



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique  
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون  
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
National School of Built and Ground Works Engineering  
Francis Jeanson

**Mémoire**  
**Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat**  
**Filière : Travaux Publics**  
**Spécialité : Infrastructures de Base**

**Thème**

Etude de réalisation d'un poste  
minéralier à l'est du port de  
Béthioua dans la wilaya d'Oran

**Présenté par :**

BOUCETTA Abdelhalim  
SELMANI Sadia

**Encadré par :**

Mr. RAHMANI Douadi

**Promotion 2017/2018**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

En second lieu, nos sincères gratitude vont à notre encadreur Mr. RAHMANI Douadi, pour tous les efforts qu'il a fournis pour nous faciliter et aider à accomplir notre travail, nous le remercions pour ces conseils avisés qui ont rendu ce travail possible.

Ainsi nous nous tenons à remercier à :

Mr. MECHTI Nacer Eddine, Chef de Département Suivi et Contrôle des travaux maritime au LEM qui, malgré son emploi du temps chargé, n'a pas hésité à mettre à notre profit une qualité d'enseignement irréprochable et des conseils techniques d'une très grande valeur.

Nous exprimons également nos remerciements aux ingénieurs du LEM Mme. CHERGUI, Mr. SLIMANI, Mr. BENAMARRA et Mr. KADOUR pour Leur accueil et leurs conseils qu' nous ont bien servis.

Nos vifs remerciements de reconnaissance vont également adressées aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, nous tenons également à remercier tout le personnel administratif de l'école ainsi, nos enseignants durant toute notre formation.

## **DEDICACE**

*Pour nous avoir permis d'être ce que nous sommes devenues aujourd'hui, nous remercions, en premier lieu, notre Dieu, le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail. Que je dédie :*

*A ma très chère mère qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, ces conseils m'ont permis de faire les bons choix de ma vie. Je prie Dieu le tout puissant pour qu'il leur donne santé dans ce bas monde et les protège de tous les maux.*

*A toi cher père au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, celui qu'aucune ne dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouve.*

*A mes chers frères : Madjid, Rabeh.*

*A mon binôme Halim et à toute sa famille BOUCETTA.*

*A mes adorables amies, Nadjet. Assia.*

*A mon encadreur Mr. RAHMANI pour la qualité de son encadrement exceptionnel, sa patience et sa disponibilité.*

*A tous ceux qui m'aiment.*

**SADIA.SELMANI**

## **DEDICACE**

*En tout premier lieu, je remercie le bon Dieu, tout puissant, de m'avoir donné la santé, la force ainsi que l'audace afin d'accomplir mon projet de fin d'étude que je dédie à :*

*Celle qui m'a mis au monde et qui été toujours à mes cotés, qui m'a soutenue et encourager durant mon parcours d'étude, qui m'a guidée sur le chemin d'un bonheur, puisse le tout puissant te préserve et donne santé et longue vie ma chère mère.*

*Mon cher père qui m'a appris le sens de la responsabilité, qui a donné la confiance en soi face aux moments difficiles de la vie, tes conseils ont été toujours le secret de ma réussite, que Dieu le tout puissant te préserve et t'accorde santé et longue vie.*

*Mes frères : Anis, Zakaria et Abderrahmane.*

*Mes deux amis et frères Mounir et Hamza.*

*Mon binôme Sadia et à toute sa famille.*

***BOUCETTA Abdelhalim***

## ملخص

في اطار اعداد مشروعنا لنهاية المشوار الدراسي ،هذا المشروع يهدف إلى تطبيق جميع المعارف المكتسبة خلال السنوات الدراسية في المدرسة كما يهدف إلى دمجنا في الحياة المهنية.

الموضوع المعالج مقترح من طرف مخبر الدراسات البحرية ويتعلق بدراسة إنشاء رصيف معدني شرق ميناء بطيوة في ولاية وهران.

لتطوير هذا العمل المتواضع نبدأ بجمع المعلومات والبيانات المتعلقة بالمشروع والتمثلة في:

- بيانات عامة عن البيئة البحرية والهياكل البحرية.
- بيانات الأرصاد الجوية.
- بيانات المحيطات.
- بيانات عن المشروع وخصائصه.

بعد تحليل جميع البيانات، تمكنا من اقتراح شكلين هيكلين وبفضل التحليل متعدد المعايير تمكنا من اختيار الشكل الأمثل والأكثر ملائمة لهذا المشروع.

بعد هذا قمنا بدراسة وتصميم السد بفضل طرق الحساب (هيدسون، ترزافي) من جهة، و من جهة اخرى تحديد قيم القوى المؤثرة على الرصيف ثم التحقق من التوازن الخارجي الانزلاق، الانقلاب و الغوص) والنمذجة بفضل البرامج. و التوازن الداخلي (التحقق من السمك و مساحات التسليح)

**الكلمات المفتاحية:** اعمال بحرية، أمواج، منشآت الحماية، رصيف معدني، قوى، رصيف. صيف لركن السفن

# RESUME

Dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'études, ce projet a pour vocation de mise en application de l'ensemble des connaissances acquises au cours des années d'études à l'école et vise à nous intégrer dans la vie professionnelle.

Le thème traité est proposé par le Laboratoire des Etudes Maritimes (LEM) et il s'agit de l'étude de réalisation d'un poste minéralier à l'Est du port de Béthioua dans la wilaya d'Oran.

Pour l'élaboration de ce modeste travail on débute par la collecte d'informations et des données sur le projet qui sont :

- Des données générales sur le milieu marin et les ouvrages maritimes.
- Données météorologiques.
- Données océanographiques.
- Des données sur le projet et ses caractéristiques.

Après avoir analysé toutes les données nous avons pu proposer deux variantes structurales et grâce à l'analyse multicritères on a pu choisir la variante la plus optimale et la plus adapté à ce projet.

Ensuite nous avons procédé au dimensionnement de la digue à talus grâce à des méthodes de calcul (HUDSON, TERZAGHI) d'une part, d'autre part d'évaluer les efforts et les sollicitations agissants sur les caissons, puis vérifier la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement) et la stabilité interne (calcul des sections d'armatures) et modélisation grâce a des logiciels.

**Mots clés :** ouvrage maritime, houles, digue, poste minéralier, sollicitations, quai, ouvrage d'accostage.

# **ABSTRACT**

As part of the preparation of our graduation project, this project aims to apply all the knowledge acquired during the school years and to integrate us into professional life.

The theme is proposed by the laboratory of maritime studies and it is about the study of realization of a mineral dock east of the port of Béthioua - Oran.

For the development of this modest work we started with gathering information and data about the project which are:

- General data about the marine environment and marine structures.
- Meteorological data.
- Oceanographic data.
- Data on the project and its characteristics.

After analyzing all the data we were able to propose two structural variants and through multicriteria analysis we could choose the most optimal variant and the most suitable for this project.

Then we proceeded to the dimensioning of the breakwater through methods (HUDSON, TERZAGHI) on the one hand, on the other hand to evaluate the forces and the loads acting on the caissons, then to check the external stability (sliding, **inversion** and punching) and internal stability (calculating the reinforcement sections) and modeling with software.

**Keywords:** maritime work, swells, breakwater, mineral dock, loads, dock, docking work.

## Liste des abréviations, notations et indices

**S.S.M.O**: The Sudanese Standards and Metrology Organization.

**SWAN** : Simulating Waves Nearshore développé par l'université de DELFT.

**$Q_{adm}$**  : Capacité portante.

**$h_{mean}$**  : Profondeur moyenne.

**$H_S$** : Hauteur des vagues significative.

**$T_p$**  : Période de pointe des vagues.

**$h$**  : Profondeur d'eau.

**$H_0$**  : Changement du niveau d'eau.

**$K_r$** : Coefficients de réfraction.

**$K_s$** : Coefficients de profondeur.

**$H_S$**  : Hauteur de la houle incidente.

**$H_b$**  : Houle de projet.

**$W$**  : Poids des blocs.

**DWT** : Dead-weight tonnage.

**$\gamma_S$**  : Masse volumique de bloc de carapace.

**$\gamma_W$**  : Masse volumique de l'eau de mer.

**$\alpha$**  : Angle du talus avec l'horizontal.

**$K_D$**  : Coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON.

**$e$**  : Épaisseur de la carapace.

**$p$**  : Porosité moyenne.

**$n_i$**  : Nombre de lit des blocs.

**$C$**  : Coefficient de couche.

**$K_A$**  : Coefficient de couche.

**$W_{carapace}$**  : Poids des blocs de la carapace.

**$D_{n50}$**  : Diamètre médiane.

**$N_s$**  : Nombre de blocs.

**$B$**  : Largeur de la crête.

**$W_{moy}$**  : Poids moyen.

**$e_b$**  : Épaisseur de la butée.

**$L_b$**  : Largeur de la butée.

**$h_t$**  : Position de la butée.

**$w_{noyau}$**  : Poids du noyau.

**$B_n$**  : Largeur du noyau.

**$w_i$**  : Limites inférieures du poids de l'enrochement.

**$w_s$**  : Limites supérieures du poids de l'enrochement.

**$\varphi_i$**  : Diamètre constitue la couche inférieure.

**$\varphi_s$**  : Diamètre constitue la couche supérieure.

**$g$**  : Vitesse de la pesanteur.

**$R_c$**  : Revanche de la crête.

**$L_s$**  : Longueur de la zone d'éclaboussement.

**$\psi$**  : Importance du facteur de structure.

**$R_u$**  : Élévation des vagues.

**$q$**  : Franchissement des vagues.

**$V_{max}$**  : Volume de franchissement.

**$\gamma_s$**  : Masse volumique du matériau.

**$\gamma'$**  : Masse volumique déjaugé.

**$\gamma_0$**  : Masse volumique de l'eau de mer.

**$\varphi$**  : Angle de frottement interne du matériau.

**$C$**  : Cohésion.

**$d_v$**  : Bras de levier global des efforts verticaux.

**$M_v$**  : Moment vertical.

**$d_H$**  : Bras de levier global des efforts horizontaux.

**$M_h$**  : Moment horizontal.

**$\sigma_{adm}$**  : Contrainte admissible.

**$K_h$**  : Accélération horizontale du séisme.

**$K_v$**  : Accélération verticale du séisme.

**$F_r$**  : Facteur de sécurité du renversement.

**$F_s$**  : Facteur de sécurité du glissement.

**$F_g$**  : Coefficient de sécurité au glissement.

**$F_p$**  : Coefficient de sécurité au poinçonnement.

**$\delta$**  : Angle du frottement du sol sur l'écran.

**$\lambda$**  : Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale.

**$\beta$**  : Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale.

**Ka**: Coefficient de poussée de Mononobé Okabé.

**Kq** : Coefficient de poussée due aux surcharges.

**P** : Poussée.

**$\sigma$**  : Contrainte.

**Mr** : Moment de renversement.

**Ms** : Moment stabilisateur.

**f<sub>c28</sub>** : La résistance à la compression du béton après 28 jours.

**f<sub>tj</sub>**: Résistance à la traction du béton à j jours

**A<sub>s</sub>** : Section d'armatures.

**ELS** : état limite de service.

**ELU** : état limite ultime.

**EIE** : Etudes d'Impact sur l'Environnement.

**MES** : Maritime évacuation system.

**AOA** : Aljazaria Al-Omania lil Asmida.

**GNL** : Gaz naturel liquéfié.

**GPL** : Gaz de pétrole liquéfié.

# SOMMAIRE

## Introduction générale

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

### Chapitre 01 : Généralités sur le milieu marin

1. Introduction.....	2
2. Généralités sur les mouvements de la mer.....	2
2.1. Les mouvements ondulatoires.....	2
2.1.1. La houle.....	2
2.1.2. La marée.....	4
2.1.3. Les seiches.....	4
2.2. Les courants.....	4
2.2.1. Les courants généraux.....	5
2.2.2. Les courants de marée.....	5
2.2.3. Les courants de la houle.....	5
2.2.4. Les courants côtiers ou de débris.....	5
3. Conclusion.....	5

### Chapitre 02 : Généralités sur les ouvrages portuaires

1. Introduction.....	6
2. Définition d'un port.....	6
3. Rôle des ports.....	6
3.1. Le rôle économique.....	6
3.2. Le rôle physique.....	7
4. Divers types de ports.....	7
4.1. Classification par fonctions principales (mission).....	7
4.2. Classification par implantation géographique (localisation).....	7
5. Principaux types d'ouvrages des ports maritimes.....	8
5.1. Les ouvrages extérieurs.....	8
5.1.1. Les digues.....	8
5.1.2. Les jetées.....	10
5.2. Les ouvrages intérieurs.....	11
5.2.1. Les ouvrages de protection et d'accès.....	11
5.2.2. Les plans d'eau.....	11
5.2.3. Les ouvrages d'accostages.....	11
6. Conclusion.....	13

### **Chapitre 03 : Présentation du projet et collecte des données.**

1. Introduction.....	14
2. Situation géographique de la zone projet.....	14
3. Présentation de la zone industrielles (zone projet).....	15
4. Description du projet.....	15
5. Collecte des données.....	16
5.1. Données météorologiques.....	16
5.2. Données Océanographiques.....	17
5.2.1. Etude de la réfraction de la houle.....	17
5.2.2. La marée.....	21
5.2.3. Les courants.....	21
5.3. Données sismique.....	21
5.4. Données physiques.....	21
5.5. Données sur le projet.....	23
6. Conclusion.....	23

### **Chapitre 04 : Présentation des variantes structurelle d'aménagement**

1. Introduction.....	24
2. Caractéristiques du navire de projet.....	24
3. Variante d'aménagement.....	24
4. Description des variantes structurelles.....	24
5. Analyse multicritères et choix de la variante.....	26
6. Conclusion.....	26

### **Chapitre 05 : Dimensionnement de la digue à talus**

1. Introduction.....	27
2. Choix de la structure.....	27
3. Choix des matériaux.....	27
4. Méthode de dimensionnement de la digue à talus.....	27
4.1. Dimensionnement de la carapace.....	27
4.2. Dimensionnement de la sous couche.....	28
4.3. La butée de pied.....	29
4.4. Dimensionnement du noyau.....	30
4.5. Vérification des lois de Terzaghi.....	30
5. Dimensionnement de la digue à talus.....	31
5.1. Le dimensionnement de la digue à talus coté Ouest.....	31
5.2. Le dimensionnement de la digue à talus coté Est.....	44
6. Conclusion.....	50

