la chaussée de 550mm	5HA20
Armatures longitudinales de la chaussée de 850mm	4HA20
Armatures transversales de la chaussée de 850mm	4HA20

Nota : Voir l'annexe 3 pour le détail de calcul le ferraillage e de la chaussée de la digue à talus.

VI.4. Ferraillage des éléments structuraux du quai

VI.4.1. Les différentes sollicitations et Charges agissantes sur le quai

- **Pression du sol**

Dans notre projet la pression de sol dû au remblai à l'intérieur du caisson et cela entre les caissons seront calculées comme la pression de silo en se référant à l'article 3.7.9.4 de ROM 0.5-05 dont la formule de calcul est ci-dessous :

$$\sigma_n = K_{OH} \times P_V$$

$$P_V = \gamma . Z_0 . \left(1 - e^{-\frac{Z}{Z_0}}\right) + q . e^{-\frac{Z}{Z_0}}$$

$$Z_0 = \frac{A}{K_{OH} . P . \tan(\delta)}$$

Avec :

- σ_n : La pression latérale (kPa)
- K_{OH} : Coefficient de la pression latérale du remblai dans le silo KOH = 0.5
- P_V : La pression verticale (kPa)
- γ : Le poids volumique du remblai dans le silo (kN/m3)
- Z : Profondeur du point de calcul à la surface du remblai (m)
- Z_0 : Profondeur de référence (m)
- q : La charge uniformément répartie supportée par la surface du remblai (kPa)
- A : Surface transversale du compartiment de silo (m²)
- P : Périmètre dans la surface transversale du compartiment de silo (m)
- δ : Angle de frottement externe entre le remblai et la paroi de silo $\delta = 0.75 \times \varphi$
- φ : Angle de frottement interne du remblai

Tableau VI.7 : Calcul de la pression de sol du remblai dans le caisson

Calcul de la pression de sol du remblai dans le caisson			
Le poids volumique du remblai dans le silo	γ	kN/m^3	10,00
Diamètre du cylindre	D	m	14,00
Périmètre dans la surface transversale du silo	P	m	43,98
Surface transversale du silo	A	m²	153,94
Coefficient de la pression latérale du remblai	Koh	--	0,50
Angle de frottement interne de remblai	φ	°	40,00
Angle de frottement externe entre le remblai et la paroi de silo	δ	°	30,00
Profondeur de référence	Z0	m	12,12
La charge uniformément répartie supportée par la surface du remblai	q	kPa	61,90
La charge uniformément répartie du quai	qu	kPa	20,00

Tableau VI.8 : Pression du sol du remblai entre les caissons

Calcul de la pression de sol du remblai à l'extérieur du caisson			
Le poids volumique du remblai dans le silo	γ	kN/m^3	10,00
Diamètre du cylindre	D	m	10,40
Périmètre dans la surface transversale du silo	P	m	32,67
Surface transversale du silo	A	m²	84,95
Coefficient de la pression latérale du remblai	Koh	--	0,50
Angle de frottement interne de remblai	φ	°	42,00
Angle de frottement externe entre le remblai et la paroi de silo	δ	°	31,50
Profondeur de référence	Z0	m	8,49
La charge uniformément répartie supportée par la surface du remblai	q	kPa	61,90
La charge uniformément répartie du quai	qu	kPa	20,00

- **Pression de l'eau pendant la durée de service**

La différence entre la chute intérieure et la chute extérieure supportées par le caisson pendant la durée de service : A ce moment, le niveau d'eau à l'extérieur du caisson est de -0.6m, le niveau d'eau à l'intérieur du caisson est de 0.0m, la chute différentielle est de 0.6 m. Voir la répartition de la pression d'eau dans la figure suivante :

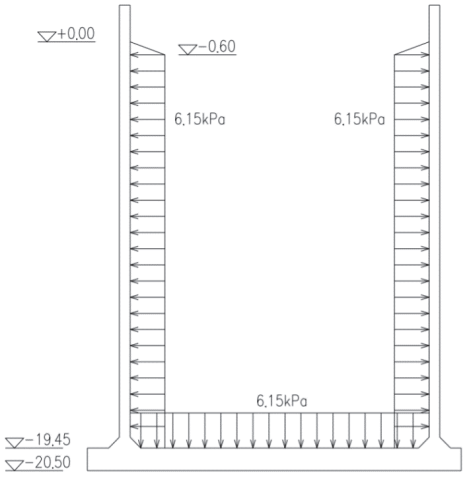


Figure VI.3 : Répartition de la pression d'eau pendant la durée de service

VI.4.2. Méthode et résultats de calcul de l'effort interne du caisson et radier :

Pour le calcul de l'effort interne de la structure du caisson on a utilisé le logiciel ROBOT pour la modélisation numérique. On a modélisé le caisson par un cylindre qui est limité par la liberté de rotation ainsi que la liberté du mouvement de transition cependant la partie supérieure est libre et le radier étant la plaque de fond est supposée encastrée.

Nota : Les combinaisons des charges et les résultats de modélisations sont reporté dans l'annexe 3.

Tableau VI.9 : Résumé des résultats de calcul d'effort interne des parois avant et arrière du cylindre

	Condition de conception	Moment de flexion vertical (KN.m/m)		Effort trenchant vertical (KN/m)	Moment de flexion circulaire (KN.m/m)		Effort trenchant circulaire (KN/m)
		Extérieur	Intérieur		Extérieur	Intérieur	
ELU	CP1	149,8	319,0	411,6	177,4	176,8	141,0
	CP2	182,9	160,7	206,5	228,8	228,8	225,1
ELS	CC1	112,3	226,6	291	129,5	128,9	101,6
	CC2	127,5	113,7	143,4	161,4	161,4	159,0

Tableau VI.10 : Résumé des résultats du calcul d'effort interne de radier

	Condition de conception	Moment de flexion longitudinal (kN.m/m)-Mx		Effort tranchant longitudinal-Nx (kN/m)	Moment de flexion transversal (kN.m/m)-My		Effort Tranchant transversal - Ny (kN/m)
		Extérieur	Intérieur		Extérieur	Intérieur	
ELU	CP3	1172	-3080	1630	2531	-3166	2310
ELS	CC3	791	-2050	1099	1784	-2114	1597

VI.4.3. Ferraillage des voiles du caisson

On s'est basée sur le règlement BAEL pour le calcul du ferraillage et pour le calcul on a adopté la méthode de calcul de poutre dont la largeur est de 1m, la hauteur est son épaisseur et vaut 0.5m.

Tableau VI.11 : Résultat de calcul de ferraillage voile du caisson

Position	Résultat
Côté intérieur vertical de la paroi de cylindre	6HA25
Côté extérieur vertical de la paroi de cylindre	8HA25
Côté intérieur circulaire de la paroi de cylindre	7HA25
Côté extérieur circulaire de la paroi de cylindre	7HA25

VI.4.4. Calcul du ferraillage du radier

On adopte la largeur unitaire de 1m lors du calcul de ferraillage de la plaque de fond et on calcule le ferraillage d'armatures principales à la flexion avec l'effort interne Mx dans la direction X dont les armatures du lit supérieur peuvent résister au moment de flexion négatif intérieur et les armatures du lit inférieur peuvent résister au moment de flexion positif extérieur. De la même façon, on calcule le ferraillage d'armatures principales à la flexion avec l'effort interne My dans la direction Y dont les armatures du lit supérieur peuvent résister au moment de flexion négatif intérieur et les armatures du lit inférieur peuvent résister au moment de flexion positif extérieur.

Tableau VI.12 : Résultat de calcul de ferraillage radier du caisson

Position	Résultat
Ferraillage de la couche supérieure dans la direction X (Longitudinal)	20HA32
Ferraillage de la couche inferieure dans la direction X (Longitudinal)	8HA32
Ferraillage de la couche supérieure dans la direction Y (Transversal)	20HA32
Ferraillage de la couche inferieure dans la direction Y (Transversal)	17HA32

CHAPITRE VII : ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

VII.

VII.1. Introduction

La croissance des quantités transportées par mer est un des phénomènes majeurs des échanges mondiaux. Chaque année, plus de 10 milliards de tonnes de marchandises prennent la mer. Le transport maritime est au cœur des processus de globalisation des économies. Plusieurs pays ont d'ailleurs adopté des politiques de développement de leur secteur maritime et portuaire qui forcent une restructuration des espaces maritimes et continentaux. La croissance anticipée du commerce mondial affecte donc la demande de transport maritime qui, à son tour, exerce un impact sur la qualité de l'environnement. Certains enjeux environnementaux sont communs aux administrations portuaires et aux transporteurs – qualité de l'eau et de l'air, gestion des ordures, conservation des ressources, consommation énergétique, plans d'urgence, déversement d'hydrocarbures, peintures antisalissures, émissions de poussière – alors que d'autres sont spécifiques aux administrations portuaires – bruit, dragage, sols contaminés, odeurs – ou aux transporteurs – recyclage des navires usés, transport de matières dangereuses.

VII.2. Cadre juridique

En Algérie, une multitude de textes ont été promulgués incitant tous les intervenants dans le cadre de la réalisation de l'ouvrage de travaux public à respecter l'environnement, nous citons à titre d'exemple :

- Loi minière n°01-10 du 03/07/2001.
- Loi n°01- 20 du 12/12/2001 relative à l'aménagement et au développement durable du territoire.
- Loi n°03-10 du 19/07/2003 relative à la protection de l'environnement dans le cadre du développement durable.
- Loi n°04-20 du 24/12/2004 relative à la prévention et à la gestion des risques dans le cadre du développement durable.
- Loi n°05-12 du 04/08/2005 relative à l'eau. L'étude d'impact d'un projet d'infrastructure portuaire en Algérie tel que projets de réalisation et d'aménagement de ports industriels, de pèche et de plaisance, se fait conformément au Décret exécutif n°07 145 du 2 Joumada el Oula 1428 correspondants au 19 mai 2007. Une telle étude doit comprendre :
- Une analyse détaillée du projet.
- Une analyse de l'état initial du site et de son environnement.
- Une analyse des conséquences prévisibles. Directes et indirectes à court, moyen et long terme du projet sur l'environnement.

VII.3. Description et justification du projet :

- Tosyali Algérie SPA, installée en Algérie depuis 2008 a mis en service en juin 2015 la deuxième unité de production de son aciérie de Bethioua d'une capacité de production annuelle de 700 000 tonnes, et entamé la réalisation d'une troisième unité dont la fin des travaux est fixée à fin 2017.
- Le port minéralier devra traiter annuellement plus de 06 millions de matière première. Il aura une capacité de déchargement de 50.000 tonnes par jour.

- Cette infrastructure servira à l'importation de minerai de fer, une matière première servant à la fabrication du rond à béton et du fil-machine, destinés essentiellement aux besoins de la société turque Tosyali, dans l'attente de la mise en service des mines de Ghar Djebilet dans le sud algérien. Ce quai est destiné à la réception des navires minéraliers allant de 80 000 tonnes de capacité jusqu'à 150 000 tonnes.

VII.4. Relation entre le présent projet et les projets voisins :

Ce projet est situé dans la zone portuaire de Béthioua du port d'Arzew, à 40km du côté nord-est d'Oran, la deuxième plus grande ville en Algérie. A 1,5km du côté ouest du site de projet se situe le poste à quai existant du LNG (gaz naturel liquide), et à 3,8km du site de projet se trouve le poste à quai offshore de AOA. Le côté ouest du pied de la digue du projet est près des tuyaux de drainage. La zone de pétrification est à l'arrière de la zone portuaire. La distance de sécurité entre le transporteur à bande de la zone terrestre de remblayage et la tour de torche de la zone de pétrification doit être plus large que 75m. Le plan d'indication des projets voisins est comme suit :

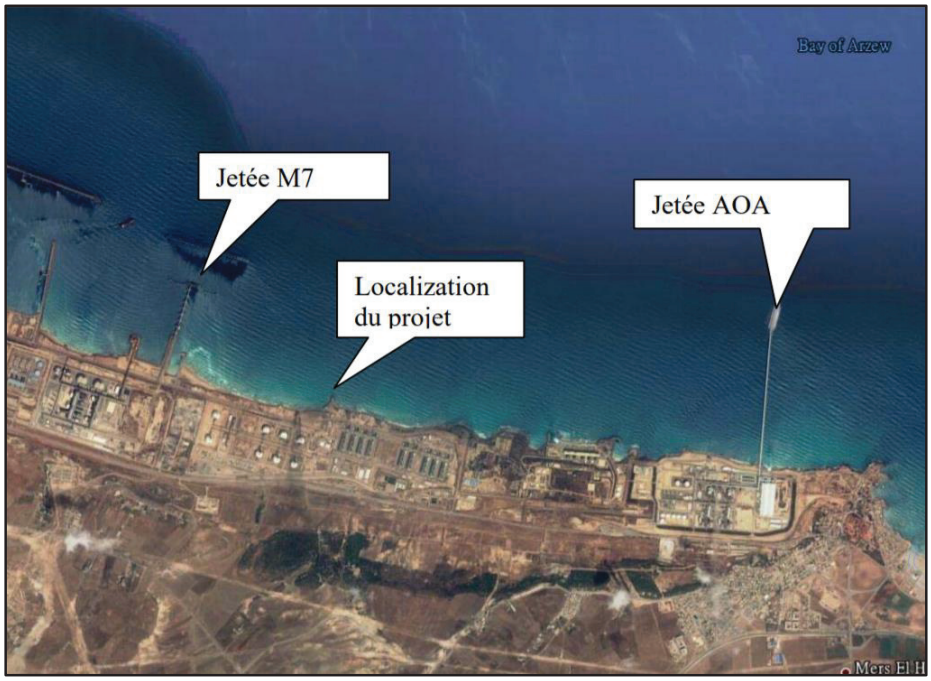


Figure VII.1 : Plan d'implantation du poste minéralier dans la zone de Béthioua

VII.5. Impact économique :

- Selon les informations qui nous ont été fournies sur place, le quai minéralier est en mesure de recevoir et traiter les gros navires pouvant transporter jusqu'à 150 000 tonnes de matières premières, de minerai de fer. A présent, le port d'Arzew ne traite que des navires d'une capacité allant de 20 000 à 30 000 tonnes.
- Tosyali spécialisée dans la fabrication des tubes en acier. Cette usine prévoit une production annuelle de 450 000 tonnes en tubes. La nouvelle infrastructure ouvre la possibilité pour une production de fer et autres aciers estimée annuellement à 6 millions de tonnes. Il y a lieu de rappeler que rien que pour sa première phase de production, le complexe Tosyali importera pour environ 400 000 tonnes de matière première. Mais les

besoins en importation de matière première du plus grand complexe sidérurgique algérien seront encore plus grands à court terme. Puisqu'à la fin de l'année 2017, le volume de production de ce complexe devra atteindre 1,5 million de tonnes d'acier et fer, avant de réaliser une production supplémentaire de 2 millions de tonnes en 2018 et 2 autres millions de tonnes de plus d'acier plein en 2019. Soit une production globale de 5,5 millions de tonnes d'acier et fer.

- Le nouveau quai de Bethioua sera d'une grande utilité pour la filière minière. Puisque, cette plateforme portuaire interviendra lorsque le gisement de Gara Djebilet sera en production, dont les réserves de minerai de fer sont estimées à 3 milliards de tonnes.
- Le quai minéralier de Bethioua étant relié au réseau de transport routier et ferroviaire pouvant atteindre l'ensemble du territoire national et le sud du pays
- Le port minéralier devra traiter annuellement plus de 06 millions de matière première. Il aura une capacité de déchargement de 50.000 tonnes par jour.
- Il contribuera également au développement des exportations hors hydrocarbures, notamment le minerai de fer de Gara Djebilet.
- L'Algérie passera de pays importateur à exportateur de produits de sidérurgie comme le rond à béton.

VII.6. Impacts du projet et mesures de gestion environnement

Tableau VII.1: Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de construction

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation
MILIEU PHYSIQUE				
Qualité de l'air et émissions de gaz à effet de serre (GES)	-Les travaux de préparation de site. -Circulation des camions et des engins de chantier -Les travaux de dragage. -Exploitation des carrières.	-Émissions de poussières et de contaminants dans l'air générées par la combustion. -Des équipements, des bateaux et des camions. -Pollution atmosphérique par trafic routier et maritime.	Faible a Moyenne	-Mise en place d'un programme de gestion des poussières dès le début -Des activités de construction. -Contrôle des émissions fugitives de matières particulaires sur les routes et chemins empruntés par les camions.
Courants et régime sédimentologie	Travaux de dragage.	-Panache de sédiments augmentant les MES qui sont dissous rapidement passer la zone de dragage. -Érosion. -Pollution des eaux de ruissellement	Très faible	-Installation d'une bavette entre la barge et le quai lors du transbordement des sédiments. -Suivi régulier de la concentration de MES. -Ralentir la cadence de dragage. -Diminuer la vitesse de remontée du godet et plus particulièrement à la sortie de l'eau.
Nature et qualité des sols	-Travaux de préparation de site. -Stockage des matériaux de construction. -Entreposage et assèchement des déblais de dragage -Entretien des engins	-Altération des propriétés du sol des aires de chantier. -Modification des propriétés du sol dans les zones de stockage des matériaux et déblais de dragage	Faible a Moyenne	-Demeurer dans les limites de l'aire du projet et des voies d'accès. -Mettre en place une surveillance pendant les travaux d'excavation afin de ne pas engendrer une contamination croisée. -Limiter au strict minimum le décapage, le déblaiement, l'excavation.