## **Chapitre 06 : Calcul de la stabilité externe du quai**

1.	Introduction.....	51
2.	Hypothèse de calcul .....	51
2.1.	Géométrie de la structure du caisson.....	51
2.2.	Caractéristiques des matériaux de construction.....	52
2.1.1.	Données physiques et géotechniques .....	52
2.1.2.	Données sur les matériaux.....	52
3.	Vérification du nombre de stabilité.....	53
4.	La distance du mur fictif par rapport au centre du caisson .....	54
5.	Les différentes sollicitations et Charges agissantes sur le quai.....	54
5.1.	Poids propre de l'ouvrage .....	55
5.2.	Force d'amarrage .....	56
5.3.	Charges des équipements principaux .....	56
5.3.1.	Charge de portiques à déchargement .....	56
5.3.2.	Poussées dues aux surcharges .....	58
5.4.	Force des vagues.....	58
5.5.	Pression hydrostatique de marnage .....	62
5.6.	Force due au séisme.....	64
5.7.	Poussées hydrodynamiques .....	64
5.8.	Énergie d'accostage .....	65
6.	Calcul de la stabilité.....	67
5.1.	Stabilité au glissement.....	69
5.2.	Stabilité au renversement.....	69
5.3.	Stabilité au poinçonnement .....	70
5.4.	Etude de flottaison.....	70
5.4.1.	Le tirant d'eau .....	70
5.4.2.	Stabilité en flottaison.....	72
7.	Conclusion .....	75

## **Chapitre 07 : Ferrailage des éléments de structure.**

1.	Introduction.....	76
2.	Ferraillages du couronnement de la digue à talus .....	76
2.1.	Force de houles.....	76
2.2.	Combinaison de charges.....	77
2.3.	Armatures longitudinales.....	78
2.3.1.	Ferrailage du couronnement (section 1-1) .....	78

2.3.2.	Ferraillage du couronnement (section 2-2) .....	79
2.3.3.	Ferraillage du couronnement (section 3-3) .....	80
2.4.	Armatures transversales.....	80
2.4.1.	Ferraillage du couronnement (section 1-1) .....	80
2.4.2.	Ferraillage du couronnement (section 2-2) .....	81
2.4.3.	Ferraillage du couronnement (section 3-3) .....	81
3.	Ferraillage des éléments structuraux du quai .....	82
3.1.	Les différentes sollicitations et Charges agissantes sur le quai .....	82
3.1.1.	Pression du sol.....	82
3.1.2.	Pression de l'eau pendant la durée de service .....	84
3.2.	Combinaisons de charges .....	84
3.3.	Méthode et résultats de calcul de l'effort interne du caisson .....	84
3.3.1.	Méthode de calcul des efforts.....	84
3.3.2.	Résultats de modélisation.....	84
3.4.	Ferraillage des voiles du caisson .....	85
4.3.1.	Ferraillage des armatures verticales (coté extérieur).....	86
4.3.2.	Ferraillage des armatures verticales (coté intérieur) .....	87
4.3.3.	Ferraillage des armatures circulaires (coté extérieur) .....	87
4.3.4.	Ferraillage des armatures circulaires (coté intérieur).....	88
3.5.	Calcul du ferraillage du radier .....	89
3.5.1.	Ferraillage des armatures dans la direction X .....	90
3.5.2.	Ferraillage des armatures dans la direction Y .....	92
3.6.	Ferraillage des clés de jonction .....	94
4.	Conclusion .....	94

## **Chapitre 08 : Etude d'impact sur l'Environnement**

1.	Introduction.....	95
2.	Cadre juridique.....	95
3.	Description du projet.....	95
4.	Principales étapes d'une étude l'impact sur l'environnement.....	95
4.1.	Délimitation de la zone d'études.....	96
4.2.	Analyse de l'état initial du site et de son environnement.....	96
4.3.	Analyse des impacts du projet .....	97
4.4.	Identification des impacts potentiels du projet .....	97
4.5.	Evaluation des impacts .....	97
4.6.	Mesures d'atténuation et/ou de Compensation des impacts négatifs.....	97

4.7. Surveillance et suivi environnemental.....	97
5. Conclusion .....	106

### **Conclusion générale**

Conclusion générale .....	107
---------------------------	-----

### **Liste des annexes**

Annexe 1 : Annexes au chapitre 02.....	108
Annexe 2 : Annexes au chapitre 05.....	111
Annexe 3 : Annexes au chapitre 06.....	126
Annexes 4 : Annexes au chapitre 07 .....	158
Annexes 5 : Photos de la partie réalisation .....	168

## Liste des tableaux

Tableau 3.1 : Caractéristiques de la houle au large.....	18
Tableau 3.2 : Caractéristiques de la houle pluriannuelles au large.....	18
Tableau 3.3 : Les conditions des houles centennales.....	20
Tableau 3.4 : Norme des Essais chimiques.....	22
Tableau 3.5 : Norme des Essais mécaniques.....	23
Tableau 3.6 : Paramètres des navires conçus.....	23
Tableau 6.1 : Données physiques et géotechniques des matériaux.....	52
Tableau 6.2 : Caractéristiques du béton.....	52
Tableau 6.3 : Caractéristiques des armatures.....	53
Tableau 6.4 : Récapitulatif des poids et moments calculés par deux caissons.....	56
Tableau 6.5 : Valeur de la force et du moment du bollard.....	56
Tableau 6.6 : Valeurs des charges verticales et des moments des portiques à déchargement.....	57
Tableau 6.7 : Valeurs des charges horizontales et des moments des portiques à déchargement.....	58
Tableau 6.8 : Valeur de la force et du moment des poussées dues aux surcharges sur le quai.....	58
Tableau 6.9 : Valeur de la force et du moment des poussées dues aux surcharges coté bassin.....	58
Tableau 6.10 : Valeur de la force et du moment des poussées dues aux surcharges coté mer.....	58
Tableau 6.11 : Valeurs des forces et des moments des houles sous l'effet de la crête d'onde.....	61
Tableau 6.12 : Valeurs des forces et des moments des houles sous l'effet de la creux d'onde.....	62
Tableau 6.13 : Valeurs des poussées et des moments des pressions hydrostatiques de marnage.....	63
Tableau 6.14 : Valeurs des forces et des moments dus au séisme.....	64
Tableau 6.15 : Valeurs des forces et des moments dus aux poussées hydrodynamiques.....	65
Tableau 6.16 : Données de performance nominales de la défense en caoutchouc.....	67
Tableau 6.17 : Récapitulatif des résultats de stabilité au glissement.....	69
Tableau 6.18 : Récapitulatif des résultats de stabilité au renversement.....	69
Tableau 6.19 : Récapitulatif des résultats de stabilité au poinçonnement.....	70
Tableau 6.20 : Résultats des itérations.....	74
Tableau 7.1 : Résultats de calcul de la force des houles.....	76
Tableau 8.1 : Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de construction.....	98
Tableau 8.2 : Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de construction (suite).....	99
Tableau 8.3 : Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de construction (suite).....	100
Tableau 8.4 : Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de construction (suite).....	101
Tableau 8.5 : Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de exploitation.....	102
Tableau 8.6 : Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de exploitation (suite).....	103
Tableau 8.7 : Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de exploitation (suite).....	104
Tableau 8.8 : Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de exploitation (suite).....	105

## Liste des tableaux des annexes

Tableau 2.1: Valeur de $K_D$ préconisées pour l'application de la formule d'Hudson. ....	111
Tableau 2.4 : Caractéristiques de la carapace .....	113
Tableau 2.5 : Caractéristiques de la sous-couche (filtre support) .....	114
Tableau 2.6 : Caractéristiques de la sous-couche (filtre de transition) .....	115
Tableau 2.7 : Caractéristiques de la butée de pied .....	116
Tableau 2.8 : Caractéristiques de la carapace .....	117
Tableau 2.9 : Caractéristiques de la sous-couche (filtre support) .....	118
Tableau 2.10 : Caractéristiques de la butée de pied .....	119
Tableau 3.1 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du caisson à +0.7 m .....	131
Tableau 3.2 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai en TVC à +0.7 m .....	131
Tableau 3.3 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai entre les caissons à +0.7 m .....	132
Tableau 3.4 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai (1-50kg) à +0.7 m .....	132
Tableau 3.5 : Valeurs des poids, bras de levier et moments de la dalle à +0.7 m .....	132
Tableau 3.6 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de couronnement à +0.7 m .....	132
Tableau 3.7 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de capping à +0.7 m .....	132
Tableau 3.8 : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson à +0.7 m .....	133
Tableau 3.9 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du caisson à -0.6 m .....	133
Tableau 3.10 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai en TVC à -0.6 m .....	134
Tableau 3.11: Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai entre les caissons à -0.6 m .....	134
Tableau 3.12 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai (1-50kg) à -0.6 m .....	134
Tableau 6.13 : Valeurs des poids, bras de levier et moments de la dalle à -0.6 m .....	135
Tableau 6.14 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de couronnement à -0.6 m .....	135
Tableau 3.15 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de capping à -0.6 m .....	135
Tableau 3.16 : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson à -0.6 m .....	135
Tableau 3.17 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du caisson à +0.34 m .....	136
Tableau 3.18 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai en TV à +0.34 m .....	136
Tableau 3.19: Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai entre les caissons à +0.34 m .....	137
Tableau 3.20: Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai (1-50kg) à +0.34 m .....	137
Tableau 3.21 : Valeurs des poids, bras de levier et moments de la dalle à +0.34 m .....	137
Tableau 3.22: Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de couronnement à +0.34 m .....	137
Tableau 3.23 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de capping à +0.34 m .....	137
Tableau 3.24 : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson à +0.34 m .....	138
Tableau 3.25 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du caisson à -0.26 m .....	138
Tableau 3.26 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai en TVC à -0.26 m .....	139
Tableau 3.27: Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai entre les caissons à -0.26 m .....	139
Tableau 3.28 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai (1-50kg) à -0.26 m .....	139
Tableau 3.29 : Valeurs des poids, bras de levier et moments de la dalle à -0.26 m .....	140
Tableau 3.30 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de couronnement à -0.26 m .....	140
Tableau 3.31 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de capping à -0.26 m .....	140
Tableau 3.32 : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson à -0.26 m .....	140
Tableau 3.33 : Force des houles sous l'effet de la crête d'onde .....	141
Tableau 3.34 : Valeur standard de la force des houles sous l'effet de la creux d'onde .....	142

Tableau 3.35 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du caisson coté bassin à 00.00 m.....	143
Tableau 3.36: Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai en TVC de caisson coté bassin à 00.00 m.....	143
Tableau 3.37: Valeurs des poids et moments du remblai (1-50kg) du caisson coté bassin à 00.00 m.....	144
Tableau 3.38 : Valeurs des poids et moments de la dalle du caisson coté bassin à 00.00 m.....	144
Tableau 3.39 : Valeurs des poids et moments du mur de capping du caisson coté bassin à 00.00 m.....	144
Tableau 3.40 : Récapitulatif des poids et moments du caisson coté bassin à 00.00 m.....	144
Tableau 3.41 : Valeurs des forces et des moments dû au séisme.....	145
Tableau 3.42 : Valeurs de $N\gamma$ , $Nq$ et $Nc$ en fonction de $\phi$ (d'après CAQUOT et KERISEL).....	145
Tableau 3.43 : Symboles des charges.....	146
Tableau 3.44 : Combinaisons de charges.....	146
Tableau 3.45 : Résultats de stabilité au glissement.....	147
Tableau 3.46 : Résultats de stabilité au glissement.....	148
Tableau 3.47 : Résultats de stabilité au glissement.....	149
Tableau 3.48 : Résultats de stabilité au glissement.....	150
Tableau 3.49 : Résultats de stabilité au renversement.....	151
Tableau 3.50 : Résultats de stabilité au renversement.....	152
Tableau 3.51 : Résultats de stabilité au renversement.....	153
Tableau 3.52 : Résultats de stabilité au renversement.....	154
Tableau 3.53 : Résultats de stabilité au poinçonnement.....	155
Tableau 3.54 : Résultats de stabilité au poinçonnement.....	156
Tableau 3.55 : Résultats de stabilité au poinçonnement.....	157
Tableau 4.1 : Valeur de coefficients empiriques a et b pour le calcul de la force de la houle.....	158
Tableau 4.2 : Détails de calcul des forces des houles.....	160
Tableau 4.3 : Résultats de calcul de la pression du sol à l'intérieur du caisson.....	163
Tableau 4.4 : Résultats de calcul de la pression du sol entre les caissons.....	164
Tableau 4.5 : Symboles de charge.....	164
Tableau 4.6 : Les combinaisons de charges pour le calcul de l'effort interne du caisson.....	165
Tableau 4.7: Les combinaisons de charges pour le calcul de l'effort interne du radier.....	165
Tableau 4.8 : Valeur de $\mu$ .....	166
Tableau 4.9: Sections nominales des barres.....	166

## Liste des figures

Figure 1.1: Schéma montrant les caractéristiques de la houle.....	3
Figure 1.2 : Phénomène de la marée.....	4
Figure 2.1: Vue aérienne du port méthanier Bethioua - Oran - Algérie.....	6
Figure 2.2 : Digue à talus.....	8
Figure 2.3 : Digue verticale ancrée dans un massif.....	9
Figure 2.4 : Les jetées de port Madagh-Aïn Témouchent- Algérie.....	10
Figure 2.5 : Schématisation des efforts agissant sur un quai.....	12
Figure 3.1: Plan d'implantation du poste Minéralier.....	14
Figure 3.2: Plan d'implantation du site projet.....	15
Figure 3.3 : Les niveaux d'eau du projet.....	16