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation
Qualité de l'eau de surface	-Construction du mur de quai. -La mise en place du système de drainage. -Les travaux de dragage. -L'entreposage et l'assèchement des déblais de dragage.	-Érosion des sols créant un apport en sédiments dans les eaux de ruissellement. -Dégradation de la qualité eaux (de surface, souterraine et de ruissellement)	Moyenne	-Respecter les périodes de restriction sur le poisson et son habitat lors des travaux en eau. -Éloigner la faune aquatique avant la création d'une enceinte fermée à l'aide d'une méthode appropriée. -Installer, lorsque possible, des systèmes de captation des sédiments dans les fossés et les cours d'eau pour limiter la migration des particules en suspension vers l'aval
Environnement sonore	-Travaux de préparation de site. -Travaux de dragage. -Type d'équipements utilisé. -Nombre et temps d'utilisation des équipements.	-Augmentation des niveaux Sonores. -Incidence sur la qualité de vie des populations avoisinantes. -Possible diminution de l'ouïe des travailleurs	Faible à moyenne	-Construction d'un mur-écran -Pas d'excavation par dynamitage -Mise en place des palplanches par vibrofonçage si techniquement réalisable. -Choisir des équipements qui minimisent le bruit.
MILIEU BIOLOGIQUE				
Végétation terrestre	-Travaux de préparation de site incluant le déboisement et le retrait du couvert végétal. -Circulation de la machinerie et de véhicules lourds.	-Perte du couvert végétal liée aux infrastructures du projet. -Perte du couvert végétal liée à l'implantation des aires d'entreposage des déblais de dragage sur le territoire. -Perturbation de la végétation près du chantier par la Génération de poussières.	Faible	-Délimitation des surfaces à déboiser afin d'éviter tout déboisement non requis. -Limitation de la circulation de la machinerie aux aires des travaux. -Ensemencement et/ou reboisement des aires temporaires perturbées à la fin des travaux.

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention. d'atténuation ou de compensation
Poisson et habitat du poisson.	-Ensemble des sources d'impact sur la qualité des eaux de surface. -Construction du quai. -Travaux de dragage. -Mise en place du réseau de drainage.	-Perte d'habitat du poisson par la construction du quai. -Modification de l'habitat du poisson par les travaux de dragage.	Faible à moyenne	-Ensemble des mesures identifiées pour limiter les impacts sur la qualité des eaux de surface. -Délimitation des aires de travail afin d'éviter des empiètements non requis dans l'habitat du poisson
Oiseaux et leurs habitats.	-Dérangement par le bruit occasionné par les travaux de construction et la circulation des véhicules et de la machinerie. -Travaux de dragage. par leurs effets sur certains herbiers aquatiques.	-Empiètement du quai et du dragage, modifiant l'habitat des oiseaux aquatiques. -Dérangement de la faune à proximité des travaux de construction par le bruit et les vibrations.	Faible à moyenne	-Appliquer les mesures de protection de la végétation terrestre et des -Milieux humides. -Appliquer les mesures de réduction du bruit. -Appliquer les mesures de réduction des effets de la luminosité.
Faune benthique.	-Travaux de dragage. -Mise en place du quai.	-Perte permanente de l'habitat de la faune benthique -Modification de l'habitat de la faune benthique sur aire de dragage.	Moyenne	-Ensemble des mesures identifiées pour limiter les impacts sur la qualité des eaux de surface, notamment pour limiter les apports en MES.

Tableau VII.2 : Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase d'exploitation

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation
MILIEU PHYSIQUE				
Qualité de l'air et Émissions de gaz à effet de serre (GES)	-Trafic routier et maritime -Manutention des conteneurs -Nombre et temps d'utilisation des engins du terminal	-Pollution atmosphérique -Dégagement de poussières	Moyenne	-Grues à alimentation électrique. -Utilisation de véhicules électriques pour la manutention des conteneurs. -Nettoyage des routes. des aires de circulation et des surfaces.
Qualité de l'eau de surface	-La navigation et les manœuvres des navires -Le dragage d'entretien -L'entretien des cours d'eau. -La circulation des camions, des trains et de la machinerie.	-Apport en hydrocarbures, en MES, en sels dissous ou en matières organiques	Moyenne	-Programme de suivi des eaux de drainage et des points de rejets au milieu récepteur. -Surveillance environnementale lors du dragage d'entretien.
Environnement sonore	-Navires à quai. -Transbordement et manutention des conteneurs entre le quai, la cour des conteneurs et la cour intermodale. -Camions et trains sur le site.	-Augmentation des niveaux sonores.	Forte	-Programme de suivi des niveaux sonores. -Utilisation d'alarmes de déplacement à large bande de Fréquence. -Électrification des navires à quai pour ceux acceptant ce type de branchement

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention d'atténuation ou de compensation
MILIEU BIOLOGIQUE				
Végétation terrestre	-Présence des infrastructures. -Circulation de la machinerie et de véhicules lourds.	-Perturbation de la végétation près des installations par la génération de poussières.	Faible	-Limitation de la circulation des véhicules aux voies autorisées. -Suivi de la reprise de la végétation dans les aires revégétalisées.
Végétation aquatique et milieux humides	-Navigation. -Manœuvre d'approche et de départ des navires. -Présence du quai. -Dragage d'entretien.	-Modification du régime hydro sédimentologique menant à une dégradation potentielle des herbiers. -Apport en sédiment dans les herbiers lors des dragages d'entretien.	Forte	-Limitation de la circulation des véhicules aux voies autorisées. -Territoire à accès contrôlé. -Interdiction de cueillette par les employés.
Faune benthique	-Dragage d'entretien. -Navigation. -Manœuvre d'approche et de départ des navires.	-Risque d'introduction d'espèces exotiques. -Envahissantes par la présence de navires additionnels. -Dragages d'entretien.	Faible	-Continuité dans la mise en place des mesures en matière de gestion des eaux de ballast. -Mesures identifiées pour préserver la qualité des eaux de surface
Poisson et habitat du poisson	-La présence physique du quai. -Entretien de l'ouvrage -La navigation et les manœuvres des navires. -La navigation. -Transbordement des conteneurs	-Diminution de la qualité de l'eau et dégradation de l'habitat du poisson. -Bruit sous-marin. -Modification du réseau alimentaire	Forte	-Mesures identifiées pour préserver la qualité des eaux de surface. -Programme de suivi

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation
Oiseaux et leurs habitats	-Circulation des camions et des trains. -Activités au quai.	-Dérangement par le bruit et la lumière. -Mortalité par collisions.	Moyenne	-Mesures de réduction de la luminosité. -Mesures de réduction du bruit.
MILIEU HUMAINE				
Activités récréotouristiques	-Manœuvres d'approche et de départ des navires. -Transbordement de marchandises. -Dragage d'entretien.	-Perturbation de la circulation -Effets sur les ressources	Forte	-Installer une signalisation de dangers et de circulation. -Maintenir/ajouter des aires boisées
Infrastructures publiques	-Présence et circulation de travailleurs. -Circulation de marchandises par camion et par train. -Approvisionnement en eau potable. -Gestion des eaux usées sanitaires.	-Augmentation de la pression sur les réseaux routiers et ferroviaires par l'achalandage de camions et véhicules. -Des travailleurs sur les routes et de trains sur la voie ferrée avoisinantes.	Très Forte	-Installer une signalisation de dangers et de circulation. -Vitesse réduite et dos d'âne sur le site du projet.
Sécurité de la population	-Transport de matières dangereuses. -Opérations de transbordement de Marchandises. -Circulation de camions et de trains	-Risques de déversements de matières dangereuses. -Risques de collisions.	Forte	-Respecter la réglementation en vigueur en matière de -Transport de matières dangereuses

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention d'atténuation ou de compensation
Retombées économiques et emplois.	Ensemble des activités d'exploitation du quai.	Ensemble des activités d'exploitation du quai.	Très forte	-Dialogue avec les agences de développement locales et les chambres de commerce afin de tenir les entreprises au courant des besoins en termes de main-d'œuvre de biens et de services.

VII.7. Conclusion

L'étude d'impact sur l'environnement du projet quai minéralier nous montre l'importance de chaque impact sur les milieux biologiques, physiques et socio-économiques et que certains paramètres comme l'activité portuaire, la santé, la sécurité et l'économie sont plus influencées par le projet que des paramètres qui sont physique ou bien biologique comme l'eau et la faune benthique.

CONCLUSION GENERALE

L’étude présentée dans ce document s’inscrit dans le cadre de la réalisation d’un quai minéralier au niveau du port de Béthioua dans la wilaya d’Oran. Ce nouveau quai permet de répondre aux exigences des nouvelles charges, notamment l'augmentation de la taille de navire et son tirant d'eau.

Pour répondre à ce besoin, nous avons commencé par définir le dimensionnement des éléments constructifs de la digue à talus par la méthode d’Hudson, et la vérification des lois de Terzaghi.

Par la suite, nous avons vérifié la stabilité du quai en caisson vis-à-vis au renversement, glissement et poinçonnement. L’analyse de ces trois aspects est abordée par les méthodes classiques de vérifications et calculée par le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis ».

Pour finir, nous avons effectué une étude d’impact socio-économique et environnemental du projet. Cette étude a montré que le projet engendre le minimum de nuisances environnementales et écologiques ainsi qu’un fort avantage sur l'économie locale et nationale.

Sans équivoque, la méthode d’Hudson reste un outil privilégié pour le dimensionnement de la digue à talus, malgré les particularités de surestimation des matériaux de la carapace qu’elle présente souvent. Aussi, pour des quais avec un tirant d’eau intéressant, comme le cas de notre étude, nous recommandons l’utilisation les quais en caissons vu leurs particularités en ce qui concerne la stabilité et l’exécution.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

J. CHAPON, *Travaux Maritimes TOM I : Le milieu marin – Le navire – La navigation – Les côtes – Les ouvrages extérieures des ports maritimes*, (Année 1972). Ed. Eyrolles 1984. Paris. France.

J. CHAPON, *Travaux Maritimes TOM II* : *Les ouvrages intérieurs des ports maritimes – Dégagement des accès et plans d'eau des ports*, (Année 1974). Ed. Eyrolles 1975. Paris. France.

Mr. BOUHANICHE, *Cours des travaux maritimes 5ème année*. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP). Kouba. Alger. Algérie. (Année 2018-2020).

Mr. BENREDOUANE, *Cours de Béton armé 4ème année*. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP). Kouba. Alger. Algérie.

J. FEUIILLET. J.BERNIER. Y.COEFFE & B.CHLOIN : *Le dimensionnement des digues à talus* (1987).

Règles BAEL 91 révisées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

ROM 0.5-05, Geotechnical recommendations for the design of maritime and harbour works. January 2008

Module 2 L'organisation d'un système portuaire, manuel du participant NATIONS UNIES CNUCED.

OCDI 2009, OVERSEAS COASTAL AREA DEVELOPMENT INSTITUTE OF JAPAN.2009

NF EN 1997-1:2005, Eurocode 7 : Calcul géotechnique Partie 1: Règles générales.

The Rock Manual, The Use of Rock in Hydraulic Engineering (2nd Edition).2007.

Dragage, P. D. E., Chenal, D. U., Port, D. U., La, M. D. E., & Nouadhibou, S. A. (n.d.). Projet pays : projet de dragage du chenal du port mineralier de la snim a nouadhibou : mauritanie. 1–22.

Wolfman, L. S. B. A. (2013). GUIDE TECHNIQUE POUR LA REALISATION DES ETUDES PORTUAIRES. Journal of Chemical Information and Modeling, 53(9), 1689–1699. https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004

BONNEFILLE, R., BARS, X. le, LEGRAS, F., CAMINADE, D., & SCHERRER, P. (n.d.). Les aménagements des voies de transport. Ti254 - Travaux Publics et Les Infrastructures. www.techniques-ingenieur.fr

Caminade, D. (n.d.). Principes d'implantation et d'aménagement. Techniques de l'ingénieur, 1–12.

CETMEF. (2009). Conception des ouvrages à la mer. Guide Enrochement, 795–932.

Conteneurs, T., & Sud, D. E. J. (2009). TERMINAL CONTENEURS DE JARRY SUD QUAI POIDS - SÉISME DE CLASSE B CAISSON COURANT NOTE DE PRÉDIMENSIONNEMENT.

LAMBERT, P. (2006). CALCUL DES OUVRAGES PORTUAIRES. ISBA.

Mohammed, U., Benyahia, S., & Séminaire, E. R. (2017). STABILITES DES QUAIS PORTUAIRES EN CAISSONS (APPLICATION AUX TERMINAL A CONTENEUR DU PORT DE DJEN-DJEN , JIJEL , ALGERIE). November.

Rene, B. (n.d.). Mouvements de la mer et leurs risques. 1–25.

Transports, N. D. E. S. (n.d.). Infrastructures, environnement et transport par voie d'eau.

Unies, N. (n.d.). Module 2 L'organisation d'un système portuaire Manuel du participant. https://tft.unctad.org/wp-content/uploads/2014/08/PFP.M2.pdf

Site Internet

LA HOULE REELLE, article disponible à l'adresse URL : http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD9598/travaux/optsee/hym/nome15/salder/hydrodyn/crhydro.htm, consulté en ligne le 20 mars 2020.

Techno-science, Courant marin - Définition et Explications, article disponible à l'adresse URL : https://www.techno-science.net/definition/1103.html, consulté en ligne 20 mars 2020.

Planete TP, « L'évolution des ports, article disponible à l'adresse URL : http://www.planete-tp.com/l-evolution-des-ports-r248.html, consulté en ligne le 03 avril 2020.

Logiciel

AutoCAD 2020

Autodesk Robot 2020

SPS v.23

R

ANNEXE 01 : annexe au chapitre IV

Tableau 1.1 : Valeur de KD préconisées pour l'application de la formule d'Hudson.

Désignation des blocs	Nombre de couches	Disposition des couches	Pente du talus cotg α	Coefficients K_D pour la section courante		Coefficients K_D pour le musoir	
				vague déferlante	vague non déferlante	vague déferlante	vague non déferlante
BLOCS NATURELS							
Arrondis	2	en vrac	1.5 à 3.0	2.1	2.4	1.7	1.9
Arrondis	> 3	en vrac	(2)	2.8	3.2	2.1	2.3
Anguleux	1	en vrac (3)	(2)		2.9		2.3
Anguleux	2	en vrac	1.5	3.5	4.0	2.9	3.2
			2.0			2.5	2.8
			3.0			2.0	2.3
Anguleux	> 3	en vrac	(2)	3.9	4.5	3.7	4.2
Anguleux	2	spécial (1)	(2)	4.8	5.5	3.5	4.5
BLOCS PRÉFABRIQUÉS							
TÉTRAPODE			1.5			5.9	6.6
ET	2	en vrac	2.0	7.2	8.3	5.5	6.1
QUADRIPODE			3.0			4.0	4.4
TRIBAR	2	en vrac	1.5	9.0	10.4	8.3	9.0
			2.0			7.8	8.5
			3.0			7.0	7.7
DOLOS	2	en vrac	2.0**	22.0 *	25.0 *	15.0	16.5
			3.0			13.5	15.0
CUBE MODIFIÉ	– 2	en vrac	(2)	6.8	(7.8)		5.0
HEXAPODE	2	en vrac	(2)	8.2	9.5	5.0	7.0
TRIBAR	1	rangé	(2)	12.0	15.0	7.5	9.5
ACCROPODE ®	1	en vrac	1.333***	12.0	15.0		12.0
DINOSAURE	1,5	en vrac	1.5		18.0****		
BLOCS NATURELS							
Blocs anguleux à granulométrie étalée (K_{RR})		en vrac		2.2	2.5		

Tableau 01.2 : Valeurs expérimentales des perméabilités et du coefficient KΔ des carapaces en blocs naturels ou artificiels

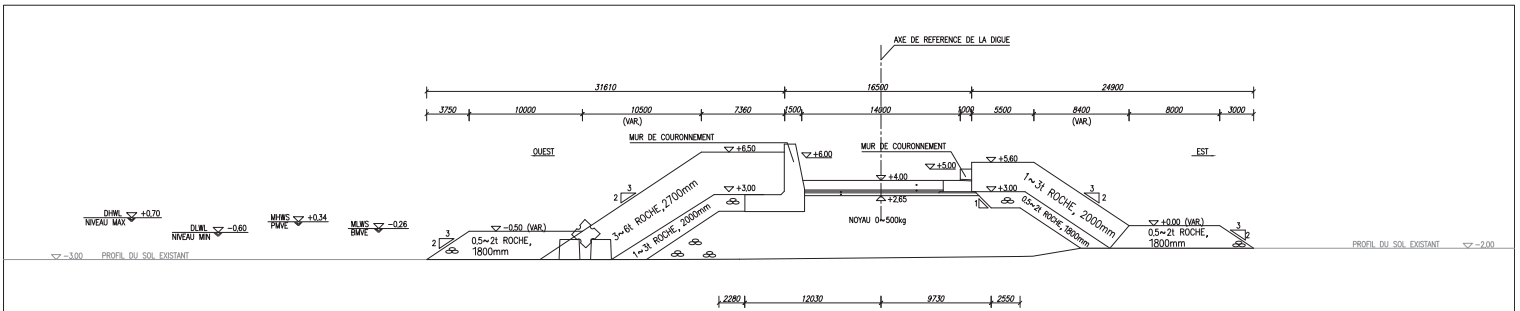
Nature des blocs		Disposition des blocs	Nombre de couche	KΔ	Perméabilité P en %
Blocs naturels	Arrondi	En vrac	2	1.02	38
	Anguleux	En vrac	2	1.15	37
	Anguleux	En vrac	3	1.10	40
	Anguleux à granulométrie étalée	En vrac			37
Blocs artificiels	Accropode	En vrac	1	-	-
	Tétrapode	En vrac	2	1.04	50
	Quadripode	En vrac	2	0.95	49
	Cube modifié	En vrac	2	1.10	47(44)
	Cube modifié	Rangé	1	1.12	27
	Tribar	En vrac	2	1.02	54
	Dolos	En vrac	2	1.00	63
	Tribar	Rangé	1	1.13	47

Tableau 1.3 : Récapitulatif de dimensionnement de la digue à talus côté ouest

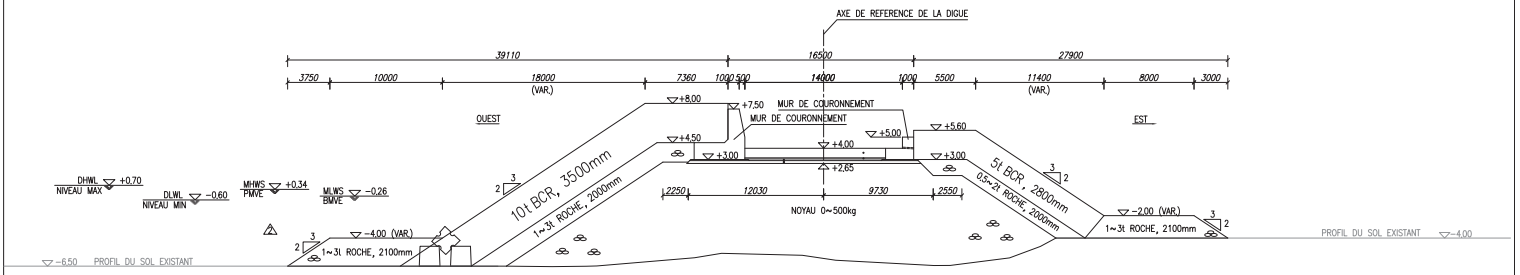
Coté ouest					
Sections	1	2	3	4	5
Hs(m)	2,81	4,48	6,78	7,64	8,15
La carapace					
Kd	3,5	6,8	7,8	7,8	7,8
KΔ	1,15	1,1	1,1	1,1	1,1
n	2				
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux	Blocs Cubiques Rainurés (BCR)			
Porosité (%)	37	44	44	44	44
γ_s (t/m^3)	2,65	2,40	2,40	2,40	2,40
Wcarapace(t)	2,82	8,81	26,62	38,09	46,24
Categorie des blocs (t)	3 à 6	10	30	40	50
Epaisseur (m)	2,7	3,5	5,1	5,6	6,1
Dn50,carapace (m)	1,19	1,61	2,32	2,55	2,75
Nombre des blocs /m²	102	48	23	19	16
Largeur de la crête B (m)	4,8	6,4	9,3	10,2	11,0
Filtre support					
W1(t)	0,45	1	3	4	5
Wfs (t)	0,32 à 0,59	0,7 à 1,3	2,1 à 3,9	2,8 à 5,2	3,5 à 6,5
Categorie des blocs (t)	1 à 3		3 à 6		
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux				
Porosité (%)	37				
Epaisseur (m)	2		3		
Dn50,fs (m)	0,91		1,2		
Nombre des blocs /m²	175		102		
Filtre de transition					
W2 (t)	/	/	0,15	0,2	0,25
Wft (t)	/	/	0,075 à 0,23	0,1 à 0,3	0,13 à 0,38
Categorie des blocs (t)	0,5 à 2				
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux				
Porosité (%)	37				
Epaisseur (m)	2				
La butée de pied					
Wbutée	0,22	0,68	2,05	2,93	3,56
Categorie des blocs (t)	0,5 à 2	1 à 3		3 à 6	
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux				
Epaisseur (m)	1,8	2,1		2,7	
Dn50,butée (m)	0,78	0,91		1,19	
Largeur de la butée (m)	3,50	4,00		5,00	

Tableau 1.4 : Récapitulatif de dimensionnement de la digue à talus côté est.

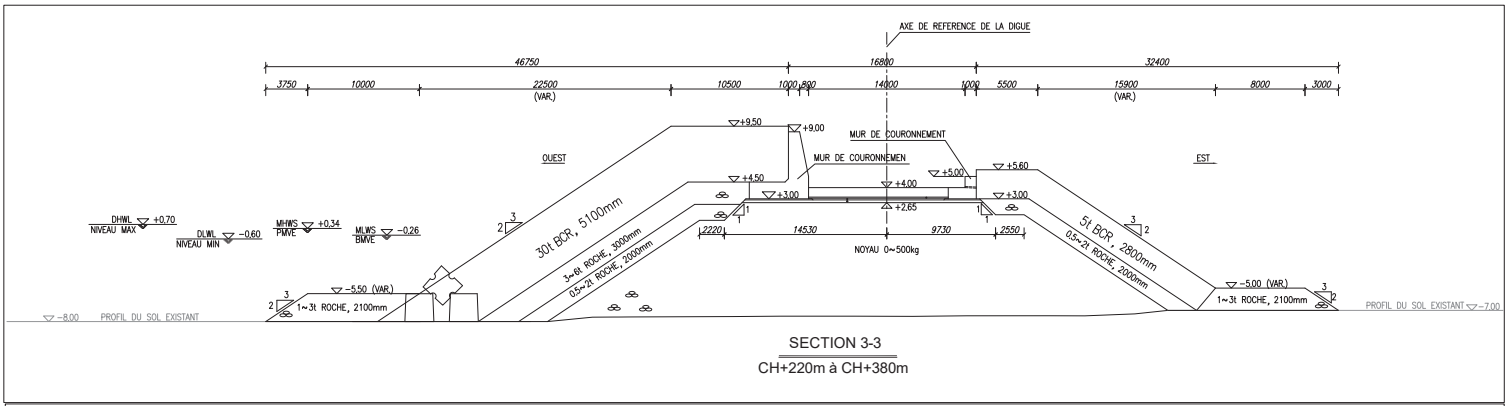
Coté est			
Sections	1	2	3
Hs(m)	2,33	3,38	4,53
La carapace			
Kd	4	7,8	7,8
KΔ	1,15	1,1	1,1
n	2		
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux	Blocs Cubiques Rainurés (BCR)	
Porosité (%)	37	44	44
γ_s (t/m^3)	2,65	2,4	2,4
Wcarapace(t)	1,41	3,30	7,94
Categorie des blocs (t)	1 à 3	5	10
Epaisseur (m)	2	2,8	3,5
Dn50,carapace (m)	0,91	1,28	1,61
Nombre des blocs /m²	175	76	48
Largeur de la crête B (m)	3,64	5,11	6,44
Filtre support			
W1(t)	0,4	0,5	1
Wfs (t)	0,28 à 0,52	0,35 à 0,65	0,7 à 1,3
Categorie des blocs (t)	0,5 à 2		1 à 3
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux		
Porosité (%)	37		
Epaisseur (m)	1,8		2
Dn50,fs (m)	0,78		0,91
Nombre des blocs /m²	239		175
La butée du pied			
Wbutée	0,11	0,25	0,61
Categorie des blocs (t)	0,5 à 2		1 à 3
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux		
Epaisseur (m)	1,8		2,1
Dn50,butée (m)	0,78		0,91
Largeur de la butée (m)	3,11		3,64



SECTION 1-1
CH+0m à CH+75m

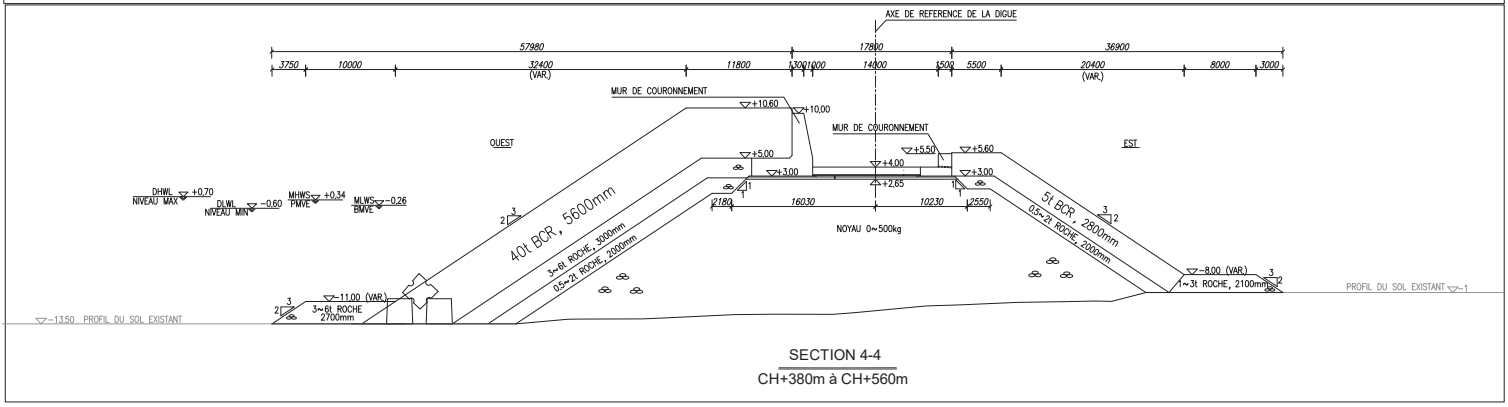


SECTION 2-2
CH+75m à CH+220m



SECTION 3-3

CH+220m à CH+380m



SECTION 4-4

CH+380m à CH+560m

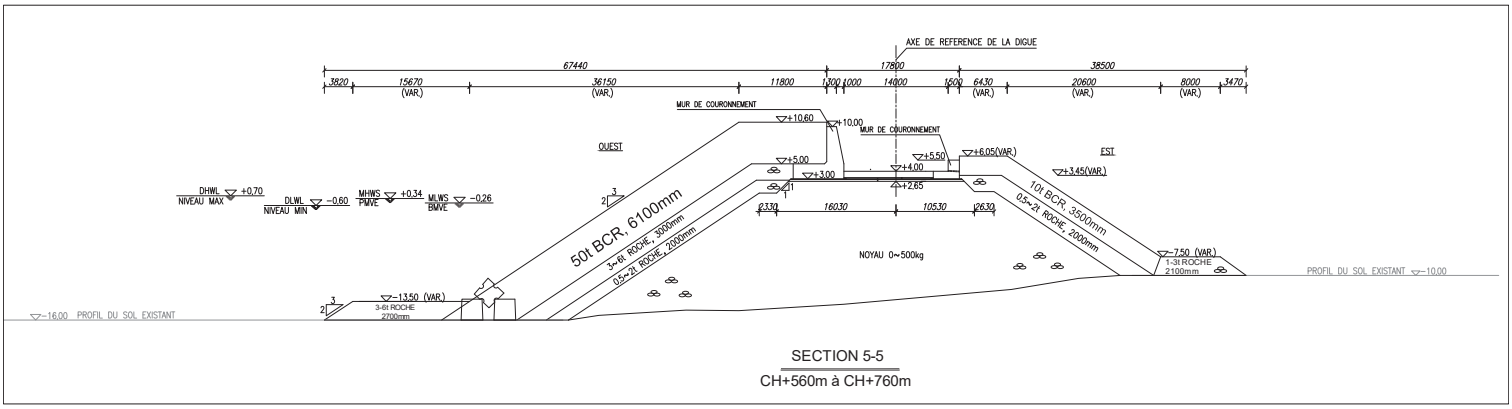


Figure 1.1 : Les plans des coupes de la digue à talus

ANNE3 E 02 : annexe au chapitre V

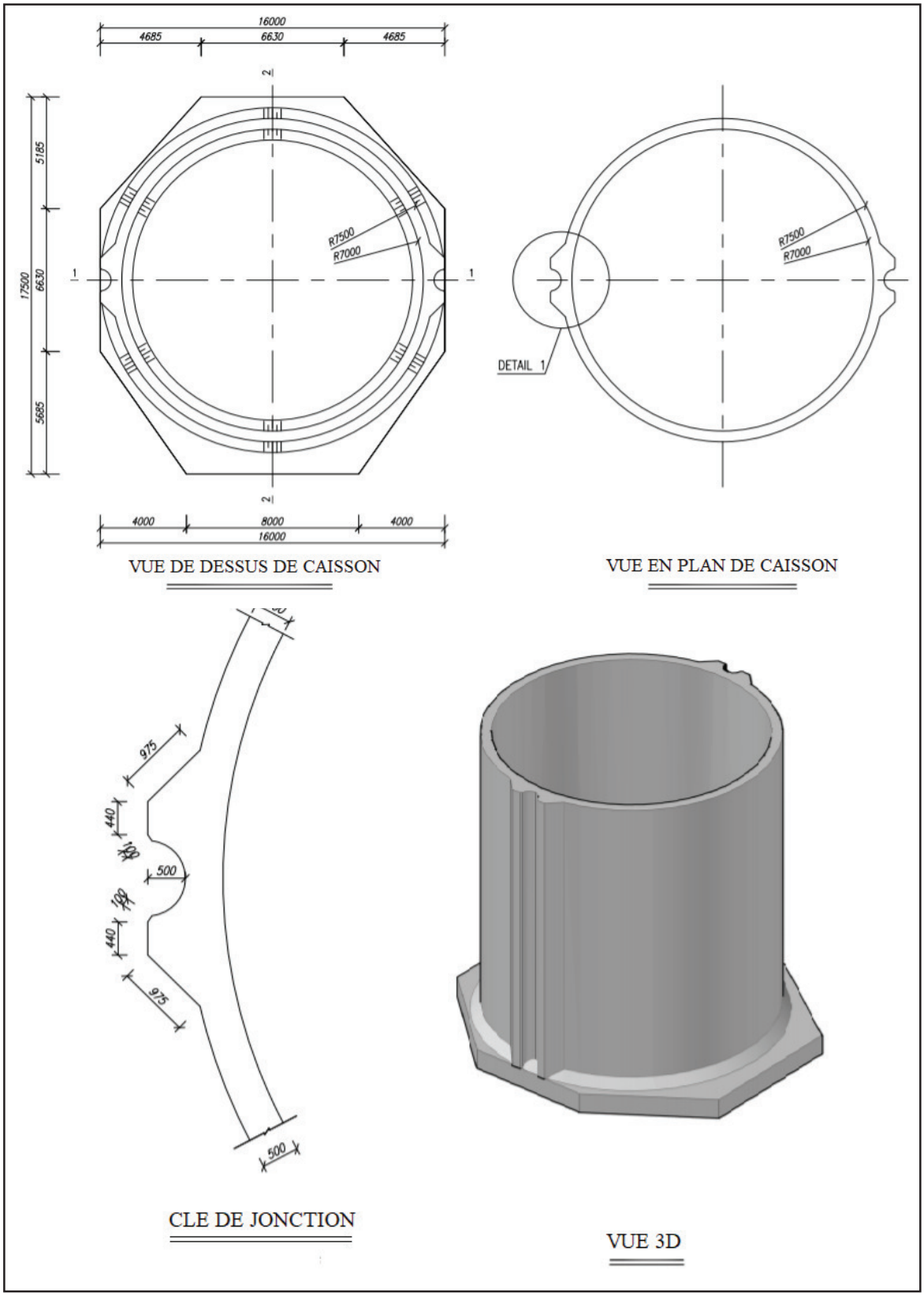


Figure 2.1 : La géométrie du caisson.

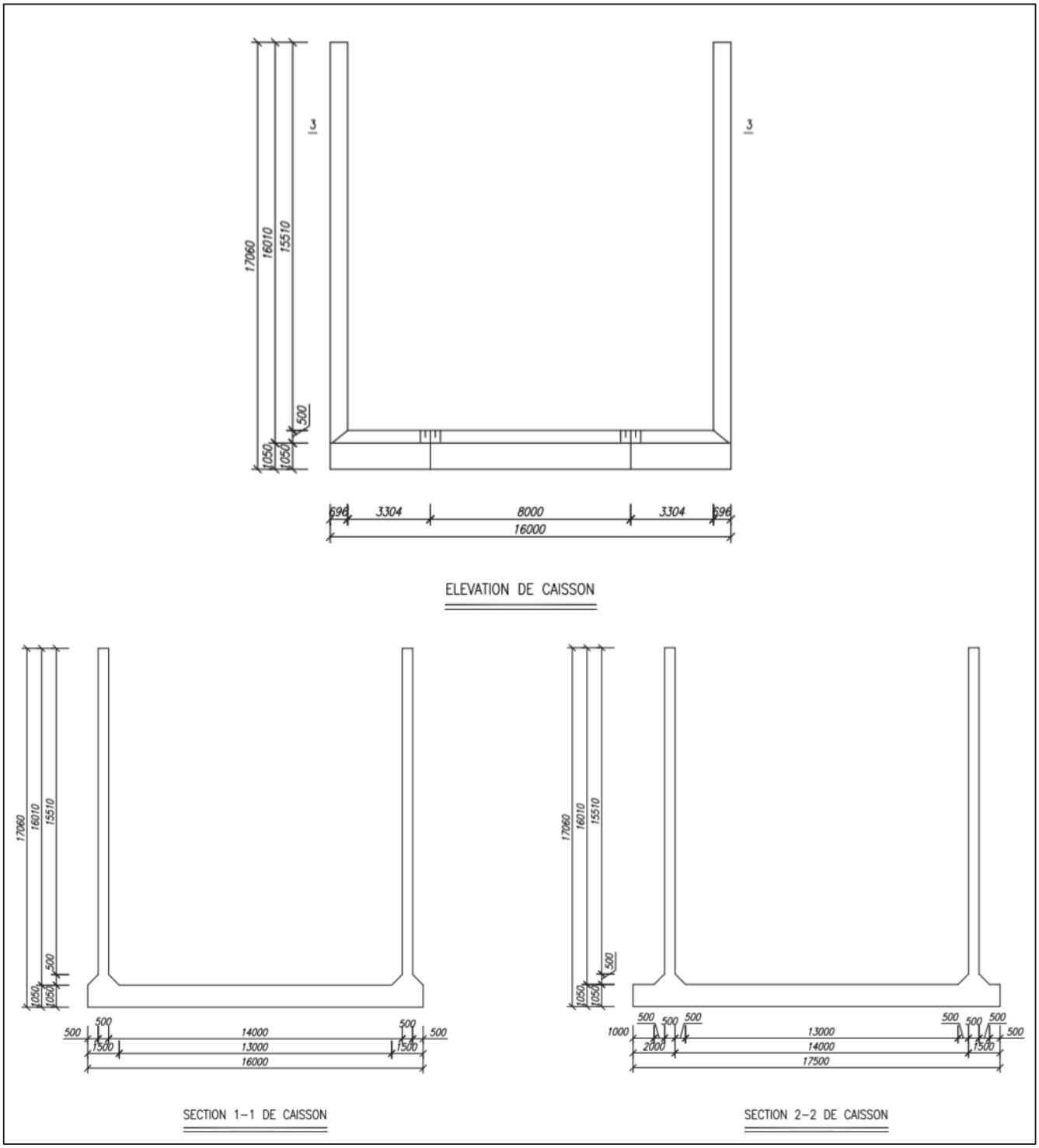


Figure 2.2 : Les coupes de caisson.