Figure 3.4 : Position des points caractéristiques des houles .....	20
Figure 6.1: La position du mur fictif par rapport au centre du caisson.....	54
Figure 6.2: Disposition d'engrenage du rail de la côté mer de portique à déchargement.....	57
Figure 6.3 : Disposition d'engrenage du rail de la côté bassin de portique à déchargement.....	57
Figure 6.4 : Plans de calcul de force des vagues de crête à quai droit .....	59
Figure 6.5: Schéma de répartition de la force de houles sous l'effet de la crête d'onde.....	60
Figure 6.6 : Plans de calcul de force des vagues de creux à quai droit.....	61
Figure 6.7 : Schéma de répartition de la force de houle se sous l'effet du creux de vague.....	62
Figure 6.8: Schéma d'accostage et des charges des navires sur le quai. ....	66
Figure 6.9 : Schéma représentant le tirant d'eau à vide.....	70
Figure 6.10 : Schéma représentant les positions de 'OM' , 'OG' - 'OC' .....	72
Figure 7.1 : Disposition du bras suspendu .....	77
Figure 7.2 : Répartition de la pression d'eau pendant la durée de service.....	84
Figure 7.3 : Ferrailage des armatures verticales du caisson.....	89
Figure 7.4 : Ferrailage des armatures circulaires du caisson. ....	89
Figure 7.5 : Ferrailage du radier .....	94
Figure 7.6 : Ferrailage de la clé de jonction.....	94
Figure 8.1: Délimitation de la zone influencée par le projet.....	96
Figure 8.2 : L'état initiale de la zone du projet.....	96

## Liste des figures des annexes

Figure 1.1 : Digue mixte verticalement .....	108
Figure 1.2 : Digue mixte horizontalement .....	108
Figure 1.3 : Quai en caisson (béton armé) .....	109
Figure 1.4 : Quai en rideau de plan de palplanches métalliques.....	109
Figure 1.5 : Quai sur pieux.....	110
Figure 1.6 : Quai en bloc (béton) .....	110
Figure 3.1 : Bollards 200 t .....	126
Figure 3.2 : Défense en caoutchouc SCN.2000.F20 .....	126
Figure 3.3 : Clé de jonction.....	126
Figure 3.4 : Vue en plan du voile du caisson .....	127
Figure 3.5 : Vue de dessus du caisson .....	127
Figure 3.6 : Section 2-2 du caisson .....	128
Figure 3.7 : Elévation du caisson .....	128
Figure 3.8: Vue en 3D de caisson .....	129
Figure 3.9 : Vue général du quai.....	130
Figure 4.1 : Sections de mur de couronnement testées par Jensen (1984) Et Bradbury et al (1988)	159
Figure 4.2 : Couronnement section 1-1.....	161
Figure 4.3 : Couronnement section 2-2.....	161
Figure 4.4: Couronnement section 3-3.....	161
Figure 4.5 : Ferrailage couronnement section 1-1 .....	162
Figure 4.6 : Ferrailage couronnement section 2-2 .....	162
Figure 4.7 : Ferrailage couronnement section 1-1 .....	162

## Introduction générale

En Algérie, Le port est un outil privilégié du développement économique et des échanges extérieurs de marchandises. L'évolution de ces derniers est accompagnée d'une modification du rôle du port du commerce, plusieurs changements profonds ont été introduits dans ce système depuis l'indépendance.

L'activité portuaire englobe toutes les activités qui sont liées à la réception des navires : leurs chargements, leurs déchargements, le stockage des marchandises, les moyens de transport terrestre pour l'évacuation des marchandises.

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.

Le groupe "Tosyali Algérie" a réalisé, au cours de ces dernières années, Dans l'objectif est de faire de l'Algérie, l'un des plus grands producteurs de fer dans le bassin méditerranéen Dans ce cadre, un « grand » espoir est fondé sur l'ouverture d'une aciérie, en cours de réalisation .

Notre projet de fin d'études s'intitule Etudes de réalisation d'un poste minéralier à l'est du port de Béthioua dans la wilaya d'Oran se situe à la zone portuaire de Béthioua, le projet 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.

Notre projet comprend donc huit chapitres :

- Chapitre 01 : Généralités sur le milieu marin.
- Chapitre 02 : Généralités sur les ouvrages portuaires.
- Chapitre 03 : Présentation du projet et collecte des données.
- Chapitre 04 : Présentation des variantes structurelle d'aménagement.
- Chapitre 05 : Dimensionnement de la digue à talus.
- Chapitre 06 : Calcul de la stabilité externe du quai.
- Chapitre 07 : Ferrailage des éléments de structure.
- Chapitre 08 : Etude d'impact sur l'Environnement.

# CHAPITRE 01

## Généralités sur le milieu marin



## 1. Introduction

Le milieu marin est particulièrement inhospitalier pour l'homme, non seulement parce qu'il ne peut y vivre normalement, mais aussi parce que les mers et les océans sont soumis à de très nombreux mouvements dont la violence rend très délicat tout travail à partir de la surface.

L'homme à de tout temps utilisé les mers comme voie de communication et a simultanément été obligé de créer des abris pour assurer la liaison terre-mer. Il a également dû défendre son territoire contre les assauts de la mer.

La mise au point de tels projets suppose une connaissance approfondie des facteurs naturels et notamment des divers mouvements de la mer.

## 2. Généralités sur les mouvements de la mer

Le milieu marin est un milieu liquide toujours agité, cette agitation se manifeste principalement sous forme de phénomènes de grande période, qui est un mouvement ondulatoire, et de courants généraux plus au moins uniformes.

### 2.1. Les mouvements ondulatoires

Un mouvement ondulatoire est tout mouvement caractérisé par une période, une amplitude, une célérité et une longueur d'onde.

Ces mouvements sont de 3 ordres : la houle, la marée et les seiches.

#### 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 locale 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.

#### a) Caractéristique de la houle

La houle est caractérisée par plusieurs critères :

- H : la hauteur de la houle l'amplitude (dénivellation maximale entre une crête et un creux successifs en mètre).
- L : la longueur d'onde (distance séparant deux crêtes successifs peut atteindre une trentaine de mètres).
- T : la période de la houle (temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en un point fixe dont la variation est de 3 à 25 secondes).
- a : l'amplitude de la houle (égale à la moitié de la hauteur).
- g : la cambrure (le rapport H/L).
- c : la célérité (la vitesse moyenne de la propagation des crêtes L/T).
- d : la profondeur au repos.

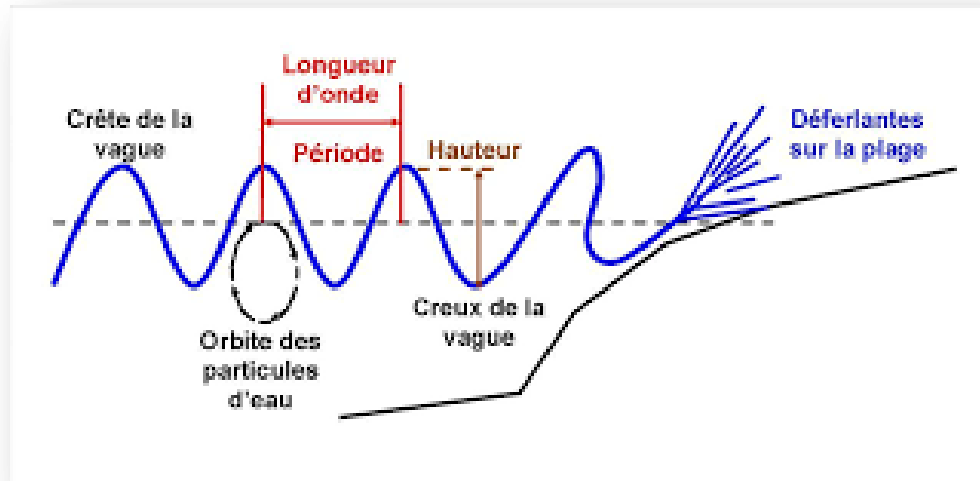


Figure 1.1: Schéma montrant les caractéristiques de la houle

### b) Déformations de la houle

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

- **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 réflexion**

Lorsqu'une onde arrive sur un obstacle (quai, digue, talus ou plage) il apparaît une onde réfléchi d'amplitude inférieure ou égale à celle de l'onde incidente. Une partie de l'énergie est alors réfléchi 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

- **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 arrêté, dès lors des oscillations se manifestent derrière l'extrémité de l'ouvrage en le contournement.

- **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.

### 2.1.2. La marée

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

Bien que la Lune soit beaucoup plus petite que le Soleil, sa proximité fait qu'elle influe de façon prépondérante (2,5 fois plus que le soleil) sur les phénomènes de marées.

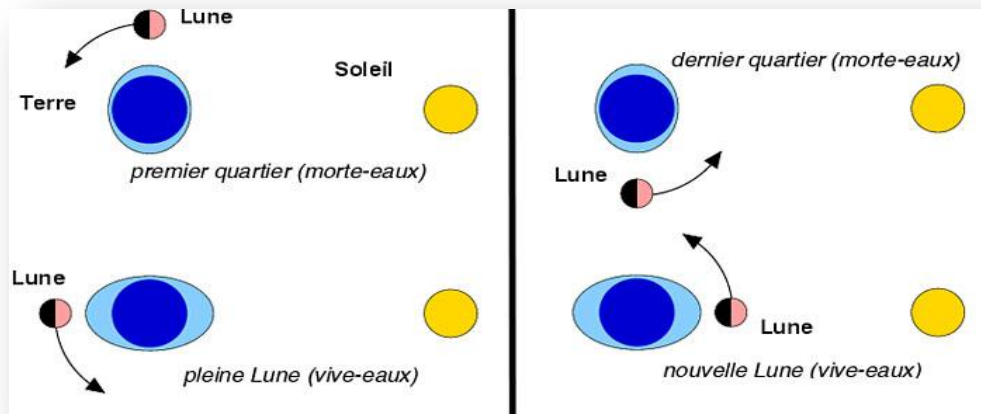


Figure 1.2 : Phénomène de la marée

Le niveau le plus élevé atteint par la mer au cours d'un cycle de marée est appelé pleine mer (marée haute). Par opposition, le niveau le plus bas se nomme basse mer (marée basse)

### 2.1.3. Les seiches

Les seiches sont des ondes qui se propagent dans certains port correspondent à un mouvement oscillatoire de la hauteur d'eau. Elles font partie des ondes de gravité, au même titre que les vagues ou les marées. Le critère distinctif utilisé entre les seiches et les autres types d'onde sont la période (comprise entre 1 à 10 minutes) aussi que la longueur d'onde est de plusieurs centaines de mètres mais dont l'amplitude ne dépasse pas quelques décimètres.

Les seiches sont donc les ondes de gravité dont la période est comprise entre celle de la houle la plus longue et celle des marées semi-diurnes. Il est communément admis à un intervalle de 100 secondes à quelques heures.

## 2.2. Les courants

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

A ces forces s'ajoutent les effets des forces induites (frottements interne du fluide et force de Coriolis due à la rotation de la terre).

Parmi les types de courants, on distingue :

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

### 2.2.1. Les courants généraux

Ce sont des courants océaniques à caractère pratiquement permanent et uniforme. Ils sont dus aux variations de pression et de pesanteur en divers points des océans et n'ont pas d'influence sur les petites profondeurs.

### 2.2.2. Les courants de marée

Ils constituent le phénomène primitif de la marée. Ils affectent pratiquement toute la profondeur d'eau avec la même intensité. Comme ils varient lentement dans le temps, ils peuvent être considérés comme constants à l'échelle de l'heure.

### 2.2.3. 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 décroît avec la profondeur.

Il se classe en 3 catégories :

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

### 2.2.4. Les courants côtiers ou de débris

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

## 3. Conclusion

Lors de nos études de projet maritime, des généralités et des reconnaissances sur le milieu marin sont nécessaires et doivent être établies afin de donner un aperçu général sur des termes applicables à tous travaux maritimes ainsi que les définitions relatives qui constituent une base de données de notre projet.

## CHAPITRE 02

# Généralités sur les ouvrages portuaires



## 1. Introduction

La construction d'un port maritime, son équipement, l'aménagement de ses accès la protection de rivage contre l'action de la mer constituent un ensemble d'opérations complexes habituellement englobées sous la désignation de " travaux maritime " qui est une branche particulièrement importante des travaux publics. Nous ne pouvons les approcher d'une manière exhaustive mais les aspects que nous avons jugés fondamentales seront définis dans le présent chapitre qui répond d'une façon générale sur les questions concernant les caractéristiques des ouvrages maritimes portuaires et à la connaissance de l'environnement naturel du site d'implantation.

## 2. Définition d'un port

Un port est une infrastructure ou un endroit géographique construite par l'homme, située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau, et destinée à accueillir des bateaux et navires pour leur permettre de stationner à l'abri de la houle et des grands vents.



Figure 2.1 : Vue aérienne du port méthanier Béthioua - Oran - Algérie

## 3. Rôle des ports

### 3.1. Le rôle économique

Un port est un établissement destiné à la réception des navires en vue d'assurer la continuité du transport entre les voies maritimes et terrestres ou fluviales (inter modalité)

A cet effet on y trouve deux aspects :

- **Rôle industriel** : le port peut comporter des installations destinées à traiter ou à transformer les matières premières importées ou exportées par voie maritime.

- **Rôle de marché** : le rôle de transbordement d'un moyen de transport terrestre à un transport terrestre ou fluvial à un navire de mer (et inversement) pouvant s'accompagner d'opérations commerciales, faisant ainsi du port un lieu de marché. Cette fonction nécessite de puissants moyens de stockage et de conditionnement de la marchandise.

### 3.2. Le rôle physique

Le port permet aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent, pour :

- Effectuer leurs opérations de transit : chargement et déchargement des Marchandises, embarquement ou débarquement des voyageurs,
- Effectuer leurs ravitaillements : combustible ou carburant, eau, produits nécessaires. à la vie de l'équipage et des passagers.
- Assurer leurs entretiens et leurs réparations.
- Etre construits ou démolis.
- Stationner en période d'attente de marchandise ou de voyageurs à transporter.

## 4. Divers types de ports

La classification des ports ne peut, dans ces conditions, être faite d'une façon unique. On peut l'aborder en distinguant les ports, soit par leurs fonctions principales (mission), soit par leur implantation géographique (localisation).

### 4.1. Classification par fonctions principales (mission)

Compte tenu de la mission des ports et de celle des navires qui les fréquentent on distingue :

- Ports militaires
- Ports de commerce
- Ports de pêche
- Ports de plaisance
- Ports des travaux de servitude
- Ports minéraliers
- Ports pétroliers

### 4.2. Classification par implantation géographique (localisation)

Les contraintes physiques des sites qui se présentent pour l'implantation d'un port et les nécessités économiques qui justifient sa création conduisent à des types d'implantations très variées. Il s'agit bien souvent de compromis technico-économiques entre les impératifs en présence. Selon le critère de l'implantation, on peut retenir la classification suivante :

- Ports au large
- Ports à la côte
- Ports intérieurs

## 5. Principaux types d'ouvrages des ports maritimes

Un port est constitué généralement de deux principaux types d'ouvrages :

### 5.1. 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 d'ouvrages extérieurs sont généralement :

- Les digues
- Les jetées

#### 5.1.1. Les digues

Terme très général qui couvre la majorité des ouvrages de protection des côtes et des ports. Leur fonction est de réduire l'action de la houle ou d'encourager la déposition de sédiments à l'arrière de l'ouvrage. Suivant la conception des ouvrages de protection contre la houle. On distingue généralement les types suivants :

- Les digues à talus.
- Les digues mixtes.
- Les digues verticales.
- Les digues de types spéciaux.