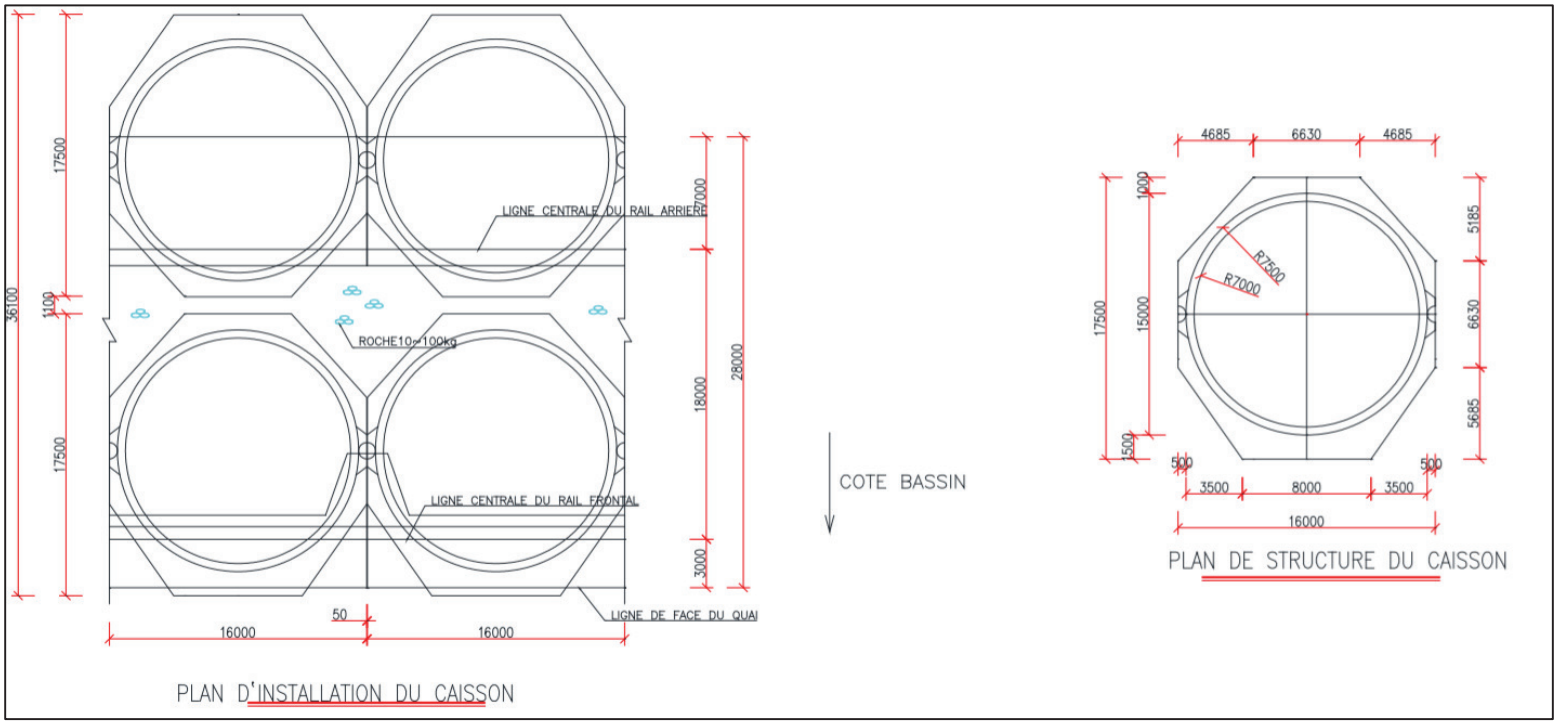


Figure 2.3 : Vue générale du caisson.

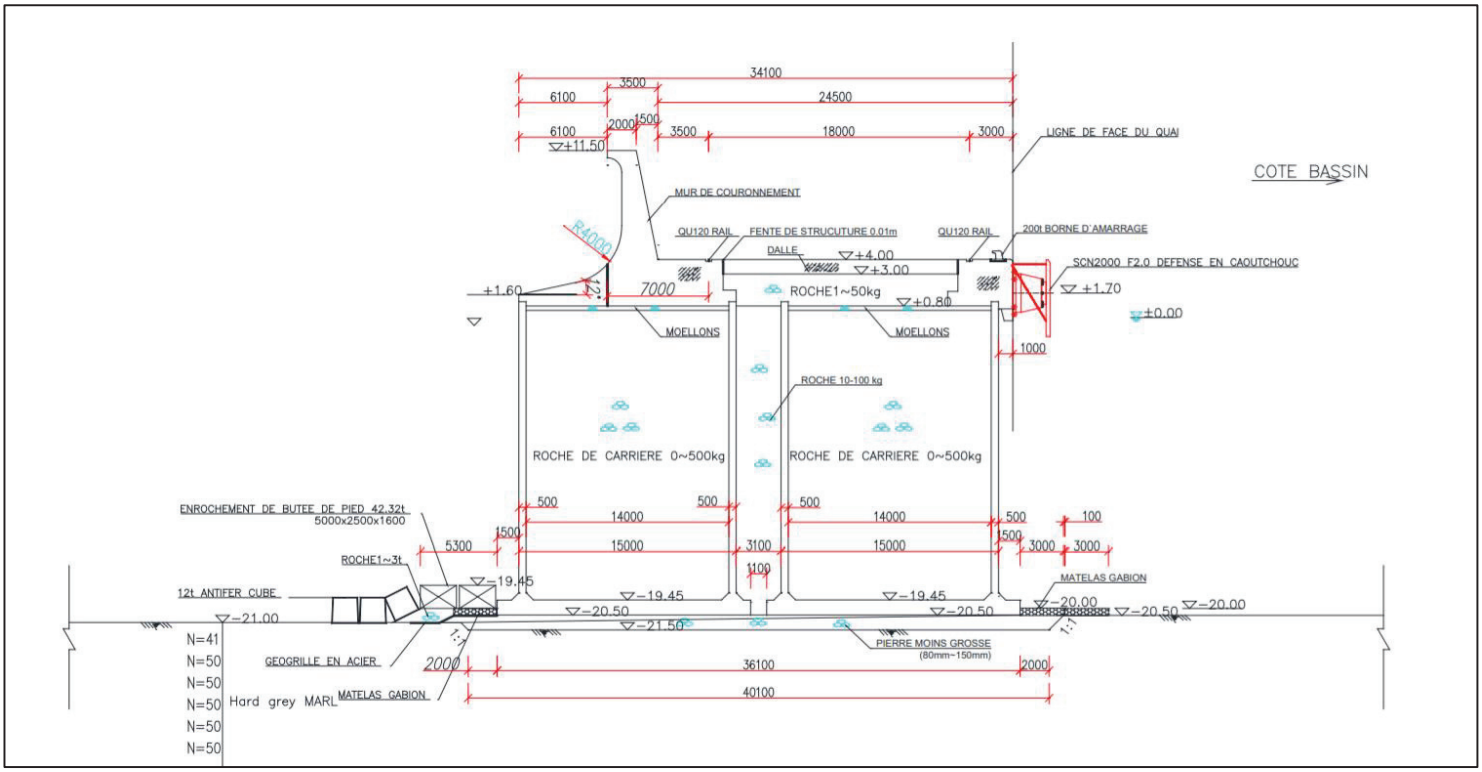


Figure 2.4 : La section transversale du quai.

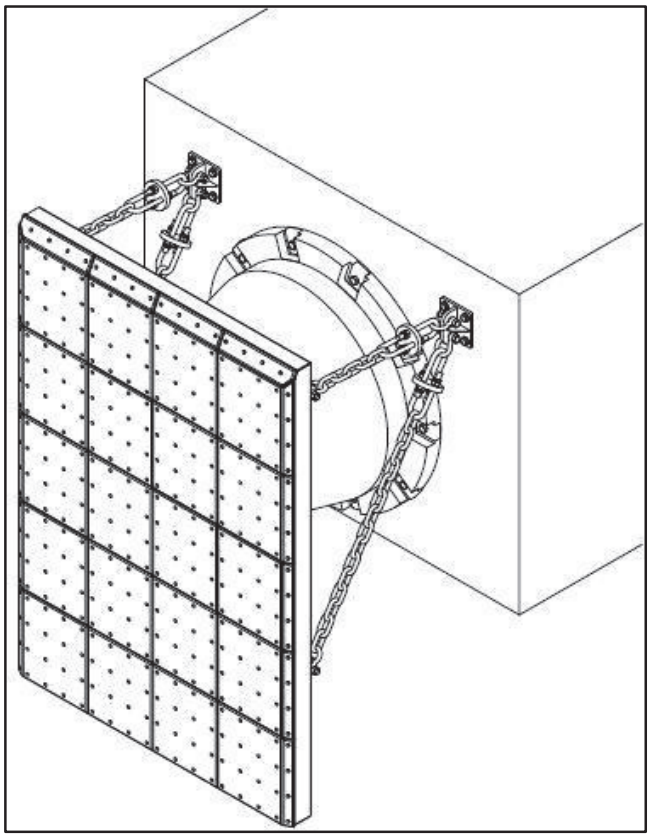


Figure 2.6 : Défense en caoutchouc SCN 2000 F2.0.

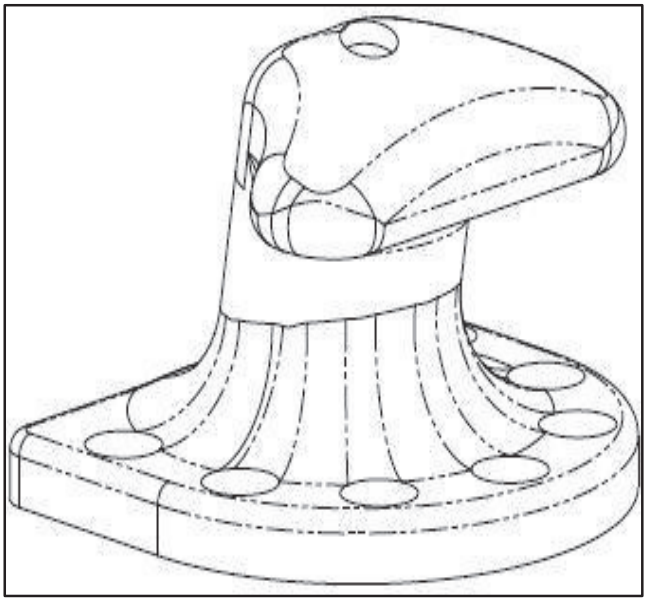


Figure 2.5 : Bollard 200t.

Tableau 2.1 : Récapitulatif de calcul le poids propre de la structure du caisson.

Niveau d'eau de conception +0,7										
Éléments		V (m³)	N	Vt (m³)	g (kN/m³)	P (kN/caisson)	e_h (m)	Mh (kN.m)	e_v (m)	Mv (kN.m)
Caisson	Radier	244,60	2	489,20	15,00	7 338,00	0,53	3 889,14	18,05	132 450,90
	Voile au-dessus de l'eau	9,11	2	18,22	25,00	455,50	21,40	9 747,70	18,05	8 221,78
	Voile submergé	458,70	2	917,40	15,00	13 761,00	11,13	153 159,93	18,05	248 386,05
	Dalle	259,20	1	259,20	25,00	6 480,00	24,00	155 520,00	12,40	80 352,00
	Mur de couronnement	722,50	1	722,50	25,00	18 062,50	24,80	447 950,00	25,00	451 562,50
	Mur de capping	250,88	1	250,88	25,00	6 272,00	22,70	142 374,40	2,40	15 052,80
	Total	/	/	/	/	52 369,00	17,43	912 641,17	17,87	936 026,03
Remblais	Remblai TVC au-dessus de l'eau	15,39	2	30,78	17,00	523,26	21,25	11 119,28	18,05	9 444,84
	Remblai TVC submergé	3 101,85	2	6 203,70	10,00	62 037,00	11,30	701 018,10	18,05	1 119 767,85
	(10-100kg) entre caisson au-dessus de l'eau	14,07	1	14,07	17,00	239,19	21,25	5 082,79	18,05	4 317,38
	(10-100kg) entre caisson submergé	2 835,10	1	2 835,10	10,00	28 351,00	11,30	320 366,30	18,05	511 735,55
	Remblai (1-50kg)	530,00	1	530,00	17,00	9 010,00	22,43	202 094,30	12,35	111 273,50
	Total	/	/	/	/	100 160,45	12,38	1 239 680,76	17,54	1 756 539,12
Total						152 529,45	14,11	2 152 321,93	17,65	2 692 565,15

Niveau d'eau de conception +0,34										
Elément		V (m³)	N	Vt (m³)	g (kN/m³)	P (kN/caisson)	e_h (m)	Mh (kN.m)	e_v (m)	Mv (kN.m)
Caisson	Radier	244,60	2	489,20	15,00	7 338,00	0,53	3 889,14	18,05	132 450,90
	Voile au-dessus de l'eau	17,30	2	34,60	25,00	865,00	21,20	18 338,00	18,05	15 613,25
	Voile submergé	450,50	2	901,00	15,00	13 515,00	10,95	147 989,25	18,05	243 945,75
	Dalle	259,20	1	259,20	25,00	6 480,00	24,00	155 520,00	12,40	80 352,00
	Mur de couronnement	722,50	1	722,50	25,00	18 062,50	24,80	447 950,00	25,00	451 562,50
	Mur de capping	250,90	1	250,90	25,00	6 272,50	22,70	142 385,75	2,40	15 054,00
	Total	/	/	/	/	52 533,00	17,44	916 072,14	17,87	938 978,40
Remblais	Remblai TVC au-dessus de l'eau	58,50	2	117,00	17,00	1 989,00	21,07	41 908,23	18,05	35 901,45
	Remblai TVC submergé	3 044,90	2	6 089,80	10,00	60 898,00	10,95	666 833,10	18,05	1 099 208,90
	(10-100kg) entre caisson au-dessus de l'eau	64,70	1	64,70	17,00	1 099,90	21,07	23 174,89	18,05	19 853,20
	(10-100kg) entre caisson submergé	2 784,40	1	2 784,40	10,00	27 844,00	10,95	304 891,80	18,05	502 584,20
	Remblai (1-50kg)	530,00	1	530,00	17,00	9 010,00	22,43	202 094,30	12,35	111 273,50
	Total	/	/	/	/	100 840,90	12,29	1 238 902,32	17,54	1 768 821,25
Total						153 373,90	14,05	2 154 974,46	17,65	2 707 799,65

Niveau d'eau de conception -0,6										
Elément		V (m³)	N	Vt (m³)	g (kN/m³)	P (kN/caisson)	e_h (m)	Mh (kN.m)	e_v (m)	Mv (kN.m)
Caisson	Radier	244,60	2	489,20	15,00	7 338,00	0,53	3 889,14	18,05	132 450,90
	Voile au-dessus de l'eau	38,65	2	77,30	25,00	1 932,50	20,75	40 099,38	18,05	34 881,63
	Voile submergé	429,22	2	858,44	15,00	12 876,60	10,48	134 946,77	18,05	232 422,63
	Dalle	259,20	1	259,20	25,00	6 480,00	24,00	155 520,00	12,40	80 352,00
	Mur de couronnement	722,50	1	722,50	25,00	18 062,50	24,80	447 950,00	25,00	451 562,50
	Mur de capping	250,90	1	250,90	25,00	6 272,50	22,70	142 385,75	2,40	15 054,00
	Total	/	/	/	/	52 962,10	17,46	924 791,03	17,88	946 723,66
Remblais	Remblai TVC au-dessus de l'eau	215,50	2	431,00	17,00	7 327,00	20,60	150 936,20	18,05	132 252,35
	Remblai TVC submergé	2 900,30	2	5 800,60	10,00	58 006,00	10,48	607 902,88	18,05	1 047 008,30
	(10-100kg) entre caisson au-dessus de l'eau	197,00	1	197,00	17,00	3 349,00	20,60	68 989,40	18,05	60 449,45
	(10-100kg) entre caisson submergé	2 652,20	1	2 652,20	10,00	26 522,00	10,48	277 950,56	18,05	478 722,10
	Remblai (1-50kg)	530,00	1	530,00	17,00	9 010,00	22,43	202 094,30	12,35	111 273,50
	Total	/	/	/	/	104 214,00	12,55	1 307 873,34	17,56	1 829 705,70
Total						157 176,10	14,20	2 232 664,37	17,66	2 776 429,36

Niveau d'eau de conception -0,26										
Elément		V (m³)	N	Vt (m³)	g (kN/m³)	P (kN/caisson)	e_h (m)	Mh (kN.m)	e_v (m)	Mv (kN.m)
Caisson	Radier	244,60	2	489,20	15,00	7 338,00	0,53	3 889,14	18,05	132 450,90
	Voile au-dessus de l'eau	31,00	2	62,00	25,00	1 550,00	20,92	32 426,00	18,05	27 977,50
	Voile submergé	436,90	2	873,80	15,00	13 107,00	10,65	139 589,55	18,05	236 581,35
	Dalle	259,20	1	259,20	25,00	6 480,00	24,00	155 520,00	12,40	80 352,00
	Mur de couronnement	722,50	1	722,50	25,00	18 062,50	24,80	447 950,00	25,00	451 562,50
	Mur de capping	250,90	1	250,90	25,00	6 272,50	22,70	142 385,75	2,40	15 054,00
	Total	/	/	/	/	52 810,00	17,45	921 760,44	17,87	943 978,25
Remblais	Remblai TVC au-dessus de l'eau	163,10	2	326,20	17,00	5 545,40	20,77	115 177,96	18,05	100 094,47
	Remblai TVC submergé	2 952,60	2	5 905,20	10,00	59 052,00	10,65	628 903,80	18,05	1 065 888,60
	(10-100kg) entre caisson au-dessus de l'eau	149,20	1	149,20	17,00	2 536,40	20,77	52 681,03	18,05	45 782,02
	(10-100kg) entre caisson submergé	2 700,30	1	2 700,30	10,00	27 003,00	10,65	287 581,95	18,05	487 404,15
	Remblai (1-50kg)	530,00	1	530,00	17,00	9 010,00	22,43	202 094,30	12,35	111 273,50
	Total	/	/	/	/	103 146,80	12,47	1 286 439,04	17,55	1 810 442,74
Total						155 956,80	14,16	2 208 199,48	17,66	2 754 420,99

Tableau 0.2 : Récapitulatif de calcul des forces de houle sous l'effet de la crête d'onde.