##### a) Digue à talus

Les digues à talus sont réalisées au moyen de matériaux rocheux et blocs plus ou moins grossiers. Protégés par une carapace de blocs d'enrochement naturel ou de blocs artificiels de plus grandes dimensions.

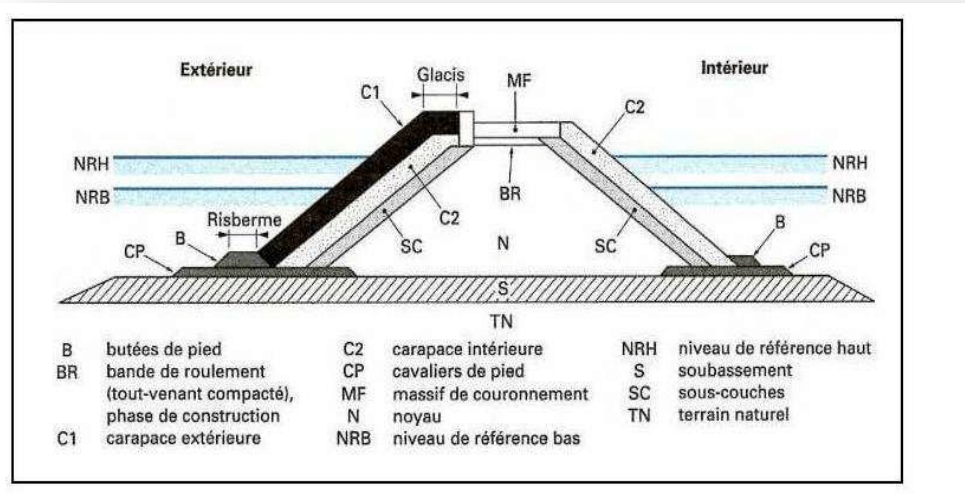


Figure 2.2 : Digue à talus

### b) Les digues verticales

Une digue verticale est essentiellement composée d'un mur vertical monolithique ou constituée d'éléments assemblés entre eux destinés à renvoyer l'énergie de la houle par réflexion quasi totale (par leur poids propre).

Ce type de digue est en général posé soit directement sur le fond, soit sur un massif d'enrochement dont le talus coté large est protégé contre l'action de la houle par des blocs naturels ou artificiels de poids élevé.

Ces digues sont adapter généralement pour des moyenne profondeurs (> 20m), vu les consommations en matériaux rocheux sont excessives dans le cas de digue à talus.

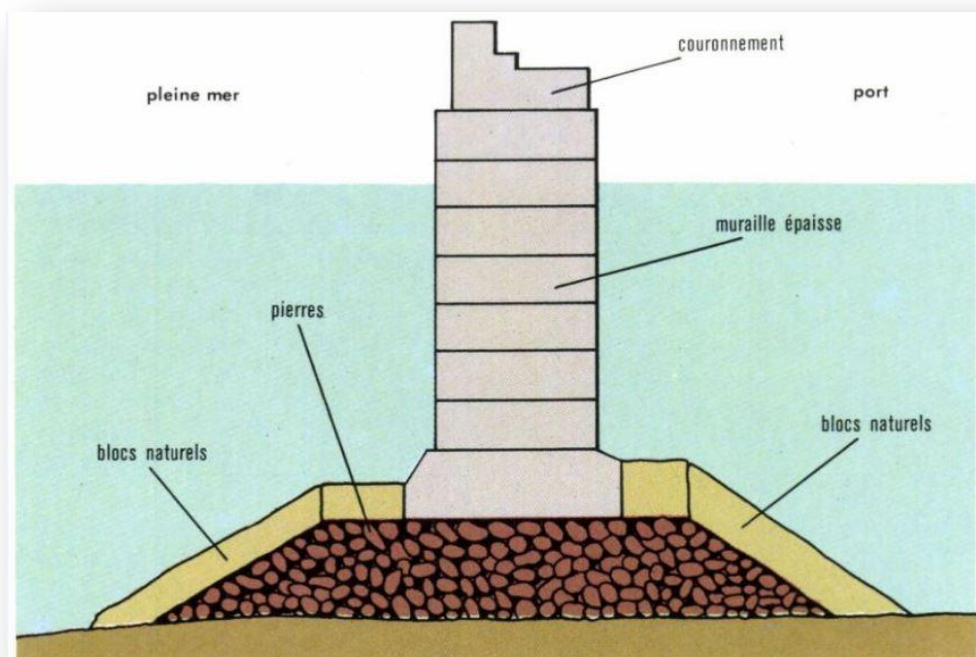


Figure 2.3 : Digue verticale ancrée dans un massif

### c) Les digues mixtes

Lorsque les profondeurs sont importantes, la digue est souvent de type mixte (combinaison entre les deux types de digues précitées) la partie inférieure est constituée sous forme d'un ouvrage à talus, surmonté par un ouvrage de type vertical. Les dimensions et la structure de l'ouvrage vertical doivent être suffisantes pour résister aux efforts des vagues déferlantes.

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

On distingue deux types de digues mixtes (verticalement, horizontalement)

#### d) Les digues de types spéciaux

Ces ouvrages sont employés dans des conditions spécifiques, parmi ceux-ci, on peut citer :

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

#### 5.1.2. Les jetées

Ce sont des constructions s'avancant dans une mer, lac ou fleuve, dont le but est de servir à l'embarquement et le débarquement de marchandises et de voyageurs.

On trouve dans un port deux types de jetées :

- Les jetées principales
- Les jetées secondaires



Figure 2.4 : Les jetées de port Madagh-Aïn Témouchent- Algérie

## 5.2. Les ouvrages intérieurs

Les divers types d'ouvrages à l'intérieur d'un port maritime sont les suivants :

- Les ouvrages de protection et d'accès
- Les plans d'eau
- Les ouvrages d'accostages

### 5.2.1. 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

### 5.2.2. Les plans d'eau

Ces ouvrages 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.

### 5.2.3. Les ouvrages d'accostages

Les ouvrages d'accostages sont les duces d'Albe, les appontements et les quais

#### a) Les duces d'Albe

Ce sont des ouvrages en pilotis ancrés dans le fond du bassin, ils jouent le rôle d'appui pour les navires, et permettent seulement leurs amarrages ou l'accostage sans aucune rôle de support de l'outillage ni de retenue des terres.

#### b) Les appontements

Sont des ouvrages permettant l'accueil et le stationnement des navires mais n'assurant pas une liaison directe avec les parties terrestres. Ils peuvent cependant servir à l'approche ou au dépôt de la marchandise.

#### c) Les quais

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

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

On retrouve deux grands types de quai :

- **Les quais sur sol de bonne portance (massifs)**

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

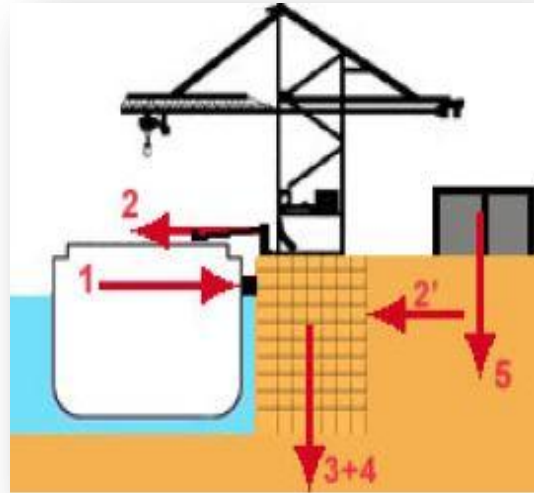


Figure 2.5 : Schématisation des efforts agissant sur un quai

On distingue deux types :

- Les quais en blocs de béton armé.
- Les quais en caissons en béton armé

#### a) Les quais en blocs

Ces quais sont constitués de bloc en béton (éventuellement évidés et remplis de remblais) empilés les uns sur les autres, le bloc inférieur étant posé sur une assise en enrochements préalablement réglée.

Elle permet de réduire les contraintes élevées introduites par le quai, sur le sol naturel, celui-ci doit avoir une portance élevée et possédant des caractéristiques mécaniques augmentées avec la profondeur.

#### b) Les quais en caissons

Ils sont constitués de caissons en béton armé ou précontraint, généralement préfabriqués de forme prismatique et se sont remplis de remblais.

Ces ouvrages plus légers amènent des contraintes moins élevées sur le sol.

La technique d'exécution de ce type de quai permet la réalisation rapide car l'on réalise simultanément la fabrication et les travaux de dragage. Néanmoins, le coût est relativement élevé.

#### c) Les quais en gabions de palplanches

Les quais constitués par une paroi moulée en béton ou par un rideau de palplanches métalliques ancrés 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.

- **Les quais sur sol de faible portance :**

- a) **Les quais mixtes (type danois)**

Le quai "danois" est constitué d'un rideau de palplanches et d'une plate-forme en béton armé fondée sur des pieux en béton ou en acier. La résistance aux efforts d'accostage est assurée par la poussée du remblai contre le rideau et, éventuellement, par la réaction horizontale de pieux inclinés.

Les efforts verticaux sont équilibrés par les réactions verticales des pieux qui supportent la plate-forme et, éventuellement, des tubes métalliques insérés dans le rideau de palplanches. Ces quais sont indiqués quand le sol de fondation est de qualité moyenne et qu'il existe une couche de terrain de bonne résistance à une profondeur raisonnable.

- b) **Les quais sur pieux**

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

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

## 6. Conclusion

La recherche bibliographique nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différents types de ports ainsi que leur rôles et types d'une part, d'autre part de connaître les principaux types d'ouvrages des ports maritimes, leur rôle ainsi que les différents types d'ouvrage que ce soit extérieurs ou intérieurs.

# CHAPITRE 03

## Présentation du projet et collecte de données



## 1. Introduction

L'aménagement d'un poste consiste à réaliser des ouvrages pour l'accostage des navires et permettre le transbordement des passagers ou des marchandises ou simplement le stationnement des navires. Ces postes peuvent être isolés ou groupés sous forme de quais ou d'appontements dont la longueur peut avoir plusieurs centaines de mètres. Ils bordent les bassins ou les môles ou au contraire sont établis le long des berges des rivières et canaux maritimes.

La longueur de chaque poste dépend évidemment de celle du plus grand navire qui doit le fréquenter et de la façon dont le navire est accosté.

La conception des postes et leur nombre doivent évidemment être déterminés en fonction du trafic à desservir en recherchant un optimum économique, cet optimum résulte de la comparaison entre d'une part le coût de l'investissement et de l'exploitation du poste, d'autre part du coût de séjours des navires.

## 2. Situation géographique de la zone projet

Le poste minéralier qui fait l'objet de notre étude, se situe dans la zone portuaire de Béthioua (zone industrielles) du port d'Arzew qui est à 40km à nord-est de la deuxième plus grande ville-Oran. L'emplacement du quai minéralier est prévu à l'Est du port de Béthioua, entre la jetée M7 (3,1 km) et la jetée AOA (2,2km).



Figure 3.1: Plan d'implantation du poste Minéralier

### 3. Présentation de la zone industrielles (zone 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 Km2. 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.

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.

### 4. Description du projet

Le poste minéralier se situe à la zone portuaire de Béthioua, le projet 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. Le site du projet est se trouve au rivage à 5 km à nord-est de l'usine sidérurgique projetée.



Figure 3.2 : Plan d'implantation du site projet

## 5. Collecte des données

### 5.1. Données météorologiques

#### a) Niveau d'eau

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

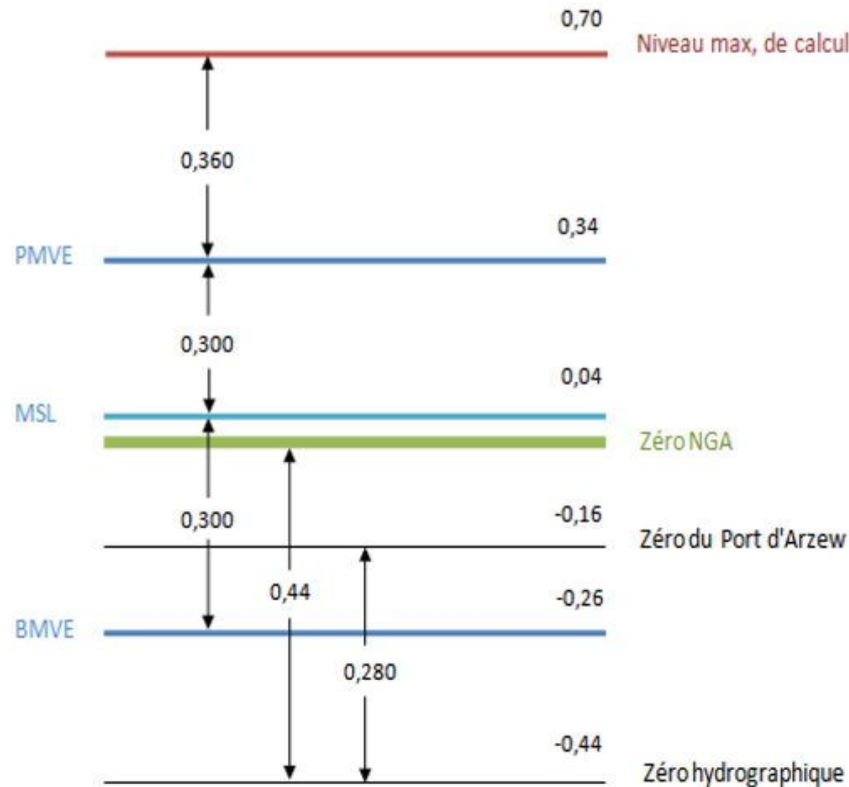


Figure 3.3 : Les niveaux d'eau du projet.

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

#### a) Climat et 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. La moyenne annuelle enregistrée à Oran étant de  $+17.4^{\circ}\text{C}$ . Les températures minimales et maximales enregistrées sont respectivement  $-3^{\circ}\text{C}$  en Décembre et  $+41^{\circ}\text{C}$  en Août.

#### b) Précipitations

Les renseignements concernant la pluviométrie dans la région d'Oran, tirés des statistiques météorologique de l'aéroport d'EL-Senia, indiquent des précipitations annuelles moyennes de l'ordre de 406 mm. Il y a environ 60 jours de pluie par an. La durée totale des orages est en moyenne de 10 à 15 j/an. Les pluies sont surtout importantes d'Octobre à Avril avec un maximum en Décembre et Janvier de près de 100 mm de précipitation.

### c) Le vent

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

- Pour la période hivernale : le secteur Ouest à Sud-ouest caractérisé par des vents plus fréquents et quelques fois forts qui atteignent les 26 km/h.
- Pour la période estivale : le secteur Est à Nord-est caractérisé par des vents plus fréquents et quelques fois forts qui atteignent les 21.5 km/h.
- La vitesse maximale atteinte est de 21.5 km/h soit 26 km/h et exceptionnellement des vents de 40 m/s conçue moyenne dans 10 minutes (avec une période de retour de 50 ans).

## 5.2. Données Océanographiques

### 5.2.1. Etude de la réfraction de la houle

L'étude de la réfraction de la houle pour objet l'exploitation des caractéristiques de la houle au large pour définir les caractéristiques de la houle à la côte tel que la direction et l'amplitude afin de les utilisées comme données d'entrée au calcul du transit sédimentaire et/ou pour le dimensionnement des ouvrages maritimes.

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.

#### a) Principe de calcul de la réfraction de la houle

Connaissant la climatologie au large, il est possible d'établir une statistique de la houle au large.

Cette statistique est ensuite propagée vers la côte en utilisant des fonctions de transfert calculées suivant la bathymétrie représentée suffisamment au large, dans les fonds où les houles ne sont pas réfractées.

Le coefficient de réfraction est défini de la manière suivante :

$$K_r = \frac{H_s \text{ local}}{H_s \text{ large}}$$

Les calculs de la réfraction de la houle entre le large et la côte sont effectués en prenant notamment en compte les phénomènes de :

- Réfraction, sur les fonds et autour des ouvrages
- Frottement sur le fond
- Déferlement

Les paramètres significatifs de la houle ont été représentés avec un spectre bidimensionnel de type JONSWAP.

### b) Données de base

- **Données bathymétriques**

La bathymétrie utilisée pour cette étude de réfraction et celle issue de la digitalisation de la carte SHOM intitulée « Côte Septentrionale d’Afrique – Partie comprise entre Cap Ferrat et la pointe de Kef El Asfer » échelle : 1/100 000<sup>ème</sup> ainsi que celle issue des reconnaissances sur site.

- **Données de houles au large**

#### Houles annuelles

Les données pour l’étude de la réfraction sont issues du Summary of Synoptic Meteorological Observations (SSMO) qui consiste en des observations de navire sur la période de 1963 à 1970.

Un traitement statistique de ces données a permis de déterminer les fréquences d’apparition de houle par direction et par période

**Tableau 3.1 : 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

Pour le pré dimensionnement de l’ouvrage envisagé, les houles retenues sont celles de la houle Centennale présentant les caractéristiques suivantes :

**Tableau 3.2 : 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

### c) Choix du secteur angulaire

Le secteur angulaire considéré correspond aux limites naturelles imposé d’une part, par la configuration géographique du site d’étude, et d’autre part par le secteur d’intérêt des houles du large. 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°)

#### d) Conclusion (Résultats de l'étude de réfraction)

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 de 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 énergie du large (80%) quelque soit la direction de houle considérée. Les houles de période 8 et 10 secondes arrivent sur le site avec une énergie plus ou moins modérée par rapport à 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 autres points considérés elles arrivent avec 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-4, 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).

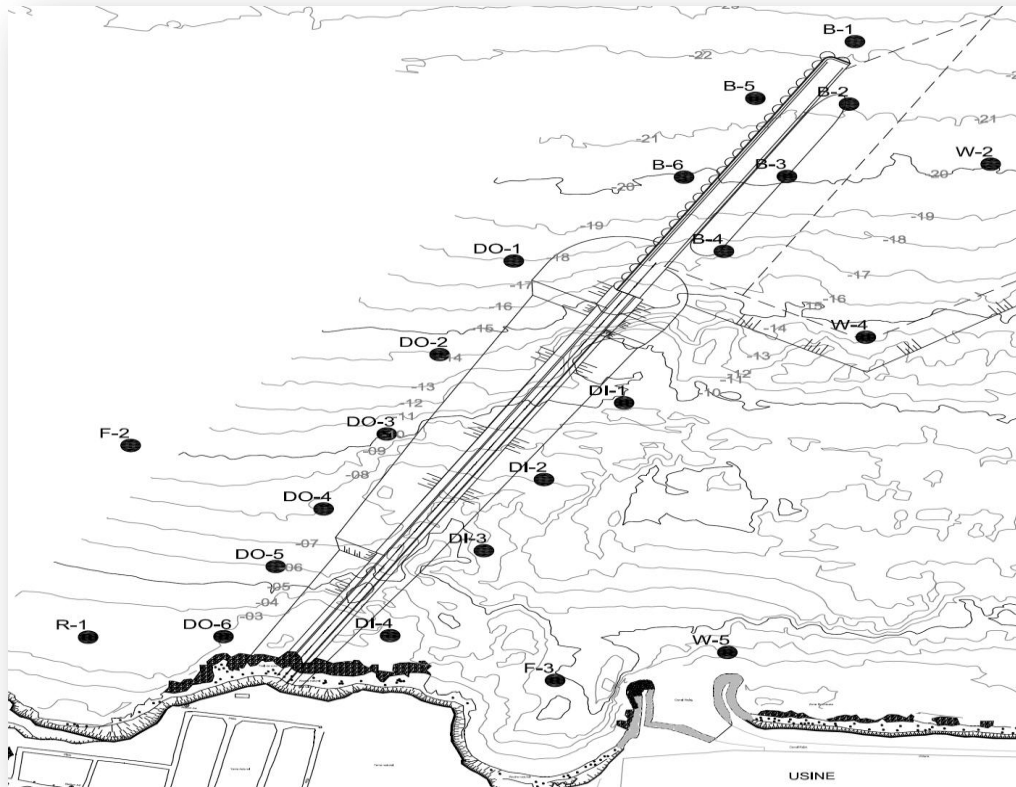


Figure 3.4: Position des points caractéristiques des houles

Tableau 3.3 : Les conditions des houles centennales

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

### 5.2.2. 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.

### 5.2.3. Les courants

Les courants de surface présentent des caractères variables et susceptibles d'être très rapides sous l'influence des vents dominants.

Sous les vents du Nord-est les courants superficielles approchants suivent la direction du vent et ralentissent près de la côte avec un vent du Nord-est de 15 à 20 nœuds, les courants avance vers la côte avec une vitesse assez constante de 0.5 nœud puis ralentit à 0.15 nœud environ en prenant une direction Sud à Sud-ouest.

Avec des vents du Sud-ouest, le courant suit la direction du vent en direction de la haute mer où il atteint progressivement une vitesse plus grande.

La vitesse du courant dans la zone de l'ouvrage est relativement faible. Pour la côte, la direction principale est vers l'ouest avec une vitesse est de 0,5 nœud.

## 5.3. Données sismique

La zone d'études est située à la **Zone II-a**, ce qui signifie de hauts risques sismique. 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**.

## 5.4. Données physiques

### a) Données géologiques

Les conditions géologiques 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 campagne 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

### b) Reconnaissance géotechnique

Le contenu principal de la reconnaissance comporte la collecte des données prophase, le forage géotechnique, l'échantillonnage par le forage, le SPT et les essais au laboratoire.

La présente reconnaissance a accompli la réalisation de :

- **13 sondages carottés**, notés de SG01 à SG09 et de ZT01 à ZT04 dont la profondeur de forage est entre 4.5m et 17.75m. Exécuté en référence à la norme britannique BS 5930-1999+A2 :2010 "Code of practice for site investigation". L'essai permet d'une part de tracer le profil de pénétration et d'autre part de fournir des échantillons remanié qui peuvent servir à la reconnaissance des horizons traversés et sur lesquels on peut pratiquer des essais d'identification (essais au laboratoire).
- **Les essais au laboratoire** ainsi que leurs normes de références sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau 3.4 : Norme des Essais chimiques**

Essais physiques et chimiques (Identification)	
Essai	Norme
Teneur en eau naturelle	NF P94-050
Masse volumique des sols fins	NF P94-053
Limites d'ATTERBERG	NF P94-051
Analyse granulométrique	NF P94-056
Teneur de l'anhydrique sulfurique (SO <sub>3</sub> )	NA 5042/2007
Teneur en matières organiques	NF-XP 94-047
Teneur en carbonates (CaCO <sub>3</sub> )	NF P94-048

Tableau 3.5 : Norme des Essais mécaniques

Essais mécaniques	
Essai	Norme
Essai oedométrique	NF P94-090-1
Essai de cisaillement	NF P94-071-1
Essai de compression	NF P94-077

**Remarque :**

La zone d'étude est située à la zone II-a c'est à dire à des hauts risques sismiques, alors il y'a un risque du phénomène de liquéfaction du sol, donc le sol doit être consolidé.

Il s'opère par des colonnes ballastées et des drains verticaux et suivi d'une consolidation au droit de l'ouvrage par pré chargement de terrain, après stabilisation du tassement la surcharge est élevée :

- Mise en place du remblai (un remblai rocheux).
- Mise en place de la couche de forme.
- Mise en place du caisson.

**5.5. Données sur le projet****a) Données relatives aux besoins**

- **Type de navires conçus**

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

Tableau 3.6 : 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 150,000 DWT	Modèle maximal	179,000	290	44	17.5

**6. Conclusion**

L'objectif de ce chapitre est la description de la zone du projet et de connaître les conditions de site et les données relatives au projet afin d'assurer que l'ouvrage à réaliser répond à ces conditions et aux exigences.

# CHAPITRE 04

## Présentation des variantes structurelles d'aménagement



## 1. Introduction

Le choix des variantes se fait en tenant compte de plusieurs facteurs, du point de vue technique et économique et qui répond aux exigences du projet.

## 2. Caractéristiques du navire de projet

Le quai minéralier est destiné à la réception des navires minéraliers de 150,000 DWT, les caractéristiques de ce navire sont comme suit :

- Longueur : 290m
- Largeur : 44m
- Tirant d'eau en charge : 17.5m
- Déplacement : 179,000t

## 3. Variante d'aménagement

« Les directions principales de houles sont NW et 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 ».

## 4. Description des variantes structurelles

Compte tenu des investigations et des reconnaissances qui ont été établies sur le site ainsi que les estimations des besoins, deux variantes ont été proposées :

### a) Variante 01

- **Les ouvrages de protection et jonction**

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

Le coté Ouest de la jetée est composée de cinq (05) sections :

- La première section qui est l'enracinement (sur un linéaire de 75m).
- La deuxième section de 75m jusqu'à 220m (sur un linéaire de 145m).
- La troisième section de 220m jusqu'à 380m (sur un linéaire de 160m).
- La quatrième section de 380m jusqu'à 560m (sur un linéaire de 180m).
- La cinquième section de 560m jusqu'à 760m (sur un linéaire de 200m).

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

- La première section qui est l'enracinement (sur un linéaire de 75m).
- La deuxième section de 75m jusqu'à 560m (sur un linéaire de 485m).
- La troisième section de 560m jusqu'à 760m (sur un linéaire de 200m).

- **Un 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 coté 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 coté 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.

## b) Variante 02

- **Les ouvrages de protection et jonction**

Même structure avec la variante 1.

- **Un 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 signaler que l'ouvrage d'accostage sera équipé par des défenses en caoutchouc et des bollards de 200t qui seront implanté chaque 16m.

## 5. Analyse multicritères et choix de la variante

En se basant sur les critères technique et économique de chaque variante, on va faire une comparaison entre les deux variantes et conclure la plus favorable pour notre projet.

### a) Quai fondé sur pieux

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.

Il est important de souligner à propos de cette solution que la sensibilité du quai sur pieux dans le sol avec glissement général du talus est très élevé. En conséquence, en cas de séisme, il sera difficile d'éviter une déformation du quai qui pourra être irréversible.

### b) Quai en caissons

Dans le cas de structures en caisson, 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. Une méthode de calcul pseudo-statique se prête parfaitement à ce type de structure.

Au stade du pré-dimensionnement, 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.

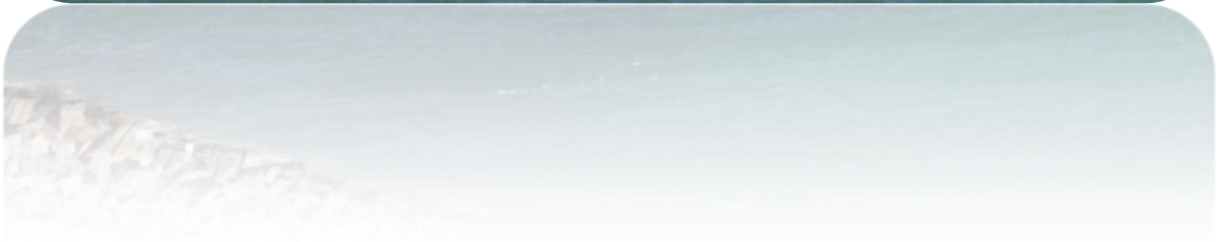
La solution quai en caisson en béton armé est donc retenue à ce stade pour la stabilité quelle représente. L'ouvrage obtenu est lourd et peu fragile. Il est capable d'accepter des dépassements d'énergie d'accostage importants sans risques. La solution a fait ses preuves sur de nombreux projets SKIKDA,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

## 6. Conclusion

A partir de l'étude comparative entre les deux variantes structurale, 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 donc la **variante «01»**.

# CHAPITRE 05

## Dimensionnement de la digue à talus



## 1. Introduction

Les ouvrages de protection contre la houle sont des ouvrages qui permettent de protéger un port ou une partie d'un port (plan d'eau, terre-plein) contre les actions de la houle (attaque directe, franchissements, submersion, érosion ... etc.)

## 2. Choix de la structure

Le type de structure dépend de plusieurs facteurs dont le coût, la constructibilité, la disponibilité des matériaux ainsi que les choix du maître de l'ouvrage.