Valeurs des forces et des moments des houles sous l'effet de la crête d'onde						
			WCe	WCe	WCe	WCe
Période de retour de houle			100 ans	100 ans	100 ans	100 ans
Elévation du sommet du mur de couronnement	Et	(m, NGA)	10,50	10,50	10,50	10,50
Elévation du fond du mur de couronnement	E_b	(m, NGA)	-20,50	-20,50	-20,50	-20,50
Largeur du fond d'un caisson	Bs	m	17,50	17,50	17,50	17,50
Largeur du fond de la structure	B	m	36,10	36,10	36,10	36,10
Longueur longitudinale de caisson	Lc	m	16,00	16,00	16,00	16,00
Niveau d'eau prévu	DWL	(m, NGA)	0,70	0,34	-0,26	-0,60
Profondeur d'eau	h	m	22,70	22,34	21,74	21,40
	h'	m	21,20	20,84	20,24	19,90
	h_b	m	22,70	22,34	21,74	21,40
	d	m	19,20	18,84	18,24	17,90
Hauteur d'onde effective	H1/3	m	8,81	8,81	8,81	8,81
Hauteur d'onde de calcul	HD	m	15,86	15,86	15,86	15,86
Période effective	Ts	s	13,43	13,43	13,43	13,43
Angle d'incidence de vagues	β	°	30,00	30,00	30,00	30,00
Longueur d'onde	L	m	171,06	169,69	167,37	166,03
Coefficient de correction de la pression des vagues	λ1	(-)	1,00	1,00	1,00	1,00
	λ2	(-)	1,00	1,00	1,00	1,00
	λ3	(-)	1,00	1,00	1,00	1,00
Poids d'eau de mer	ρg	kN/m^3	10,25	10,25	10,25	10,25
Coefficient	α1	(-)	0,81	0,82	0,82	0,82
	α2	(-)	0,04	0,04	0,04	0,04
	α3	(-)	0,75	0,75	0,76	0,76
Niveau de la surface de l'eau libre	η*	m, DWL	22,19	22,19	22,19	22,19
Force de houles	p1	(kN/m^2)	127,27	127,90	128,99	129,64
	p2	(kN/m^2)	93,02	93,90	95,41	96,30
	p3	(kN/m^2)	95,29	96,18	97,73	98,63
	pu	(kN/m^2)	92,30	93,02	94,23	94,93
	pu/2	(kN/m^2)	46,15	46,51	47,12	47,46
Force de résultant horizontal	Fh	kN	53 296,53	53 392,37	53 534,97	53 606,80
Force de résultant vertical	Fv	kN	26 656,06	26 864,29	27 215,00	27 415,76
Moment de résultant horizontal	Mh	kN.m	817 948,92	815 161,04	809 967,65	806 731,95
Moment de résultant vertical	Mv	kN.m	641 522,49	646 533,81	654 974,23	659 806,00

Tableau 0.3 : Récapitulatif de calcul des forces de houle sous l'effet du creux d'onde.

Valeurs des forces et des moments des houles sous l'effet du creux d'onde						
			WCe	WCe	WCe	WCe
Période de retour de houle			100 ans	100 ans	100 ans	100 ans
Elévation du sommet du mur de couronnement	Et	(m, NGA)	10,50	10,50	10,50	10,50
Elévation du fond du mur de couronnement	E_b	(m, NGA)	-20,50	-20,50	-20,50	-20,50
Largeur du fond d'un caisson	Bs	m	17,50	17,50	17,50	17,50
Largeur du fond de la structure	B	m	36,10	36,10	36,10	36,10
Longueur longitudinale de caisson	Lc	m	16,00	16,00	16,00	16,00
Niveau d'eau prévu	DWL	(m, NGA)	0,70	0,34	-0,26	-0,60
Hauteur de Niveau d'eau de conception au fond du caisson	h	m	21,20	20,84	20,24	19,90
Hauteur d'onde effective	Hs	m	8,81	8,81	8,81	8,81
Hauteur d'onde de calcul	HD	m	15,86	15,86	15,86	15,86
Poids d'eau de mer	ρg	kN/m^3	10,25	10,25	10,25	10,25
Pression de houles	pn	(kN/m^2)	81,27	81,27	81,27	81,27
	pn-0,5	(kN/m^2)	40,64	40,64	40,64	40,64
Force de résultant horizontal	Fh	kN	22 412,29	21 944,16	21 163,94	20 721,82
Force de résultant vertical	Fv	kN	23 471,43	23 471,43	23 471,43	23 471,43
Moment de résultant horizontal	Mh	kN.m	196 549,82	188 565,66	175 633,22	168 512,64
Moment de résultant vertical	Mv	kN.m	273 833,30	273 833,30	273 833,30	273 833,30

Tableau 2.4 : Résultat de calcul de l'énergie d'accostage.

	Paramètre de calcul	Vraquier de 150 000 DWT	Vraquier de 60 000 DWT
Longueur totale du navire	L_{oa}	290,00	220,00
Longueur entre perpendiculaires	L_{BP}	276,00	210,00
Largeur du navire	B	44,00	33,50
Tirant d'eau en charge	D	17,50	12,80
Poids de chargement	DWT	150 000,00	150 000,00
Vitesse d'accostage	V_B	0,15	0,20
Déplacement du navire	M_D	179 000,00	74 000,00
Coefficients de bloc du navire	C_B	0,82	0,80
Rayon d'évitage	K	73,45	55,09
Distance entre point d'impact et proue de navire	x	69,00	52,50
Distance entre point de contact d'accostage et centre de masse de navire	r	72,42	55,11
Angle d'accostage	α	9,00	9,00
L'angle de varangues	γ	63,32	63,30
Coefficient de masse ajoutée	C_M	1,80	1,76
Coefficient d'excentricité	C_E	0,61	0,60
Coefficient de souplesse de coque	C_S	1,00	1,00
Coefficient de configuration de quai	C_C	1,00	1,00
Energie d'accostage normale	E	2 192,63	1 568,72
Energie d'accostage	E_A	3 288,94	2 745,26

Tableau 2.5 : Symboles des charges.

Symboles	Charges
PP	Poids propre de la structure
CRS	Charge d'appareil de levage en état de service
CRh	Charge d'appareil de levage en état de non-service
WTe	Charges aux creux d'onde dans les cas extrêmes
WCe	Charge en crête d'onde dans les cas extrêmes
WTn	Charge aux creux d'onde dans les conditions normales d'opération
WCn	Charges en crête d'onde dans les conditions normales d'opération
ML	Charge d'amarrage de navire
Aed	Force d'inertie sismique
Fz	Force hydrodynamique séismique
CUR	Charge uniformément répartie

Tableau 2.6 : Combinaisons de charges « Glissement et renversement ».

Combinaison des charges	
STATIQUES	
CS1 ELU	PP + WCe
CS2 ELU	PP + WCe + CRh
CS3 ELS	PP + WCn + ML+ CRS
CS4 ELU	PP + WTe
CS5 ELU	PP+ WTe + CRh
DYNAMIQUES	
CD 1	PP + Aed + Fz

Tableau 2.7 : Combinaisons de charges « poinçonnement ».

Combinaison des charges	
STATIQUES	
CS1	PP
CS2	PP + WCe
CS3	PP + WCn + CUR
CS4	PP + WTe
CS5	PP+ WTe + CUR
DYNAMIQUES	
CD 1	PP + Aed + Fz
CD2	PP + Aed + ψ2Fz

Tableau 2.8 : Résultat de calcul la stabilité d'anti-glissement.

Résultats de stabilité d'anti-glissement																						
Combinaisons de charge		Aed	We	Wn	Fz	CRs	CRh	ML	Force de résultant horizontal	PP	Aed	Pression des vague	CRs	CRh	Wn	We	ML	Force de résultant vertical			
+0,7	Crête		53 296,53				1 430,00			152 529,45		3 686,00		14 300,00		26 656,06					
	Creux		22 412,29				1 430,00			152 529,45				14 300,00		23 471,43					
+0,34		38 343,48		16 299,00	10 387,14	1 320,00		1 812,60		153 373,90	11 503,04	759,00	13 200,00		7 723,00		845,20				
-0,26		38 989,20		16 123,00	9 797,64	1 320,00		1 812,60		155 956,80	11 696,76	712,00	13 200,00		7 898,00		845,20				
-0,6	Crête		53 606,80				1 430,00			157 176,10		3 464,00		14 300,00		27 415,76					
	Creux		20 721,82				1 430,00			157 176,10				14 300,00		23 471,43					
ELU																						
Coefficient division		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$\sum$ Fh	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$\sum$ Fv	Fg	Critère	
CS1	+0,7	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	53 296,53	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	-0,60	0,00	140 221,81	1,58	1,50	Vérifié
	-0,6	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	53 606,80	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	-0,60	0,00	144 190,64	1,62	1,50	Vérifié
CS2	+0,7	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	54 726,53	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	-0,60	0,00	154 521,81	1,70	1,50	Vérifié
	-0,6	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	55 036,80	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	-0,60	0,00	158 490,64	1,73	1,50	Vérifié
CS4	+0,7	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	22 412,29	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	166 612,31	4,47	1,50	Vérifié
	-0,6	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	20 721,82	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	171 258,96	4,97	1,50	Vérifié
CS5	+0,7	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	23 842,29	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,60	0,00	180 912,31	4,56	1,50	Vérifié
	-0,6	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	22 151,82	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	0,60	0,00	185 558,96	5,03	1,50	Vérifié
ELS																						
CS3	+0,34	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	19 431,60	1,00	0,00	1,00	1,00	0,00	-0,60	0,00	1,00	163 544,30	5,06	1,50	Vérifié
	-0,26	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	19 255,60	1,00	0,00	1,00	1,00	0,00	-0,60	0,00	1,00	165 975,20	5,18	1,50	Vérifié
DYNAMQIUE																						
CD1	0,34	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	48 730,62	1,00	-1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	141 870,86	1,75	1,10	Vérifié
	-0,26	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	48 786,84	1,00	-1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	144 260,04	1,78	1,10	Vérifié

Tableau 2.9 : Résultat de calcul la stabilité d'anti-renversement.

Résultats de stabilité d'anti-renversement																			
Combinaisons de charge		Aed	We Composante horizontale	We	Wn	Fz	CRs	CRh	ML	Moment résultante horizontal	PP	Aed	CRs	CRh	ML	Moment résultante vertical			
+0,7	Crête		817948,92	641 522,49				35 035,00			2 692 565,15			114 465,00					
	Creux		196 549,82	273 833,30				35 035,00			2 692 565,15			114 465,00					
+0,34		538 725,89	234 861,00		185 875,00	86 587,00	32 340,00		45 315,00		2 707 799,65	203 028,70	132 600,00		1 268,00				
-0,26		552 087,07	226 557,00		190 075,00	79 322,00	32 340,00		45 315,00		2 754 420,99	206 564,78	132 600,00		1 268,00				
-0,6	Crête		806 731,95	659 806,00				35 035,00			2 776 429,36			114 465,00					
	Creux		168 512,64	273 833,30				35 035,00			2 776 429,36			114 465,00					
ELU																			
Coefficient division		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$\sum$ Mh	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$\sum$ Mv	Fs	Critère	
CS1	+0,7	0,00	1,00	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1 202 862,41	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2 692 565,15	2,24	1,50	Vérifié
	-0,6	0,00	1,00	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1 202 615,55	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2 776 429,36	2,31	1,50	Vérifié
CS2	+0,7	0,00	1,00	0,60	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1 237 897,41	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	2 807 030,15	2,27	1,50	Vérifié
	-0,6	0,00	1,00	0,60	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1 237 650,55	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	2 890 894,36	2,34	1,50	Vérifié
CS4	+0,7	0,00	1,00	-0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	32 249,84	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2 692 565,15	83,49	1,50	Vérifié
	-0,6	0,00	1,00	-0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4 212,66	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2 776 429,36	659,07	1,50	Vérifié
CS5	+0,7	0,00	1,00	-0,60	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	67 284,84	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	2 807 030,15	41,72	1,50	Vérifié
	-0,6	0,00	1,00	-0,60	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	39 247,66	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	2 890 894,36	73,66	1,50	Vérifié
ELS																			
CS3	+0,34	0,00	1,00	0,00	0,60	0,00	1,00	0,00	1,00	424 041,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	2 841 667,65	6,70	1,50	Vérifié
	-0,26	0,00	1,00	0,00	0,60	0,00	1,00	0,00	1,00	418 257,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	2 888 288,99	6,91	1,50	Vérifié
DYNAMIQUE																			
CD1	0,34	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	625 312,89	1,00	-1,00	0,00	0,00	0,00	2 504 770,95	4,01	1,10	Vérifié
	-0,26	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	631 409,07	1,00	-1,00	0,00	0,00	0,00	2 547 856,21	4,04	1,10	Vérifié

Tableau 2.10 : Résultats récapulatives de calcul de forces totale du radier de caisson sur les fondations.

Caisson du tronçon général	Niveau d'eau ou vitesse accélérée sismique	Combinaison de charge		Caisson du côté mer (caisson avant)			Caisson du côté de bassin (caisson arrière)		
				Force perpendiculaire Fz(kN)	Force horizontale Fy(kN)	Moment de flexion Mx(kNm)	Force perpendiculaire Fz(kN)	Force horizontale Fy(kN)	Moment de flexion Mx(kNm)
Combinaison permanente	Niveau d'eau +0.7m	CS1	PP	-62469	7741	-29821	-63408	-7020	51720
		CS2	PP+WCe	-47739	-10829	110490	-80672	-27066	176630
		CS3	PP+WCe+CUR	-49658	-10484	113140	-85106	-27291	183650
		CS4	PP+WTe	-67251	19885	-55353	-61516	-2980	6356
		CS5	PP+WTe+ CUR	-69218	20272	-53108	-65992	-3217	13477
	Niveau d'eau -0.26m	CS1	PP	-63289	7884	-30287	-64177	-7165	52032
		CS2	PP+WCe	-48860	-10650	107610	-81493	-26800	174710
		CS3	PP+WCe+CUR	-50824	-10298	110070	-85922	-27020	181810
		CS4	PP+WTe	-67645	19425	-51805	-62735	-3390	11162
		CS5	PP+WTe+ CUR	-69580	19860	-49655	-67219	-3667	18047
Combinaison sismique	y -0.25g z -0.075g	CD1	PP+Aed+Fz	-52547	-8796	107990	-84705	-31737	179550
		CD2	PP+Aed+Fz+ψ2×CUR	-53136	-8680	108810	-86028	-31814	181730
	y -0.25g z +0.075g	CD1	PP+Aed+Fz	-42223	-9301	112820	-75398	-31542	165160
		CD2	PP+Aed+Fz+ψ2×CUR	-42820	-9190	113510	-76730	-31609	167320
	y +0.25g z -0.075g	CD1	PP+Aed+Fz	-84404	31763	-157990	-53685	10428	-77968
		CD2	PP+Aed+Fz+ψ2×CUR	-84994	31872	-157390	-54995	10393	-75862
	y +0.25g z +0.075g	CD1	PP+Aed+Fz	-75205	31397	-148270	-43497	10972	-88379
		CD2	PP+Aed+Fz+ψ2×CUR	-75790	31508	-147630	-44842	10906	-86256

Tableau 2.11 : Résultats récapulatives de calcul stabilité au non-poinçonnement.