## 3. Choix des matériaux

L'étude de gisement concernant la disponibilité des blocs naturels d'une masse supérieure à 10t induit que ne peuvent être trouvés en quantité suffisante dans les carrières à cet effet on est amené à adopter les blocs artificiels pour la construction des carapaces.

Dans notre projet on utilise des :

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

## 4. Méthode de dimensionnement de la digue à talus

### • Coté ouest

On a divisé le côté ouest de la digue à talus en cinq (5) sections :

- La 1ère section : l'enracinement (sur un linéaire de 75m).
- La 2ème section : de 75m jusqu'à 220m (sur un linéaire de 145m).
- La 3ème section : de 220m jusqu'à 380m (sur un linéaire de 160m).
- La 4ème section : de 380m jusqu'à 560m (sur un linéaire de 180m).
- La 5ème section : de 560m jusqu'à 760m (sur un linéaire de 200m).

### • Coté est

On va diviser le coté Est de la digue a talus en trois (3) sections :

- La 1ère section : l'enracinement (sur un linéaire de 75m).
- La 2ème section : de 75m jusqu'à 560m (sur un linéaire de 485m).
- La 3ème section : de 560m jusqu'à 760m (sur un linéaire de 200m).

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 notamment dans les études récentes.

### 4.1. Dimensionnement de la carapace

#### • La carapace :

Elle protège l'ensemble de l'ouvrage contre l'action de la houle, 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.

## a) Le poids de la carapace

$$W_{\text{carapace}} = \frac{1}{K_D} \times \frac{\gamma_S \times H_s^3}{\left(\frac{\gamma_S}{\gamma_w} - 1\right)^3 \times \cotg(\alpha)}$$

- $\gamma_S$  : masse volumique des blocs utilisés (2.4 t/m<sup>3</sup> pour les blocs artificiels et 2.6 t/m<sup>3</sup> pour les blocs naturels)
- $\gamma_w$  : masse volumique de l'eau de mer ( $\gamma_w = 1,026$  t/m<sup>3</sup>)
- $\cotg(\alpha)$  : angle du talus ( $\cotg(\alpha) = 3/2$  pour les blocs cubiques rainurés ainsi que pour les blocs naturels anguleux)
- $K_D$  : coefficient adimensionnel de HUDSON (adimensionnel)

## b) Epaisseur de la carapace

$$e = n \times K_\Delta \times \left(\frac{W}{\gamma_S}\right)^{1/3}$$

- $e$  = épaisseur de la carapace (m)
- $n$  = nombre de couche ( $n=2$ )
- $K_\Delta$  = coefficient de couche (adimensionnel)
- $W_{\text{carapace}}$  = poids des blocs de la carapace (t)

c) Diamètre médian  $D_{n50,ca}$ 

$$D_{n50,ca} = \left(\frac{W_{\text{carapace}}}{\gamma_S}\right)^{1/3}$$

## d) Nombre de blocs par unité de surface

- $p$  : porosité moyenne

$$N_S = n_i \times K_\Delta \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma_S}{W}\right)^{2/3}$$

## e) Largeur de la crête B

$$B = 4 \times D_{n50,ca}$$

## 4.2. Dimensionnement de la sous couche

- **Les sous-couches (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.

## a) Le poids du filtre support

$$W_1 = \frac{W_{\text{carapace}}}{10}, \quad 0.7 \times W_1 < W_{\text{filtre}} < 1.3 \times W_1$$

**b) Epaisseur du filtre support**

$$e = n \times K\Delta \times \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

- n = nombre de couche (n=2)
- $K\Delta$  = coefficient de couche ( $K\Delta = 1.15$ )
- $\gamma_s$  : masse volumique des blocs naturels ( $\gamma_s = 2,6 \text{ t/m}^3$ ).

**c) Diamètre médian  $D_{n50, \text{ sous couche}}$**

$$D_{n50, \text{ sous couche}} = \left(\frac{W_{\text{filtre}}}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

**d) Calcul de nombre de blocs par unité de surface**

$$N_s = n \times K\Delta \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma_s}{W_{\text{filtre}}}\right)^{2/3}$$

p : porosité moyenne (p = 37% pour les blocs naturels anguleux)

- **Le filtre (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.

**a) Poids du filtre de transition**

$$W_1 = \frac{W_{\text{carapace}}}{200}, \quad 0.5 \times W_1 < W_{\text{filtre}} < 1.5 \times W_1$$

**b) Epaisseur du filtre de transition**

$$e = n \times K\Delta \times \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{1/3}$$

- n = nombre de couche (n=2)
- $K\Delta$  = coefficient de couche ( $K\Delta = 1.15$ )
- $\gamma_s$  : masse volumique des blocs naturels ( $\gamma_s = 2,6 \text{ t/m}^3$ )

**4.3. La butée de pied**

Elle a pour rôle principale le calage inférieur de la carapace pour éviter le risque de glissement.

**a) Le poids de la butée**

$$W_{\text{butée}} = \frac{0.1}{K_D} \times \left[ \frac{\gamma_s \times H_s^3 \times \text{tg}(\alpha)}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right)^3} \right] \frac{H_s}{h}$$

Tel que  $1.2 H_s < h < 1.3 H_s \Rightarrow \text{on prend } h = 1.3 \times H_s$

## b) Epaisseur de la butée

$$e = n \times K_{\Delta} \times \left( \frac{W}{\gamma_S} \right)^{1/3}$$

c) Diamètre médian  $D_{n50, butée}$ 

$$D_{n50, butée} = \left( \frac{W_{butée}}{\gamma_S} \right)^{1/3}$$

## d) Largeur de la butée

$$L_d = 4 \times D_{n50, butée}$$

## 4.4. Dimensionnement du noyau

## • Le noyau

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

## a) Le poids du noyau

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

## 4.5. Vérification des lois de Terzaghi

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{D_{15} (Filtre)}{D_{85} (Noyau)} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15} (Filtre)}{D_{15} (Noyau)} \leq 20$$

$$\frac{D_{50} (Filtre)}{D_{50} (Noyau)} \leq 25$$

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 :

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

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

Avec  $W_i$  et  $W_s$  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 :

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

## 5. Dimensionnement de la digue à talus

### 5.1. Le dimensionnement de la digue à talus coté Ouest

#### Application numérique (Section 1-1 coté ouest)

##### a) Dimensionnement de la carapace (Blocs naturels anguleux)

- **Le poids de la carapace**

$$K_D = 3.5 \text{ (vague déferlante)} \qquad H_S = 2.81\text{m}$$

$$W_{Carapace} = \frac{1}{3.5} \times \frac{2.6 \times 2.81^3}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right) \times 1.5} = 3.04\text{t}$$

On prend des blocs naturels anguleux de 3t à 6t.

- **Epaisseur de la carapace**

On calcule avec la moyenne entre 3t et 6t  $W_{Carapace} = 4.5\text{t}$

$$e_{Carapace} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{\frac{1}{3}} = 2.76 \text{ m} \approx 2.80\text{m}$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50,Carapace} = \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.20 \text{ m}$$

- **Nombre de blocs par unité de surface**

$$N_{Carapace} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.37) \times \left(\frac{2.6}{4.5}\right)^{2/3} = 1.00$$

Donc on a 100 blocs par 100m<sup>2</sup>

##### b) Dimensionnement du filtre support

- **Le poids du filtre**

$$\frac{W_{Carapace}}{10} = 0.45\text{t} \quad . \quad 0.315\text{t} < W_{Filtre} < 0.585\text{t}$$

On prend des blocs naturels de 1t à 3t.

- **Epaisseur du filtre**

$$W_{FS} = 2\text{t} \text{ (la moyenne entre 1t et 3t)} \qquad K_\Delta = 1.15$$

$$e_{FS} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 2.10\text{m}$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50,FS} = \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 0.91 \text{ m} \approx 0.90\text{m}$$

- Le nombre de blocs par unité de surface

$P = 37\%$

$$N_{FS} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.37) \times \left(\frac{2.6}{2}\right)^{2/3} = 1.72$$

Donc on a 173 blocs par 100m<sup>2</sup>

### c) Dimensionnement du noyau

- Le poids du noyau

$$W_{Noyau} = \frac{W_{carapace}}{4000} = \frac{4.5}{4000} = 0.00113t$$

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

### d) Dimensionnement de la butée de pied

- Le poids de la butée

$h = 3.653m$

$$\text{tg}(\alpha) = 2/3$$

$$K_D = 3.5$$

$$W_{butée} = \frac{0.1}{3.5} \times \left[ \frac{2.6 \times 2.81^3 \times 0.667}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3} \right] \times \frac{2.81}{3.653} = 0.23 t$$

On prend des blocs naturels de 0.5t à 2t.

- Epaisseur de la butée

$K_\Delta = 1.15$

$$W_{butée} = 1.25t \text{ (la moyenne entre 1t et 3t)}$$

$$e_{butée} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{1.25}{2.6}\right)^{1/3} = 1.80m$$

- Diamètre médian  $D_{n50, butée}$

$$D_{n50, butée} = \left(\frac{1.25}{2.6}\right)^{1/3} = 0.88 m \approx 0.90m$$

- Largeur de la butée

$$L_d = 4 \times 0.9 = 3.6m$$

### e) Vérification des lois de Terzaghi

- Le noyau de 0 à 0.5t

$$\bullet \phi_i = 2 * \left(3 * \frac{0}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0$$

$$\bullet \phi_s = 2 * \left(3 * \frac{0.5}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0.716$$

$$\bullet D_{15} = 0.15 * (0.716 - 0) + 0 = 0.107$$

$$\bullet D_{50} = 0.50 * (0.716 - 0) + 0 = 0.358$$

$$\bullet D_{85} = 0.85 * (0.716 - 0) + 0 = 0.608$$

- Le filtre support de 1 à 3 t

$$\bullet \phi_i = 2 * \left(3 * \frac{1}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0.902$$

- $\phi_s = 2 * \left( 3 * \frac{3}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.301$
- $D_{15} = 0.15 * (1.301 - 0.9022) + 0.902 = 0.962$
- $D_{50} = 0.50 * (1.301 - 0.9022) + 0.902 = 1.101$
- $D_{85} = 0.85 * (1.301 - 0.9022) + 0.902 = 1.241$

Alors :

$$\checkmark \frac{D_{15}(filtre)}{D_{85}(noyau)} = \frac{0.962}{0.608} = 1.580 \leq 5$$

$$\checkmark 4 \leq \frac{D_{15}(filtre)}{D_{15}(noyau)} = \frac{0.962}{0.107} = 8.956 \leq 20$$

$$\checkmark \frac{D_{50}(filtre)}{D_{50}(noyau)} = \frac{1.101}{0.358} = 3.077 \leq 25$$

Donc les lois de Terzaghi sont vérifiées

### Application numérique (Section 2-2 coté ouest) (Blocs Cubiques Rainurés (BCR))

#### a) Dimensionnement de la carapace

- **Le poids de la carapace**

$$K_D = 6.8 \text{ (vague déferlante)}$$

$$H_S = 4.48\text{m}$$

$$W_{Carapace} = \frac{1}{6.8} \times \frac{2.4 \times 4.48^3}{\left(\frac{2.4}{1.026} - 1\right)^3 \times 1.5} = 8.81\text{t}$$

On prend des blocs de type BCR de 10t.

- **Epaisseur de la carapace**

$$K_{\Delta} = 1.1$$

$$e_{Carapace} = 2 \times 1.1 \times \left(\frac{10}{2.4}\right)^{1/3} = 3.54\text{m} \approx 4\text{m}$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50,Carapace} = \left(\frac{10}{2.4}\right)^{\frac{1}{3}} = 1.6\text{m}$$

- **Nombre de blocs par unité de surface**

$$P = 44\%$$

$$N_{Carapace} = 2 \times 1.1 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.4}{10}\right)^{2/3} = 0.47$$

Donc on a 48 blocs par 100m<sup>2</sup>

#### b) Dimensionnement du filtre support

- **Le poids du filtre**

$$\frac{W_{Carapace}}{10} = 1 \text{ t} \quad , \quad 0.7\text{t} < W_{Filtre} < 1.3\text{t}$$

On prend des blocs naturels de 1t à 3t.

- **Epaisseur du filtre**

$$W_{FS} = 2t \text{ (la moyenne entre 1t et 3t)} \quad K_{\Delta} = 1.15$$

$$e_{FS} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 2.10\text{m}$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50,FS} = \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 0.91\text{m} \approx 0.90\text{m}$$

- **Le nombre de blocs par unité de surface**

$$P = 37\%$$

$$N_{FS} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.37) \times \left(\frac{2.6}{2}\right)^{2/3} = 1.72$$

Donc on a 173 blocs par 100m<sup>2</sup>

### c) Dimensionnement du noyau

- **Le poids du noyau**

$$W_{Noyau} = \frac{W_{carapace}}{4000} = \frac{10}{4000} = 0.0025\text{t}$$

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

### d) Dimensionnement de la butée de pied

- **Le poids de la butée**

$$h = 5.824\text{m} \quad \text{tg}(\alpha) = 2/3 \quad K_D = 3.5$$

$$W_{butée} = \frac{0.1}{3.5} \times \left[ \frac{2.6 \times 4.48^3 \times 0.667}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3} \right] \times \frac{4.48}{5.824} = 0.94\text{t}$$

On prend des blocs naturels de 1t à 3t pour la butée.

- **Epaisseur de la butée**

$$W_{butée} = 2t \text{ (la moyenne entre 1t et 3t)} \quad K_{\Delta} = 1.15$$

$$e_{butée} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 2.10\text{m}$$

- **Diamètre médian  $D_{n50, butée}$**

$$D_{n50, butée} = \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 0.91\text{m} \approx 0.90\text{m}$$

- **Largeur de la butée**

$$L_d = 4 \times 0.9 = 3.6\text{m}$$

## e) Vérification des lois de Terzaghi

- Le filtre support de 1 à 3 t

- $\phi_i = 2 * \left( 3 * \frac{1}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0.902$
- $\phi_s = 2 * \left( 3 * \frac{3}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.301$
- $D_{15} = 0.15 * (1.301 - 0.9022) + 0.902 = 0.962$
- $D_{50} = 0.50 * (1.301 - 0.9022) + 0.902 = 1.101$
- $D_{85} = 0.85 * (1.301 - 0.9022) + 0.902 = 1.241$

Alors :

- ✓  $\frac{D_{15}(filtre)}{D_{85}(noyau)} = \frac{0.962}{0.608} = 1.580 \leq 5$
- ✓  $4 \leq \frac{D_{15}(filtre)}{D_{15}(noyau)} = \frac{0.962}{0.107} = 8.956 \leq 20$
- ✓  $\frac{D_{50}(filtre)}{D_{50}(noyau)} = \frac{1.101}{0.358} = 3.077 \leq 25$

Donc les lois de Terzaghi sont vérifiées.