Symbole	Unité	Caisson du coté mer								Caisson du coté bassin portuaire							
		+0,7m		-0,26m		y + 0,25g / z - 0,075g		y + 0,25g / z + 0,075g		+0,7m		-0,26m		y + 0,25g / z - 0,075g		y + 0,25g / z + 0,075g	
		CP2	CP3	CP2	CP3	CD1	CD2	CD1	CD2	CP2	CP3	CP2	CP3	CD1	CD2	CD1	CD2
Fz	kN	47 739,00	49 658,00	48 860,00	50 824,00	84 404,00	84 994,00	75 205,00	75 790,00	80 672,00	85 106,00	81 493,00	85 922,00	84 705,00	86 028,00	75 398,00	76 730,00
Fh	kN	10 829,00	10 484,00	10 650,00	10 298,00	31 763,00	31 872,00	31 397,00	31 508,00	27 066,00	27 291,00	26 800,00	27 020,00	31 737,00	31 814,00	31 542,00	31 609,00
Mx	kN.m	110 490,00	113 140,00	107 610,00	110 070,00	157 990,00	157 390,00	148 270,00	147 630,00	176 630,00	183 650,00	174 710,00	181 810,00	179 550,00	181 730,00	165 160,00	167 320,00
Vk	kN/ml	2 983,69	3 103,63	3 053,75	3 176,50	5 275,25	5 312,13	4 700,31	4 736,88	5 042,00	5 319,13	5 093,31	5 370,13	5 294,06	5 376,75	4 712,38	4 795,63
Hk	kN/ml	676,81	655,25	665,63	643,63	1 985,19	1 992,00	1 962,31	1 969,25	1 691,63	1 705,69	1 675,00	1 688,75	1 983,56	1 988,38	1 971,38	1 975,56
Mk	kN.m/ml	6 905,63	7 071,25	6 725,63	6 879,38	9 874,38	9 836,88	9 266,88	9 226,88	11 039,38	11 478,13	10 919,38	11 363,13	11 221,88	11 358,13	10 322,50	10 457,50
B	m	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50
e	m	2,31	2,28	2,20	2,17	1,87	1,85	1,97	1,95	2,19	2,16	2,14	2,12	2,12	2,11	2,19	2,18
σmax	kPa	305,79	315,89	306,27	316,29	494,90	496,27	450,14	451,45	504,40	528,83	504,98	529,49	522,38	529,77	471,52	478,92
σmin	kPa	35,20	38,81	42,73	46,73	107,99	110,83	87,03	89,91	71,83	79,07	77,12	84,24	82,66	84,72	67,04	69,15
d	m	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
γ	kN/m³	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
B1	m	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50
$\sigma' max$	kPa	284,43	293,49	284,86	293,85	454,14	455,37	413,98	415,15	462,66	484,59	463,18	485,18	478,80	485,43	433,15	439,80
$\sigma' min$	kPa	41,59	44,83	48,35	51,94	106,91	109,46	88,11	90,69	74,47	80,96	79,21	85,60	84,18	86,03	70,17	72,06
e'	m	2,42	2,39	2,31	2,27	2,01	1,99	2,11	2,08	2,35	2,32	2,30	2,28	2,28	2,27	2,34	2,33
Vk'	kN/ml	3 178,69	3 298,63	3 248,75	3 371,50	5 470,25	5 507,13	4 895,31	4 931,88	5 237,00	5 514,13	5 288,31	5 565,13	5 489,06	5 571,75	4 907,38	4 990,63
Hk'	kN/ml	676,81	655,25	665,63	643,63	1 985,19	1 992,00	1 962,31	1 969,25	1 691,63	1 705,69	1 675,00	1 688,75	1 983,56	1 988,38	1 971,38	1 975,56
γ'	kN/m³	11,60	11,60	11,60	11,60	11,60	11,60	11,60	11,60	11,60	11,60	11,60	11,60	11,60	11,60	11,60	11,60
C'	kPa	144,80	144,80	144,80	144,80	144,80	144,80	144,80	144,80	144,80	144,80	144,80	144,80	144,80	144,80	144,80	144,80
φ'	°	26,90	26,90	26,90	26,90	26,90	26,90	26,90	26,90	26,90	26,90	26,90	26,90	26,90	26,90	26,90	26,90
B1'	m	14,66	14,72	14,89	14,95	15,48	15,52	15,28	15,33	14,80	14,86	14,90	14,95	14,94	14,96	14,81	14,83
A'	m	14,66	14,66	14,66	14,66	14,66	14,66	14,66	14,66	14,66	14,66	14,66	14,66	14,66	14,66	14,66	14,66
q'	kPa	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80	5,80
Nq	--	13,06	13,06	13,06	13,06	13,06	13,06	13,06	13,06	13,06	13,06	13,06	13,06	13,06	13,06	13,06	13,06
Nc	--	23,77	23,77	23,77	23,77	23,77	23,77	23,77	23,77	23,77	23,77	23,77	23,77	23,77	23,77	23,77	23,77
Ny	--	12,23	12,23	12,23	12,23	12,23	12,23	12,23	12,23	12,23	12,23	12,23	12,23	12,23	12,23	12,23	12,23
bc	--	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
bq	--	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
by	--	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
sq	--	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
sy	--	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
sc	--	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
mb	--	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
ic	--	0,81	0,81	0,81	0,82	0,59	0,59	0,57	0,57	0,64	0,65	0,64	0,65	0,59	0,60	0,57	0,58
iq	--	0,82	0,83	0,82	0,83	0,62	0,62	0,61	0,61	0,67	0,67	0,67	0,68	0,63	0,63	0,61	0,61
iy	--	0,74	0,75	0,75	0,76	0,49	0,49	0,47	0,47	0,54	0,55	0,55	0,56	0,49	0,50	0,47	0,47
R/A'	kPa	3 605,29	3 651,48	3 640,67	3 687,43	2 630,26	2 632,52	2 535,69	2 538,35	2 822,55	2 857,09	2 849,68	2 883,50	2 616,30	2 627,23	2 514,31	2 527,37
R	kN	52 853,56	53 530,72	53 372,24	54 057,75	38 559,64	38 592,79	37 173,21	37 212,28	41 378,57	41 884,93	41 776,27	42 272,11	38 354,93	38 515,15	36 859,85	37 051,21
Fs		16,63	16,23	16,43	16,03	7,05	7,01	7,59	7,55	7,90	7,60	7,90	7,60	6,99	6,91	7,51	7,42

ANNE3 E 03 : annexe au chapitre VI

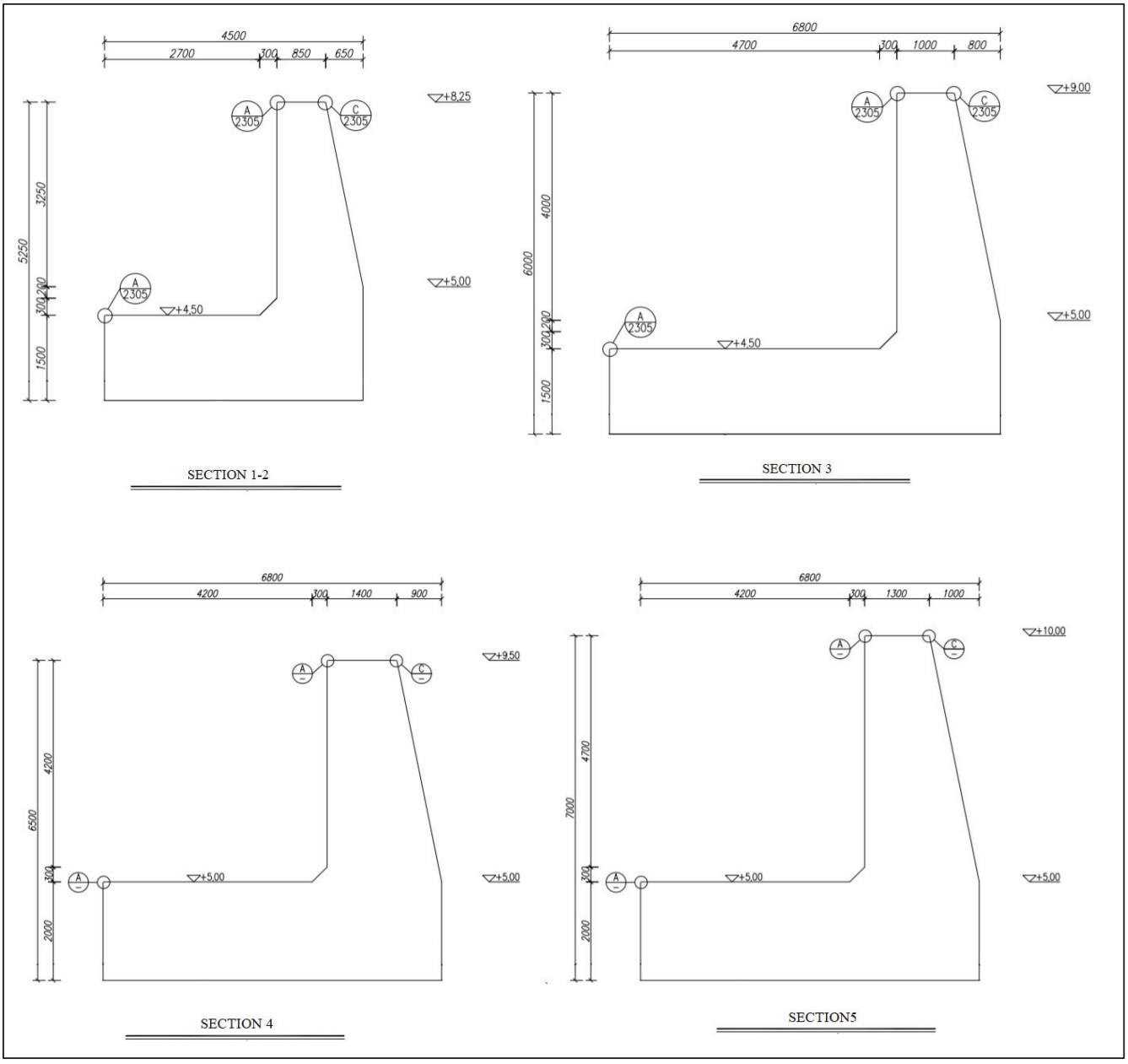


Figure 3.1 : Carte structural du couronnement de la digue à talus.

Tableau 3.1 : Résultat de calcul de pression des houles « couronnement de la digue à talus ».

FORCE DE LA HOULE							
		Unité	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5
Masse volumique de l'eau de mer	ρ	kg/m^3	1,025	1,025	1,025	1,025	1,025
Accélération de gravité	g	m/s²	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
Longueur de vague	L_{op}	m	281,7	304,4	322,1	328,4	333,4
Hauteur de couronnement	d_c	m	2	4,5	6	7	7
Hauteur libre de la digue	R_{ca}	m	4,9	5,8	8,8	8,8	9,9
Hauteur efficace de houle	Hs	m	2,81	4,48	6,78	7,2	8,15
Coefficient empirique	a	-	0,051	0,051	0,051	0,051	0,051
	b	-	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
Force de la houle	Fh	kN	18,39	184,47	258,32	363,54	375,12
Pression de houle	q	kN/m/m	9,20	40,99	43,05	51,93	53,59
Coefficient de réduction	k	-	0,50	0,50	0,50	0,50	0,90
Pression de houle après réduction	q0	kN/m/m	4,60	20,50	21,53	25,97	48,23

Tableau 3.2 : coefficient de sécurité partiel de charge.

Charge			Coefficient partiels	Coefficient de combinaison		
			γ_F	ψ_0	ψ_1	$\psi 2$
Charges permanentes	Effets défavorables	PP	1.35	--	--	--
	Effets Favorables	PP	1.0	--	--	--
Charge variable	Combinaison d'action permanente	Wce	1.4	0.6	0.2	0

Tableau 0.3 : Combinaison des charges pour le calcul de l'effort interne de bras suspendu

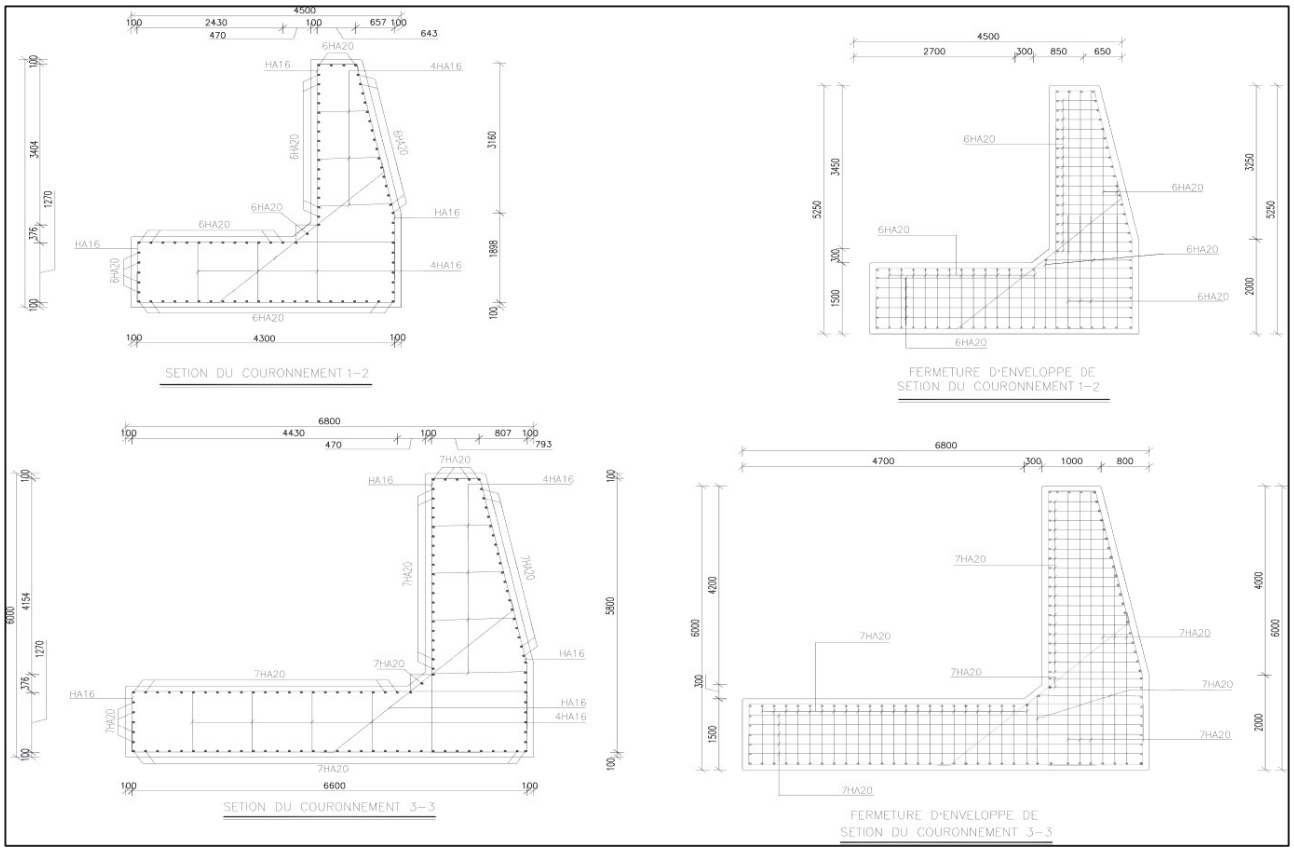
Catégorie	Situation de conception	No.de combinaison	Combinaison de charges
ELU	Combinaison d'actions perméantes	CP1	γ_F*PP + γ_F*Wce
ELS	Combinaison d'actions caractéristiques	CC1	PP + Wce
	Combinaison d'actions Quasi-permanentes 1	CQP1	PP + $\psi 2$*Wce

Tableau 3.4 : Résultats récapulatives de calcul de forces interne du bras suspendu de couronnement.

Section	ELU		ELS			
Etat de conception	CP1		CC1		CQP1	
	Moment	Effort tranchant	Moment	Effort tranchant	Moment	Effort tranchant
Section 1-2	201.8	107.63	144.14	107.63	28.83	107.63
Section 3	305	136	218	136	44	136
Section 4	368	164	263	164	53	164
Section 5	1215	405	868	405	174	405

Tableau 3.5 : Résultat récapitulative de ferraillage de couronnement de la digue à talus.