## Application numérique (Section 3-3 coté ouest) (Blocs Cubiques Rainurés (BCR))

## a) Dimensionnement de la carapace

- Le poids de la carapace

$$K_D = 7.8 \text{ (vague non déferlante)}, \quad H_S = 6.78\text{m}$$

$$W_{Carapace} = \frac{1}{7.8} \times \frac{2.4 \times 6.78^3}{\left(\frac{2.4}{1.026} - 1\right)^3 \times 1.5} = 26.62\text{t}$$

On prend des blocs de type BCR de 30t.

- Epaisseur de la carapace

$$K_\Delta = 1.1 \quad e_{Carapace} = 2 \times 1.1 \times \left(\frac{30}{2.4}\right)^{\frac{1}{3}} = 5.10\text{m} \approx 5.50\text{m}$$

- Diamètre médian

$$D_{n50,Carapace} = \left(\frac{30}{2.4}\right)^{\frac{1}{3}} = 2.32\text{m} \approx 2.50\text{m}$$

- Nombre de blocs par unité de surface

$$P = 44\%$$

$$N_{Carapace} = 2 \times 1.1 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.4}{30}\right)^{2/3} = 0.23$$

Donc on a 23 blocs par 100m<sup>2</sup>

**b) Dimensionnement du filtre support**

- **Le poids du filtre**

$$\frac{W_{Carapace}}{10} = 3t \qquad 2.1t < W_{Filtre} < 3.9t$$

On prend des blocs naturels de 3t à 6t.

- **Epaisseur du filtre**

$$W_{FS} = 4.5t \text{ (la moyenne entre 3t et 6t)} \qquad K_{\Delta} = 1.15$$

$$e_{FS} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} = 2.76m \approx 2.80m$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50,FS} = \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} = 1.20m$$

- **Le nombre de blocs par unité de surface**

$$P = 37\% \qquad N_{FS} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.37) \times \left(\frac{2.6}{4.5}\right)^{2/3} = 1$$

Donc on a 100 blocs par 100m<sup>2</sup>

**c) Dimensionnement du filtre de transition**

- **Le poids de transition**

$$\frac{W_{Carapace}}{200} = 0.15t \qquad 0.075t < W_{Filtre} < 0.225t$$

On prend des blocs naturels de 0.5t à 2t.

- **Epaisseur du filtre**

$$W_{FT} = 1.25t \text{ (la moyenne entre 0.5t et 2t)} \qquad K_{\Delta} = 1.15$$

$$e_{FT} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{1.25}{2.6}\right)^{1/3} = 1.80m$$

**d) Dimensionnement du noyau**

- **Le poids du noyau**

$$W_{Noyau} = \frac{W_{carapace}}{4000} = \frac{30}{4000} = 0.0075t$$

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

**e) Dimensionnement de la butée de pied**

- **Le poids de la butée**

$$h = 8.814m \qquad \text{tg}(\alpha) = 2/3 \qquad K_D = 4$$

$$W_{butée} = \frac{0.1}{4} \times \left[ \frac{2.6 \times 6.78^3 \times 0.667}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3} \right] \times \frac{6.78}{8.814} = 2.88 t$$

On prend blocs naturels de 3t à 6t.

- **Epaisseur de la butée**

$$W_{FS} = 4.5t \text{ (la moyenne entre } 3t \text{ et } 6t) \quad K_{\Delta} = 1.15$$

$$e_{\text{butée}} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} = 2.76m \approx 2.80m$$

- **Diamètre médian  $D_{n50, \text{butée}}$**

$$D_{n50, \text{butée}} = \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} = 1.20m$$

- **Largeur de la butée**

$$L_d = 4 \times 1.2 = 4.80m$$

### f) Vérification des lois de Terzaghi

- **Le filtre support de 3t à 6t**

$$\bullet \phi_i = 2 * \left(3 * \frac{3}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.301$$

$$\bullet \phi_s = 2 * \left(3 * \frac{6}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.639$$

$$\bullet D_{15} = 0.15 * (1.639 - 1.301) + 1.301 = 1.352$$

$$\bullet D_{50} = 0.50 * (1.639 - 1.301) + 1.301 = 1.470$$

$$\bullet D_{85} = 0.85 * (1.639 - 1.301) + 1.301 = 1.588$$

Alors :

$$\checkmark \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{1.352}{0.608} = 2.2 \leq 5$$

$$\checkmark 4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{1.352}{0.107} = 12.6 \leq 20$$

$$\checkmark \frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{1.101}{1.470} = 4.1 \leq 25$$

Les lois de Terzaghi sont vérifiées pour le filtre support.

- **Le filtre de transition de 0.5t à 2t**

$$\bullet \phi_i = 2 * \left(3 * \frac{0.5}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0.716$$

$$\bullet \phi_s = 2 * \left(3 * \frac{2}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.136$$

$$\bullet D_{15} = 0.15 * (1.136 - 0.716) + 0.716 = 0.779$$

$$\bullet D_{50} = 0.50 * (1.136 - 0.716) + 0.716 = 0.926$$

$$\bullet D_{85} = 0.85 * (1.136 - 0.716) + 0.716 = 1.073$$

Alors :

$$\checkmark \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.779}{0.608} = 1.3 \leq 5$$

$$\checkmark 4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.779}{0.107} = 7.2 \leq 20$$

$$\checkmark \frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{0.926}{0.358} = 2.6 \leq 25$$

Les lois de Terzaghi sont vérifiées pour le filtre de transition.

Donc les lois de Terzaghi sont vérifiées.

### Application numérique (Section 4-4 coté ouest) (Blocs Cubiques Rainurés (BCR))

#### a) Dimensionnement de la carapace

- **Le poids de la carapace**

$$K_D = 7.8 \text{ (vague non déferlante)}$$

$$H_S = 7.64\text{m}$$

$$W_{\text{Carapace}} = \frac{1}{7.8} \times \frac{2.4 \times 7.64^3}{\left(\frac{2.4}{1.026} - 1\right)^3 \times 1.5} = 38.08\text{t}$$

On prend des blocs de type BCR de 40t.

- **Epaisseur de la carapace**

$$K_\Delta = 1.1$$

$$e_{\text{Carapace}} = 2 \times 1.1 \times \left(\frac{40}{2.4}\right)^{1/3} = 5.6\text{m} \approx 6\text{m}$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50, \text{Carapace}} = \left(\frac{40}{2.4}\right)^{1/3} = 2.55 \text{ m} \approx 2.60\text{m}$$

- **Nombre de blocs par unité de surface**

$$P = 44\%$$

$$N_{\text{Carapace}} = 2 \times 1.1 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.4}{40}\right)^{2/3} = 0.18$$

Donc on a 18 blocs par 100m<sup>2</sup>.

#### b) Dimensionnement du filtre support

- **Le poids du filtre**

$$\frac{W_{\text{Carapace}}}{10} = 4\text{t}$$

$$2.8\text{t} < W_{\text{Filtre}} < 5.2\text{t}$$

On prend blocs naturels de 3t à 6t.

- **Epaisseur du filtre**

$$W_{FS} = 4.5t \text{ (la moyenne entre 3t et 6t)} \quad K_{\Delta} = 1.15$$

$$e_{FS} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} = 2.76\text{m} \approx 2.80\text{m}$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50,FS} = \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} = 1.2\text{m}$$

- **Le nombre de blocs par unité de surface**

$$P = 37\%$$

$$N_{FS} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.37) \times \left(\frac{2.6}{4.5}\right)^{2/3} = 1$$

Donc on a 100 blocs par 100m<sup>2</sup>.

### c) Dimensionnement du filtre de transition

- **Le poids de transition**

$$\frac{W_{Carapace}}{200} = 0.20t \quad 0.1 t < W_{Filtre} < 0.3t$$

On prend des blocs naturels de 0.5t à 2t.

- **Epaisseur du filtre**

$$W_{FT} = 1.25t \text{ (la moyenne entre 0.5t et 2t)} \quad K_{\Delta} = 1.15$$

$$e_{FT} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{1.25}{2.6}\right)^{1/3} = 1.80\text{m}$$

### d) Dimensionnement du noyau

- **Le poids du noyau**

$$W_{Noyau} = \frac{W_{carapace}}{4000} = \frac{40}{4000} = 0.01t$$

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

### e) Dimensionnement de la butée de pied

- **Le poids de la butée**

$$h = 9.932\text{m} \quad \text{tg}(\alpha) = 2/3 \quad K_D = 4$$

$$W_{butée} = \frac{0.1}{4} \times \left[ \frac{2.6 \times 7.64^3 \times 0.667}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3} \right] \times \frac{7.64}{9.932} = 4.12t$$

On prend des blocs naturels de 3t à 6t.

- **Epaisseur de la butée**

$$W_{FS} = 4.5t \text{ (la moyenne entre 3t et 6t)} \quad , \quad K_{\Delta} = 1.15$$

$$e_{\text{butée}} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} = 2.76\text{m} \approx 2.80\text{m}$$

- **Diamètre médian  $D_{n50, \text{butée}}$**

$$D_{n50, \text{butée}} = \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} = 1.20\text{m}$$

- **Largeur de la butée**

$$L_d = 4 \times 1.2 = 4.80\text{m}$$

#### f) Vérification des lois de Terzaghi

- **Le filtre support de 3t à 6t**

$$\bullet \phi_i = 2 * \left(3 * \frac{3}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.301$$

$$\bullet \phi_s = 2 * \left(3 * \frac{6}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.639$$

$$\bullet D_{15} = 0.15 * (1.639 - 1.301) + 1.301 = 1.352$$

$$\bullet D_{50} = 0.50 * (1.639 - 1.301) + 1.301 = 1.470$$

$$\bullet D_{85} = 0.85 * (1.639 - 1.301) + 1.301 = 1.588$$

Alors :

$$\checkmark \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{1.352}{0.608} = 2.2 \leq 5$$

$$\checkmark 4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{1.352}{0.107} = 12.6 \leq 20$$

$$\checkmark \frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{1.101}{1.470} = 4.1 \leq 25$$

Les lois de Terzaghi sont vérifiées pour le filtre support.

- **Le filtre de transition de 0.5t à 2t**

$$\bullet \phi_i = 2 * \left(3 * \frac{0.5}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0.716$$

$$\bullet \phi_s = 2 * \left(3 * \frac{2}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.136$$

$$\bullet D_{15} = 0.15 * (1.136 - 0.716) + 0.716 = 0.779$$

$$\bullet D_{50} = 0.50 * (1.136 - 0.716) + 0.716 = 0.926$$

$$\bullet D_{85} = 0.85 * (1.136 - 0.716) + 0.716 = 1.073$$

Alors :

$$\checkmark \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.779}{0.608} = 1.3 \leq 5$$

$$\checkmark 4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.779}{0.107} = 7.2 \leq 20$$

$$\checkmark \frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{0.926}{0.358} = 2.6 \leq 25$$

Les lois de Terzaghi sont vérifiées pour le filtre de transition.

Donc les lois de Terzaghi sont vérifiées.

**Application numérique (Section 5-5 coté ouest) (Blocs Cubiques Rainurés (BCR))**

### a) Dimensionnement de la carapace

- **Le poids de la carapace**

$$K_D = 7.8 \text{ (vague déferlante)} \qquad H_S = 8.15\text{m}$$

$$W_{\text{Carapace}} = \frac{1}{7.8} \times \frac{2.4 \times 8.15^3}{\left(\frac{2.4}{1.026} - 1\right)^3 \times 1.5} = 46.24\text{t}$$

On prend des blocs de type BCR de 50t.

- **Epaisseur de la carapace**

$$K_\Delta = 1.1$$

$$e_{\text{Carapace}} = 2 \times 1.1 \times \left(\frac{50}{2.4}\right)^{1/3} = 6.05\text{m} \approx 6\text{m}$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50, \text{Carapace}} = \left(\frac{50}{2.4}\right)^{1/3} = 2.75\text{m} \approx 3\text{m}$$

- **Nombre de blocs par unité de surface**

$$P = 44\%$$

$$N_{\text{Carapace}} = 2 \times 1.1 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.4}{50}\right)^{2/3} = 0.163$$

Donc on a 17 blocs par 100m<sup>2</sup>

### b) Dimensionnement du filtre support

- **Le poids du filtre**

$$\frac{W_{\text{Carapace}}}{10} = 5\text{t} \qquad 3.5\text{t} < W_{\text{Filtre}} < 6.5\text{t}$$

On prend des blocs naturels de 3t à 6t.

- **Epaisseur du filtre**

$$W_{FS} = 4.5\text{t} \text{ (la moyenne entre 3t et 6t)} \qquad K_\Delta = 1.15$$

$$e_{FS} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} = 2.76\text{m} \approx 2.80\text{m}$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50, FS} = \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} = 1.20\text{m}$$

- Le nombre de blocs par unité de surface

$$P = 37\%$$

$$N_{FS} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.37) \times \left(\frac{2.6}{4.5}\right)^{2/3} = 1$$

Donc on a 100 blocs par 100m<sup>2</sup>

### c) Dimensionnement du filtre de transition

- Le poids de transition

$$\frac{W_{carapace}}{200} = 0.25t \qquad 0.125t < W_{Filtre} < 0.375t$$

On prend des blocs naturels de 0.5t à 2t.

- Epaisseur du filtre

$$W_{FT} = 1.25 t \text{ (la moyenne entre 0.5t et 2t)} \qquad K_{\Delta} = 1.15$$

$$e_{FT} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{1.25}{2.6}\right)^{1/3} = 1.80m$$

### d) Dimensionnement du noyau

- Le poids du noyau

$$W_{Noyau} = \frac{W_{carapace}}{4000} = \frac{50}{4000} = 0.0125t$$

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

### e) Dimensionnement de la butée de pied

- Le poids de la butée

$$h = 10.59m \qquad \text{tg}(\alpha) = 2/3 \qquad K_D = 4$$

$$W_{butée} = \frac{0.1}{4} \times \left[ \frac{2.6 \times 8.15^3 \times 0.667}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3} \right] \times \frac{8.15}{10.59} = 4.99t$$

On prend des blocs naturels de 3t à 6t.