			Section 1-2		Section 3		Section 4		Section 5	
	Symbole	Unité	Exterieur	Interieur	Exterieur	Interieur	Exterieur	Interieur	Exterieur	Interieur
Paramètre de materiau										
Valeur caractéristique de la résistance à la du béton	fcj	MPa	28	28	28	28	28	28	28	28
Module d'élasticité de béton	Ecm	MPa	3,20E+04	3,20E+04	3,20E+04	3,20E+04	3,20E+04	3,20E+04	3,20E+04	3,20E+04
Coefficient de la résistance à la compression	αcc	--	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Coefficient de securité	γb	--	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
La contrainte admissible de compression	fbu	MPa	15,87	15,87	15,87	15,87	15,87	15,87	15,87	15,87
La resistance à la traction	ftj	MPa	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28
Enrobage	c	m	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Limite d'élasticité d'acier	fe	MPa	400	400	400	400	400	400	400	400
Module d'élasticité d'acier	Es	MPa	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000
Coefficient de securité partiel d'armature	γs	--	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
Valeur prévue de la résistance d'armature principale	fr	MPa	347,83	347,83	347,83	347,83	347,83	347,83	347,83	347,83
Dimension de section										
Largeur de section	b	cm	100	100	100	100	100	100	100	100
Hauteur de section	h	cm	150	150	180	180	180	180	230	230
Hauteur effective	d	cm	135	135	162	162	162	162	207	207
Situation de charge										
Moment de flexion ELS	Mser	kN.m	144,14	144,14	218	218	263	263	868	868
Efort tranchant	Vmax	kN	107,63	107,63	136	136	164	164	405	405
Conception de flexion (Armatures longitudinales)										
Contrainte limite de compression dans le béton	σ_{bc}	MPa	16,8	16,8	16,8	16,8	16,8	16,8	16,8	16,8
Contrainte limite de traction dans le béton	σ_{st}	MPa	168,08	168,08	168,08	168,08	168,08	168,08	168,08	168,08
	X	cm	80,99	80,99	97,18	97,18	97,18	97,18	124,18	124,18
	Z	cm	108,00	108,00	129,61	129,61	129,61	129,61	165,61	165,61
	M1	kN.m	7347,30	7347,30	10580,11	10580,11	10580,11	10580,11	17274,32	17274,32
Mser < M1 ?!		--	SSAC	SSAC	SSAC	SSAC	SSAC	SSAC	SSAC	SSAC
Section d'armature	Aser	cm²	7,94	7,94	10,01	10,01	12,07	12,07	31,18	31,18
Condition de non fragilité	As,min	cm²	17,70	17,70	21,24	21,24	21,24	21,24	27,14	27,14
			Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	AS		17,70	17,70	21,24	21,24	21,24	21,24	31,18	31,18
Choix des armatures		--	6HA20	6HA20	7HA20	7HA20	7HA20	7HA20	7HA25	7HA25
	As	cm²	18,85	18,85	21,99	21,99	21,99	21,99	34,36	34,36
Effort tranchant (Armatures transversales)										
Contrainte de cisaillement max	τ_{max}	MPa	0,08		0,08		0,10		0,20	
Contrainte de cisaillement	$\bar{\tau}$	MPa	2,8		2,8		2,8		2,8	
			Vérifiée		Vérifiée		Vérifiée		Vérifiée	
Diamètres des armatures transversales	$\varphi <$	mm	20		20		20		25	
	On prend		16		16		16		20	
	τ_r	MPa	89,69		108,80		131,20		301,50	
L'espacement entre les barres	St1	cm	28		23		19		13	
	St2	cm	122		146		146		186	
	St3	cm	80		80		80		80	
	St	cm	28		23		19		13	
	On prend		25		25		25		25	
Choix des armatures			4HA16		4HA16		4HA16		4HA20	
	At	cm²	8,04		8,04		8,04		12,57	


SETION DU COURONNEMENT 1-2
FERMETURE D'ENVELOPPE DE SETION DU COURONNEMENT 1-2
SETION DU COURONNEMENT 3-3
FERMETURE D'ENVELOPPE DE SETION DU COURONNEMENT 3-3

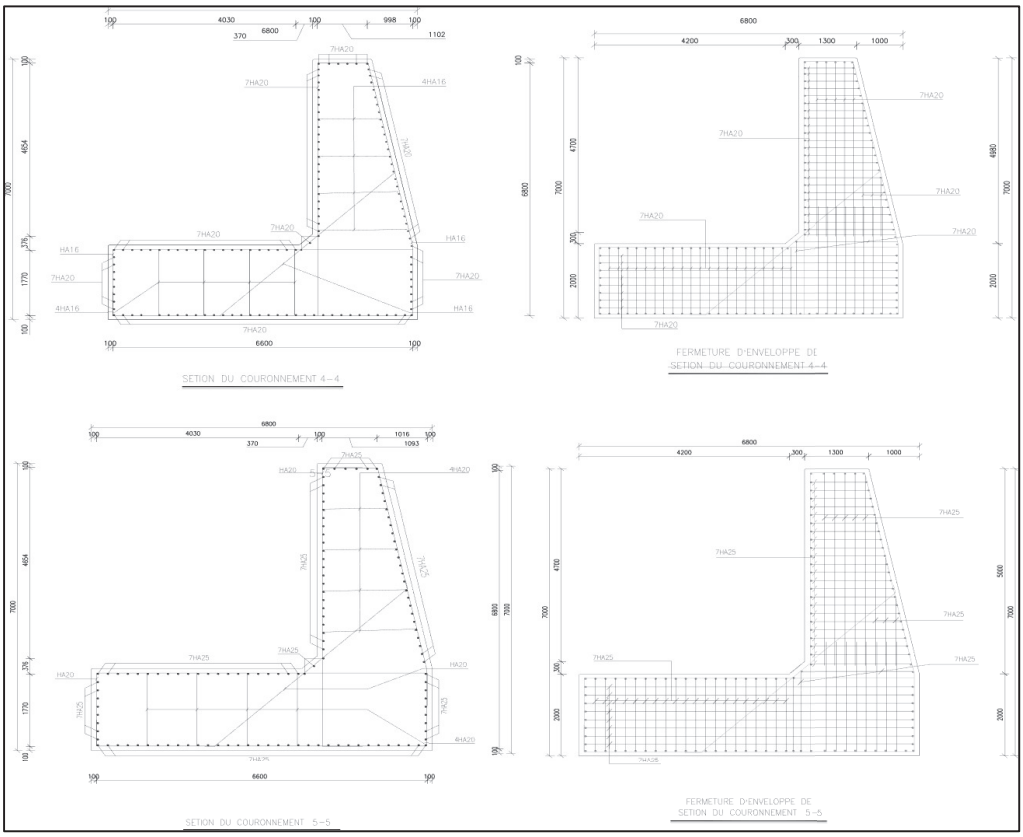


Figure 3.2 : Ferraillage de couronnement de la digue à talus.

Tableau 3.6 : Résultat de calcul de pression des houles « chaussée de la digue à talus ».

			Coté mer					Coté port de la digue		
		Unité	0 ~ +95m	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5	Section 1	Section 2	Section 3
Masse volumique de l'eau de mer	\rho	kg/m3	1,025	1,025	1,025	1,025	1,025	1,025	1,025	1,025
Accélération de gravité	g	m/s²	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
Longueur de vague	Lop	m	281,7	304,4	322,1	328,4	333,4	277,6	288,5	279,9
Hauteur de couronnement	dc	m	2	4,5	6	7	7	2	2	2,5
Hauteur libre de la digue	Rca	m	5,3	5,8	8,8	9,9	9,9	4,9	4,9	4,9
Hauteur efficace de houle	Hs	m	3,5	4,48	6,78	7,64	8,15	3,38	3,28	3,85
Coefficient empirique	a		0,051	0,051	0,051	0,051	0,051	0,051	0,051	0,051
	b		0,026	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026	0,026
Pression de houle	q	kN/m/m	21,75	40,99	43,05	44,11	53,59	25,62	23,61	39,60
Coefficient de réduction	k		0,50	0,50	0,50	0,50	0,90	0,5	0,5	0,9
Force de la houle	Fh	kN	21,75	92,24	129,16	154,38	337,60	25,62	23,61	89,11
Pression de houle après reduction	q0	kN/m/m	10,88	20,50	21,53	22,05	48,23	12,81	11,81	35,64

Tableau 3.7 : Symboles de charge.

Symboles de charge	Description de charge
PP	Poids mort de la structure
CUR	Charge uniformément répartie
CCG1	Charge de circulation de la grue sur porteur de 70t
CCG2	Charge de la grue sur porteur de 70t en état de fonctionnement
WceS	Charge de la crête de house du côté mer au cas extrême
WceP	Charge de la crête de house du côté de bassin au cas extrême
Hps	Pression de l'eau pendant la durée de service
Es1	Pression de silo produite par le poids mort du remblai extérieur du cylindre
Es2	Pression de silo produite par le poids mort du remblai dans le cylindre
Eq	Pression de silo produite par la charge mobile qui se situe au- dessus du remblai
Fz	Pression hydrodynamique sismique
RB	Réaction du sol supportée par la plaque de fond du caisson

Tableau 3.8 : Coefficient partiel de charge.

Charge			Coefficient partiels	Coefficient de combinaison		
			γ_F	ψ_0	ψ_1	$\psi 2$
Charges permanentes	Effets défavorables	PP	1.35	--	--	--
	Effets Favorables	PP	1.0	--	--	--
Charge variable	Combinaison d'action permanente	WceS	1.4	0.6	0.2	0
		WceP	1.4	0.6	0.2	0
		CUR	1.5	0.7	0.5	0.3
		CCG1	1.35	0.75	0.75	0
		CCG2	1.3	0.75	0.75	0

Nota : Les coefficients partiels se réfèrent au BS6349-2 :2010. « Maritime works –Part 2: Code of practice for the design of quay walls, jetties and dolphins »

Tableau 3.9 : Combinaison de charge pour le calcul de l'effort interne de chaussée de la digue à talus.

Catégorie	Situation de conception	No.de combinaison	Combinaison de charges
ELU	Combinaison d'actions perméantes	CP1	γ_F*PP + γ_F*CCR
		CP2	γ_F*PP + γ_F*CCG1
		CP3	γ_F*PP + γ_F*CCG2
		CP4	γ_F*PP + γ_F*WceS
		CP5	γ_F*PP + γ_F*WceP
ELS	Combinaison d'actions caractéristiques	CC1	PP + CCR
		CC2	PP + CCG1
		CC3	PP + CCG2
		CC4	PP + WceS
		CC5	PP + WceP
	Combinaison d'actions Quasi-permanentes	CQP1	PP + ψ2*CCR
		CQP2	PP + ψ2*CCG1
		CQP3	PP + ψ2*CCG2
		CQP4	PP + ψ2*WceS
		CQP5	PP + ψ2*WceP
	Combinaison fréquente	CF1	PP + ψ1*CCR
		CF2	PP + ψ1*CCG1
		CF3	PP + ψ1*CCG2
		CF4	PP + ψ1*WceS
		CF5	PP + ψ1*WceP

Tableau 3.10 : Résultats récapulatives de calcul de forces interne de chaussée de la digue à talus.

Epaisseur 550mm				
Situation	Combinaison	Radier Mx_{max}	Radier My_{max}	Effort tranchant Vmax
ELU	CP3	117	121	168
ELS	CC3	89	90	149
	CF3	67	66	112
	CQP1	1.0	1.3	9
Epaisseur 850mm				
ELU	CP3	120	123	196
ELS	CC3	89	92	154
	CF3	67	69	112
	CQP1	0.6	1.7	13

Tableau 3.11 : Résultat récapitulative de ferraillage de chaussée de la digue à talus.

			Epaisseur 550mm		Epaisseur 850mm	
	Symbole	Unité	Transversale	Longitudinale	Transversale	Longitudinale
Paramètre de materiau						
Valeur caractéristique de la résistance à la du béton	fcj	MPa	32	32	32	32
Module d'élasticité de béton	Ecm	MPa	3,33E+04	3,33E+04	3,33E+04	3,33E+04
Coefficient de la résistance à la compression	αcc	--	0,85	0,85	0,85	0,85
Coefficient de securité	γb	--	1,5	1,5	1,5	1,5
La contrainte admissible de compression	fbu	MPa	18,13	18,13	18,13	18,13
La resistance à la traction	ftj	MPa	2,52	2,52	2,52	2,52
Enrobage	c	m	0,1	0,1	0,1	0,1
Limite d'élasticité d'acier	fe	MPa	400	400	400	400
Module d'élasticité d'acier	Es	MPa	200000	200000	200000	200000
Coefficient de securité partiel d'armature	γs	--	1,15	1,15	1,15	1,15
Valeur prévue de la résistance d'armature principale	fr	MPa	347,83	347,83	347,83	347,83
Dimension de section						
Largeur de section	b	cm	100	100	100	100
Hauteur de section	h	cm	55	55	85	85
Hauteur effective	d	cm	49,5	49,5	76,5	76,5
Situation de charge						
Moment de flexion ELS	Mser	kN.m	89	90	89	98
Moment de flexion ELU	Mul	kN,m	117	121	120	123
Efort tranchant	Vmax	kN	168	168	196	196
Conception de flexion						
Contrainte limite de compression dans le béton	σ_{bc}	MPa	19,2	19,2	19,2	19,2
Contrainte limite de traction dans le béton	σ_{st}	MPa	176,70	176,70	176,70	176,70
	ELS					
	X	cm	30,68	30,68	47,41	47,41
	Z	cm	39,27	39,27	60,70	60,70
	M1	kN.m	1156,65	1156,65	2762,57	2762,57
Mser < M1 ?!		--	SSAC	SSAC	SSAC	SSAC
Section d'armature	Aser	cm²	12,82	12,97	8,30	9,14
	ELU					
	u		0,026	0,027	0,011	0,012
	γ		1,31	1,34	1,35	1,26
	uc		0,310	0,310	0,310	0,310
	uc > u		SSAC	SSAC	SSAC	SSAC
	alpha		0,033	0,035	0,014	0,015
	z	cm	48,84	48,82	76,07	76,05
	ε_{es}		1,74E-03	1,74E-03	1,74E-03	1,74E-03
	ε_s		1,00E-02	1,00E-02	1,00E-02	1,00E-02
	σ_s		3,48E+02	3,48E+02	3,48E+02	3,48E+02
	As,u		6,89	7,13	4,54	4,65
Condition de non fragilité	As,min	cm²	7,17	7,17	11,08	11,08
			Non vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	AS		12,82	12,97	11,08	11,08
Choix des armatures		--	5HA20	5HA20	4HA20	4HA20
	A	cm²	15,71	15,71	12,57	12,57

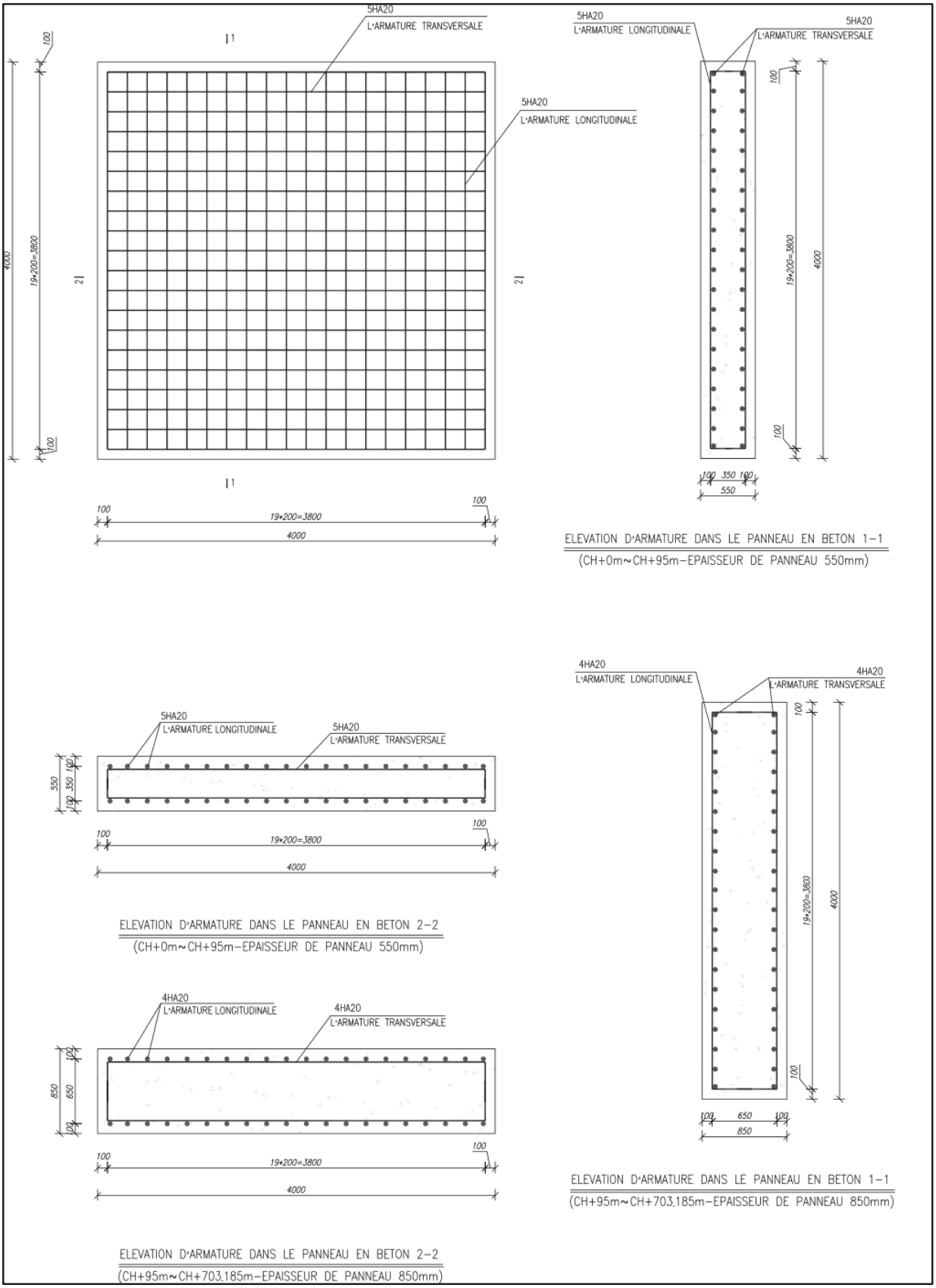


Figure 3.3 : Ferraillage de chaussée de la digue à talus.

Tableau 3.12 : Résultats de calcul de la pression du sol à l'intérieur du caisson.

Profondeur (m)	σ_v (kPa)	σ_n (kPa)	$\sigma_{v.q}$ (kPa)	$\sigma_{n.q}$ (kPa)
0	61.9	30.95	20	10
1	66.60	33.30	18.42	9.21
2	70.92	35.46	16.96	8.48
3	74.91	37.46	15.62	7.81
4	78.57	39.29	14.38	7.19
5	81.95	40.98	13.24	6.62
6	85.05	42.53	12.20	6.10
7	87.91	43.96	11.22	5.61
8	90.55	45.28	10.34	5.17
9	92.98	46.49	9.52	4.76
10	95.21	47.61	8.76	4.38
11	97.28	48.64	8.06	4.03
12	99.17	49.59	7.44	3.72
13	100.92	50.46	6.84	3.42
14	102.52	51.26	6.30	3.15
15	104.00	52.00	5.80	2.90
16	105.36	52.69	5.34	2.67
17	106.61	53.31	4.92	2.46
18	107.77	53.89	4.52	2.26
19	108.84	54.43	4.18	2.09
20	109.82	54.92	3.84	1.92
20.5	110.28	55.15	3.68	1.84

Tableau 3.13 : Résultats de calcul de la pression du sol entre les caissons.

Profondeur (m)	σ_v (kPa)	σ_n (kPa)	$\sigma_{v.q}$ (kPa)	$\sigma_{n.q}$ (kPa)
0	61.9	30.95	20	10
1	64.17	32.09	17.70	8.85
2	66.18	33.09	15.66	7.83
3	67.96	33.98	13.84	6.92
4	69.53	34.77	12.26	6.13
5	70.92	35.46	10.84	5.42
6	72.15	36.08	9.58	4.79
7	73.25	36.63	8.48	4.24
8	74.21	37.11	7.50	3.75
9	75.06	37.53	6.64	3.32
10	75.81	37.91	5.88	2.94
11	76.48	38.24	5.20	2.60
12	77.07	38.54	4.60	2.30
13	77.59	38.80	4.06	2.03
14	78.06	39.04	3.60	1.80
15	78.47	39.24	3.18	1.59
16	78.82	39.42	2.82	1.41
17	79.15	39.58	2.50	1.25
18	79.43	39.72	2.20	1.10
19	79.68	39.85	1.94	0.97
20	79.91	39.96	1.72	0.86
20.5	80.00	40.00	1.62	0.81

Tableau 3.14 : Symbole des charges.

Symboles de charge	Description de charge
PP	Poids mort de la structure
CUR	Charge répartie
Hps	Pression de l'eau pendant la durée de service
Es1	Pression de silo produite par le poids mort du remblai extérieur du cylindre
Es2	Pression de silo produite par le poids mort du remblai dans le cylindre
Eq	Pression de silo produite par la charge mobile qui se situe au-dessus du remblai
WTe	Charge du creux de vague dans le cas extrême
WCe	Charge de la crête d'onde dans le cas extrême
WTn	Charge du creux de vague dans le cas normal
WCn	Charge de la crête d'onde dans le cas normal
WTa	Charge du creux de vague en cours de la construction
WCa	Charge de la crête de vague en cours de la construction
Fz	Pression hydrodynamique sismique
H_{ps}	Pression hydrostatique pendant la flottation et l'installation
R_B	Réaction du sol supportée par la plaque de fond du caisson

Tableau 3.15 : Les combinaisons de charges pour le calcul de l'effort interne du caisson.

Catégorie	Situation de conception	No. de combinaison	Combinaison de charges
ELU	Combinaison d'actions permenantes 1	CP11	$\gamma F \times Es1 + \gamma F \times Es2 + \gamma F \times Hps + \gamma F \times WTe + \psi 0 \times \gamma F \times Eq$
	Combinaison d'actions permenantes 2	CP2	$\gamma F \times Es1 + \gamma F \times Es2 + \gamma F \times Hps + \gamma F \times WCe$
	Combinaison d'actions à court terme 1	CT1	$\psi 1 \times Hp$
	Combinaison d'actions sismiques 1	CS1	Es1 + Es2 +Hps + Fz
	Combinaison d'actions sismiques 2	CS2	$Es1 + Es2 + Hps + Fz + \psi 2 \times Eq$
ELS	Combinaison d'actions caractéristiques 1	CC1	$Es1 + Es2 + Hps + WTe + \psi 0 \times Eq$
	Combinaison d'actions caractéristiques 2	CC2	Es1 + Es2 +Hps + WCe
	Combinaison d'actions fréquentes 1	CF1	$Es1 + Es2 + Hps + \psi 1 \times WTe + \psi 2 \times Eq$
	Combinaison d'actions fréquentes 2	CF2	$Es1 + Es2 + Hps + \psi 1 \times WCe$
	Combinaison d'actions Quasi-permanentes 1	CQP1	$Es1 + Es2 + Hps + \psi 2 \times WTe + \psi 2 \times Eq$
	Combinaison d'actions Quasi-permanentes 2	CQP2	$Es1 + Es2 + Hps + \psi 2 \times WCe$

Tableau 3.16 : Les combinaisons de charges pour le calcul de l'effort interne du radier.

Catégorie	Situation de conception	No. de combinaison	Combinaison de charges
ELU	Combinaison d'actions permenantes 1	CP1	$\gamma F \times PP + \gamma F \times Es2 + \gamma F \times Hps + \gamma F \times R_B$
	Combinaison d'actions permenantes 2	CP2	$\gamma F \times PP + \gamma F \times Es2 + \gamma F \times Hps + \gamma F \times R_B + \psi 0 \times \gamma F \times WTe$
	Combinaison d'actions permenantes 3	CP3	$\gamma F \times PP + \gamma F \times Es2 + \gamma F \times Hps + \gamma F \times RB + \psi 0 \times \gamma F \times WCe$
	Combinaison d'actions à court terme 1	CT1	$PP + \gamma F \times Hp$
	Combinaison d'actions sismiques 1	CS1	$PP + Es2 + Hps + \psi 2 \times RB$
ELS	Combinaison d'actions caractéristique 1	CC1	$PP + Es2 + Hps + RB$
	Combinaison caractéristiques 2	CC2	$PP + Es2 + Hps + RB + \psi 0 \times WTe$
	Combinaison d'actions caractéristiques 3	CC3	$PP + Es2 + Hps + RB + \psi 0 \times WCe$
	Combinaison d'actions fréquentes 1	CF1	$PP + Es2 + Hps + \psi 1 \times RB$
	Combinaison d'actions fréquentes 2	CF2	$PP + Es2 + Hps + \psi 1 \times RB + \psi 2 \times WTe$
	Combinaison d'actions fréquentes 3	CF3	$PP + Es2 + Hps + \psi 1 \times RB + \psi 2 \times WCe$
	Combinaison d'actions Quasi-permanentes 1	CQP1	$PP + Es2 + Hps + \psi 2 \times RB$
	Combinaison Quasi-permanente 2	CQP2	$PP + Es2 + Hps + \psi 2 \times RB + \psi 2 \times WTe$
	Combinaison d'actions Quasi-permanente 3	CQP3	$PP + Es2 + Hps + \psi 2 \times RB + \psi 2 \times WCe$

Tableau 3.17 : Résumé des résultats de calcul d'effort interne des parois avant et arrière du cylindre.

	Condition de conception	Moment de flexion vertical (KN.m/m)		Effort tranchant vertical (KN/m)	Moment circulaire (KN.m/m)		Effort tranchant circulaire (KN/m)
		Extérieur	Intérieur		Extérieur	Intérieur	
ELU	CP1	149,8	319,0	411,6	177,4	176,8	141,0
	CP2	182,9	160,7	206,5	228,8	228,8	225,1
	CT1	56,8	28,9	85,9	18,7	18,9	23,3
	CS1	8,8	45,3	60	42,6	42,6	44,7
	CS2	9,1	46,9	61,8	45,9	45,9	48,5
ELS	CC1	112,3	226,6	291	129,5	128,9	101,6
	CC2	127,5	113,7	143,4	161,4	161,4	159,0
	CF1	41,9	121,1	159,9	70,6	70,5,	-58,3
	CF2	9,5	42,9	61,4	14,8	14,8	11,9
	CQP1	32,1	88,1	115,8	59,8	59,8	53,8
	CQP2	31,1	86,5	114,1	56,6	56,6	50

Tableau 3.18 : Résumé des résultats du calcul d'effort interne de radier.

	Condition de conception	Moment de flexion longitudinal du terminal (kN.m/m)-Mx		Effort tranchant longitudinal-Nx (kN/m)	Moment de flexion transversal du terminal (kN.m/m)-My		Effort tranchant transversal - Ny (kN/m)
		Extérieur	Intérieur		Extérieur	Intérieur	
ELU	CP1	1121	-2939	1565	2480	-3028	2265
	CP2	880	-2314	1175	1613	-2361	1407
	CP3	1172	-3080	1630	2531	-3166	2310
	CT1	663	-245	331	673	-396	371
	CS1	399	-973	555	1066	-1023	918
ELS	CC1	755	-1949	1053	1747	-2015	1565
	CC2	571	-1476	758	1100	-1510	925
	CC3	791	-2050	1099	1784	-2114	1597
	CF1	546	-1384	760	1328	-1437	1165
	CF2	546	-1384	760	1328	-1437	1165
	CF3	546	-1384	760	1328	-1437	1165
	CQP1	546	-1384	760	1328	-1437	1165
	CQP2	546	-1384	760	1328	-1437	1165
	CQP3	546	-1384	760	1328	-1437	1165

Tableau 3.19 : Résultat récapitulative de ferraillage de la paroi du cylindre.

			Vertival		Circulaire	
	Symbole	Unité	Supérieure	Inferieure	Supérieure	Inferieure
Paramètre de materiau						
Valeur caractéristique de la résistance à la du béton	fcj	MPa	32	32	32	32
Module d'élasticité de béton	Ecm	MPa	3,33E+04	3,33E+04	3,33E+04	3,33E+04
Coefficient de la résistance à la compression	αcc	--	0,85	0,85	0,85	0,85
Coefficient de securité	γb	--	1,5	1,5	1,5	1,5
La contrainte admissible de compression	fbu	MPa	18,13	18,13	18,13	18,13
La resistance à la traction	ftj	MPa	2,52	2,52	2,52	2,52
Enrobage	c	m	0,05	0,05	0,05	0,05
Limite d'élasticité d'acier	fe	MPa	400	400	400	400
Module d'élasticité d'acier	Es	MPa	200000	200000	200000	200000
Coefficient de securité partiel d'armature	γs	--	1,15	1,15	1,15	1,15
Valeur prévue de la résistance d'armature principale	fr	MPa	347,83	347,83	347,83	347,83
Dimension de section						
Largeur de section	b	cm	100	100	100	100
Hauteur de section	h	cm	50	50	50	50
Hauteur effective	d	cm	45	45	45	45
Situation de charge						
Moment de flexion ELS	Mser	kN.m	226,6	127,5	161,4	161,4
Moment de flexion ELU	Mul	kN,m	319	182,9	228,8	228,8
Conception de flexion						
Contrainte limite de compression dans le béton	σ_{bc}	MPa	19,2	19,2	19,2	19,2
Contrainte limite de traction dans le béton	σ_{st}	MPa	176,70	176,70	176,70	176,70
	ELS					
	X	cm	27,89	27,89	27,89	27,89
	Z	cm	35,70	35,70	35,70	35,70
	M1	kN.m	955,91	955,91	955,91	955,91
Mser < M1 ?!		--	SSAC	SSAC	SSAC	SSAC
Section d'armature	Aser	cm²	35,92	20,21	25,58	25,58
	ELU					
	u		0,087	0,050	0,062	0,062
	γ		1,41	1,43	1,42	1,42
	uc		0,363	0,363	0,363	0,363
	uc > u		SSAC	SSAC	SSAC	SSAC
	alpha		0,114	0,064	0,080	0,080
	z	cm	42,95	43,85	43,55	43,55
	ε_{es}		1,74E-03	1,74E-03	1,74E-03	1,74E-03
	ε_s		1,00E-02	1,00E-02	1,00E-02	1,00E-02
	σ_s		3,48E+02	3,48E+02	3,48E+02	3,48E+02
	As,u		21,35	11,99	15,10	15,10
Condition de non fragilité	As,min	cm²	6,52	6,52	6,52	6,52
			Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée
	AS		35,92	20,21	25,58	25,58
Choix des armatures		--	8HA25	5HA25	6HA25	6HA25
	A	cm²	39,27	24,54	29,45	29,45

Tableau 3.20 : Résultat récapitulative de ferraillage du radier.

			Armatures Longitudinal		Armatures Transversal	
	Symbole	Unité	Supérieure	Inferieure	Supérieure	Inferieure
Paramètre de materiau						
Valeur caractéristique de la résistance à la du béton	fcj	MPa	32	32	32	32
Module d'élasticité de béton	Ecm	MPa	3,33E+04	3,33E+04	3,33E+04	3,33E+04
Coefficient de la résistance à la compression	αcc	--	0,85	0,85	0,85	0,85
Coefficient de securité	γb	--	1,5	1,5	1,5	1,5
La contrainte admissible de compression	fbu	MPa	18,13	18,13	18,13	18,13
La resistance à la traction	ftj	MPa	2,52	2,52	2,52	2,52
Enrobage	c	m	0,05	0,05	0,05	0,05
Limite d'élasticité d'acier	fe	MPa	400	400	400	400
Module d'élasticité d'acier	Es	MPa	200000	200000	200000	200000
Coefficient de securité partiel d'armature	γs	--	1,15	1,15	1,15	1,15
Valeur prévue de la résistance d'armature principale	fr	MPa	347,83	347,83	347,83	347,83
Dimension de section						
Largeur de section	b	cm	100	100	100	100
Hauteur de section	h	cm	105	105	105	105
Hauteur effective	d	cm	94,5	94,5	94,5	94,5
Situation de charge						
Moment de flexion ELS	Mser	kN.m	2050	791	2114	1784
Moment de flexion ELU	Mul	kN,m	3080	1172	3166	2531
Conception de flexion						
Contrainte limite de compression dans le béton	σ_{bc}	MPa	19,2	19,2	19,2	19,2
Contrainte limite de traction dans le béton	σ_{st}	MPa	176,70	176,70	176,70	176,70
	ELS					
	X	cm	58,57	58,57	58,57	58,57
	Z	cm	74,98	74,98	74,98	74,98
	M1	kN.m	4215,54	4215,54	4215,54	4215,54
Mser < M1 ?!		--	SSAC	SSAC	SSAC	SSAC
Section d'armature	Aser	cm²	154,73	59,70	159,56	134,65
	ELU					
	u		0,190	0,072	0,196	0,156
	γ		1,50	1,48	1,50	1,42
	uc		0,363	0,363	0,331	0,331
	uc > u		SSAC	SSAC	SSAC	SSAC
	alpha		0,266	0,094	0,275	0,214
	z	cm	84,44	90,95	84,12	86,42
	ε_{es}		1,74E-03	1,74E-03	1,74E-03	1,74E-03
	ε_s		1,00E-02	1,00E-02	1,00E-02	1,00E-02
	σ_s		3,48E+02	3,48E+02	3,48E+02	3,48E+02
	As,u		104,86	37,05	108,20	84,20
Condition de non fragilité	As,min	cm²	13,69	13,69	13,69	13,69
			Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée
	AS		154,73	59,70	159,56	134,65
Choix des armatures		--	20HA32	8HA32	20HA32	17HA32
	A	cm²	160,85	64,34	160,85	136,72

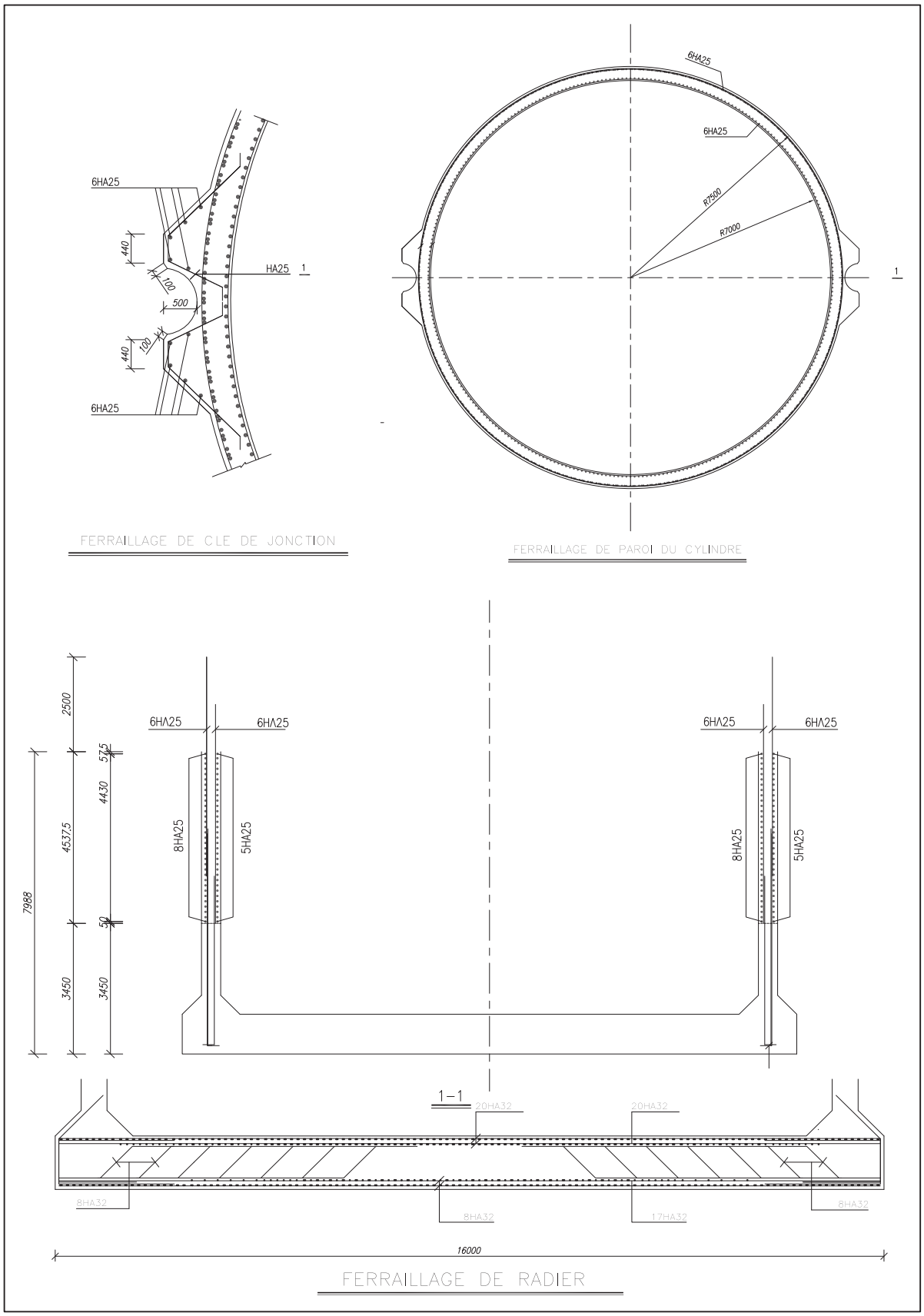


Figure 3.4 : Plan de ferraillage des éléments de caisson.