- Epaisseur de la butée

$$W_{FS} = 4.5t \text{ (la moyenne entre 3t et 6t)} \qquad K_{\Delta} = 1.15$$

$$e_{butée} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} = 2.76m \approx 2.80m$$

- Diamètre médian  $D_{n50, butée}$

$$D_{n50, butée} = \left(\frac{4.5}{2.6}\right)^{1/3} = 1.20m$$

- **Largeur de la butée**

$$L_d = 4 \times 1.2 = 4.80\text{m}$$

#### f) Vérification des lois de Terzaghi

- **Le filtre support de 3t à 6t**

- $\phi_i = 2 * \left( 3 * \frac{3}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.301$
- $\phi_s = 2 * \left( 3 * \frac{6}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.639$
- $D_{15} = 0.15 * (1.639 - 1.301) + 1.301 = 1.352$
- $D_{50} = 0.50 * (1.639 - 1.301) + 1.301 = 1.470$
- $D_{85} = 0.85 * (1.639 - 1.301) + 1.301 = 1.588$

Alors :

- ✓  $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{1.352}{0.608} = 2.2 \leq 5$
- ✓  $4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{1.352}{0.107} = 12.6 \leq 20$
- ✓  $\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{1.101}{1.470} = 4.1 \leq 25$

Les lois de Terzaghi sont vérifiées pour le filtre support.

- **Le filtre de transition de 1t à 3t**

- $\phi_i = 2 * \left( 3 * \frac{1}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0.716$
- $\phi_s = 2 * \left( 3 * \frac{3}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.137$
- $D_{15} = 0.15 * (1.137 - 0.716) + 0.716 = 0.779$
- $D_{50} = 0.50 * (1.137 - 0.716) + 0.716 = 0.926$
- $D_{85} = 0.85 * (1.137 - 0.716) + 0.716 = 1.074$

Alors :

- ✓  $\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.779}{0.608} = 1.28 \leq 5$
- ✓  $4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.779}{0.107} = 7.25 \leq 20$
- ✓  $\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{0.926}{0.358} = 2.58 \leq 25$

Les lois de Terzaghi sont vérifiées pour le filtre de transition.

Donc les lois de Terzaghi sont vérifiées.

## 5.2. Le dimensionnement de la digue à talus coté Est

Application numérique (Section 1-1 coté est) (Blocs naturels anguleux)

### a) Dimensionnement de la carapace

- **Le poids de la carapace**

$K_D = 4$  (vague non déferlante)

$H_S = 2.33\text{m}$

$$W_{Carapace} = \frac{1}{4} \times \frac{2.6 \times 2.33^3}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3 \times 1.5} = 1.52 \text{ t}$$

On prend des blocs naturels anguleux de 1t à 3t.

- **Epaisseur de la carapace**

$K_\Delta = 1.15$  (On calcule avec la moyenne entre 1t et 3t  $W_{Carapace} = 2\text{t}$ )

$$e_{Carapace} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 2.10\text{m}$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50,Carapace} = \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 0.91 \text{ m} \approx 0.90\text{m}$$

- **Nombre de blocs par unité de surface**

$P = 37\%$

$$N_{Carapace} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.37) \times \left(\frac{2.6}{2}\right)^{2/3} = 1.72$$

Donc on a 173 blocs par 100m<sup>2</sup>

### b) Dimensionnement du filtre support

- **Le poids du filtre**

$$\frac{W_{Carapace}}{10} = 0.2\text{t}$$

$$0.14\text{t} < W_{Filtre} < 0.26\text{t}$$

On prend des blocs naturels de 0.5t à 2t.

- **Epaisseur du filtre**

$W_{FS} = 1.25\text{t}$  (la moyenne entre 0.5t et 2t)

$K_\Delta = 1.15$

$$e_{FS} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{1.25}{2.6}\right)^{1/3} = 1.8\text{m}$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50,FS} = \left(\frac{1.25}{2.6}\right)^{1/3} = 0.78 \text{ m} \approx 0.80\text{m}$$

- **Le nombre de blocs par unité de surface**

$P = 37\%$

$$N_{FS} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.37) \times \left(\frac{2.6}{1.25}\right)^{2/3} = 2.36$$

Donc on a 236 blocs par 100m<sup>2</sup>.

**c) Dimensionnement du noyau**

- **Le poids du noyau**

$$W_{Noyau} = \frac{W_{carapace}}{4000} = \frac{2}{4000} = 0.0005t$$

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

**d) Dimensionnement de la butée de pied**

- **Le poids de la butée**

$$h = 3.03m \quad \text{tg}(\alpha) = 2/3 \quad K_D = 4$$

$$W_{butée} = \frac{0.1}{4} \times \left[ \frac{2.6 \times 2.33^3 \times 0.667}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3} \right] \times \frac{2.33}{3.03} = 0.11t$$

On prend des blocs naturels de 0.5 t à 2t.

- **Epaisseur de la butée**

$$W_{butée} = 1.25t \text{ (la moyenne entre 0.5t et 2t)} \quad K_{\Delta} = 1.15$$

$$e_{butée} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{1.25}{2.6}\right)^{1/3} = 1.80m$$

- **Diamètre médian  $D_{n50, butée}$**

$$D_{n50, butée} = \left(\frac{1.25}{2.6}\right)^{1/3} = 0.78 \text{ m} \approx 0.80m$$

- **Largeur de la butée**

$$L_d = 4 \times 0.80 = 3.20m$$

**e) Vérification des lois de Terzaghi**

- **Le noyau de 0 à 0.5 t**

$$\phi_i = 2 * \left(3 * \frac{0}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0$$

$$\phi_s = 2 * \left(3 * \frac{0.5}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0.716$$

$$D_{15} = 0.15 * (0.716 - 0) + 0 = 0.107$$

$$D_{50} = 0.50 * (0.716 - 0) + 0 = 0.358$$

$$D_{85} = 0.85 * (0.716 - 0) + 0 = 0.608$$

- **Le filtre support de 0.5 à 2 t**

$$\phi_i = 2 * \left(3 * \frac{0.5}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0.7161$$

$$\phi_s = 2 * \left(3 * \frac{2}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.136$$

$$D_{15} = 0.15 * (1.136 - 0.7161) + 0.7161 = 0.779$$

$$D_{50} = 0.50 * (1.301 - 0.7161) + 0.7161 = 0.926$$

$$D_{85} = 0.85 * (1.301 - 0.7161) + 0.7161 = 1.073$$

Alors :

$$\checkmark \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{noyau})} = \frac{0.779}{0.608} = 1.3 \leq 5$$

$$\checkmark 4 \leq \frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{15}(\text{noyau})} = \frac{0.779}{0.107} = 7.25 \leq 20$$

$$\checkmark \frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{noyau})} = \frac{0.926}{0.358} = 2.58 \leq 25$$

Donc les lois de Terzaghi sont vérifiées.

### Application numérique (Section 2-2 coté est) (Blocs Cubiques Rainurés (BCR))

#### a) Dimensionnement de la carapace

- **Le poids de la carapace**

$$K_D = 7.8$$

$$H_S = 3.38\text{m}$$

$$W_{\text{Carapace}} = \frac{1}{7.8} \times \frac{2.4 \times 3.38^3}{\left(\frac{2.4}{1.026} - 1\right)^3 \times 1.5} = 3.30\text{t}$$

On prend des blocs de type BCR de 5t.

- **Epaisseur de la carapace**

$$K_\Delta = 1.1$$

$$e_{\text{Carapace}} = 2 \times 1.1 \times \left(\frac{5}{2.4}\right)^{1/3} = 2.81\text{m} \approx 3\text{m}$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50, \text{Carapace}} = \left(\frac{5}{2.4}\right)^{1/3} = 1.3\text{m}$$

- **Nombre de blocs par unité de surface**

$$P = 44\%$$

$$N_{\text{Carapace}} = 2 \times 1.1 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.4}{5}\right)^{2/3} = 0.76$$

Donc on a 76 blocs par 100m<sup>2</sup>

#### b) Dimensionnement du filtre support

- **Le poids du filtre**

$$\frac{W_{\text{Carapace}}}{10} = 0.5\text{t}$$

$$0.35\text{t} < W_{\text{Filtre}} < 0.65\text{t}$$

On prend des blocs naturels de 0.5t à 2t.

- **Epaisseur du filtre**

$$W_{FS} = 1.25\text{t} \text{ (la moyenne entre 0.5t et 2t)}$$

$$K_\Delta = 1.15$$

$$e_{FS} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{1.25}{2.6}\right)^{1/3} = 1.80\text{m}$$

- **Diamètre médian**

$$D_{n50,FS} = \left(\frac{1.25}{2.6}\right)^{1/3} = 0.78 \text{ m} \approx 0.80\text{m}$$

- **Le nombre de blocs par unité de surface**

P = 37%

$$N_{FS} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.37) \times \left(\frac{2.6}{1.25}\right)^{2/3} = 2.36$$

Donc on a 236 blocs par 100m<sup>2</sup>

### c) Dimensionnement du noyau

- **Le poids du noyau**

$$W_{Noyau} = \frac{W_{carapace}}{4000} = \frac{5}{4000} = 0.00125\text{t}$$

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

### d) Dimensionnement de la butée de pied

- **Le poids de la butée**

h = 4.394m

tg(α) = 2/3

K<sub>D</sub> = 4

$$W_{butée} = \frac{0.1}{4} \times \left[ \frac{2.6 \times 3.38^3 \times 0.667}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3} \right] \times \frac{3.38}{4.394} = 0.36 \text{ t}$$

On prend des blocs naturels de 1t à 3t.

- **Epaisseur de la butée**

$W_{butée} = 2t$  (la moyenne entre 1t et 3t)

K<sub>Δ</sub> = 1.15

$$e_{butée} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 2.10\text{m}$$

- **Diamètre médian D<sub>n50, butée</sub>**

$$D_{n50,butée} = \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 0.91\text{m} \approx 0.90\text{m}$$

- **Largeur de la butée**

$$L_d = 4 \times 0.9 = 3.60\text{m}$$

### e) Vérification des lois de Terzaghi

- **Le noyau de 0 à 0.5 t**

$$\phi_i = 2 * \left(3 * \frac{0}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0$$

$$\phi_s = 2 * \left(3 * \frac{0.5}{4\pi 2.6}\right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0.716$$

$$D_{15} = 0.15 * (0.716 - 0) + 0 = 0.107$$

$$D_{50} = 0.50 * (0.716 - 0) + 0 = 0.358$$

$$D_{85} = 0.85 * (0.716 - 0) + 0 = 0.608$$

- Le filtre support de 0.5t à 2t

- $\phi_i = 2 * \left( 3 * \frac{0.5}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0.716$
- $\phi_s = 2 * \left( 3 * \frac{2}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.137$
- $D_{15} = 0.15 * (1.137 - 0.716) + 0.716 = 0.779$
- $D_{50} = 0.50 * (1.137 - 0.716) + 0.716 = 0.926$
- $D_{85} = 0.85 * (1.137 - 0.716) + 0.716 = 1.074$

Alors :

- ✓  $\frac{D_{15}(filtre)}{D_{85}(noyau)} = \frac{0.779}{0.608} = 1.28 \leq 5$
- ✓  $4 \leq \frac{D_{15}(filtre)}{D_{15}(noyau)} = \frac{0.779}{0.107} = 7.25 \leq 20$
- ✓  $\frac{D_{50}(filtre)}{D_{50}(noyau)} = \frac{0.926}{0.358} = 2.59 \leq 25$

Donc les lois de Terzaghi sont vérifiées.

### Application numérique (Section 3-3 coté est) (Blocs Cubiques Rainurés (BCR))

#### a) Dimensionnement de la carapace

- Le poids de la carapace

$$K_D = 7.8$$

$$H_S = 4.53 \text{ m}$$

$$W_{Carapace} = \frac{1}{7.8} \times \frac{2.4 \times 4.53^3}{\left(\frac{2.4}{1.026} - 1\right)^3 \times 1.5} = 7.94t$$

On prend des blocs de type BCR de 10t.

- Epaisseur de la carapace

$$K_\Delta = 1.1$$

$$e_{Carapace} = 2 \times 1.1 \times \left(\frac{10}{2.4}\right)^{1/3} = 3.54\text{m} \approx 3.6\text{m}$$

- Diamètre médian

$$D_{n50,Carapace} = \left(\frac{10}{2.4}\right)^{1/3} = 1.60\text{m}$$

- Nombre de blocs par unité de surface

$$P = 44\%$$

$$N_{Carapace} = 2 \times 1.1 \times (1 - 0.44) \times \left(\frac{2.4}{10}\right)^{2/3} = 0.47$$

On a 48 blocs par 100m<sup>2</sup>

## b) Dimensionnement du filtre support

- Le poids du filtre

$$\frac{W_{\text{Carapace}}}{10} = 1 \text{ t} \qquad 0.7\text{t} < W_{\text{Filtre}} < 1.3\text{t}$$

On prend des blocs naturels de 1t à 3t.

- Epaisseur du filtre

$$W_{FS} = 2t \text{ (la moyenne entre 1t et 3t)} \qquad K_{\Delta} = 1.15$$

$$e_{FS} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 2.10\text{m}$$

- Diamètre médian

$$D_{n50,FS} = \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 0.91 \text{ m} \approx 0.90\text{m}$$

- Le nombre de blocs par unité de surface

P = 37%

$$N_{FS} = 2 \times 1.15 \times (1 - 0.37) \times \left(\frac{2.6}{2}\right)^{2/3} = 1.73$$

Donc on a 173 blocs par 100m<sup>2</sup>

## c) Dimensionnement du noyau

- Le poids du noyau

$$W_{\text{Noyau}} = \frac{W_{\text{carapace}}}{4000} = \frac{10}{4000} = 0.0025\text{t}$$

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

## d) Dimensionnement de la butée de pied

- Le poids de la butée

$$h = 5.889 \text{ m} \qquad \text{tg}(\alpha) = 2/3 \qquad K_D = 4$$

$$W_{\text{butée}} = \frac{0.1}{4} \times \left[ \frac{2.6 \times 4.53^3 \times 0.667}{\left(\frac{2.6}{1.026} - 1\right)^3} \right] \times \frac{4.53}{5.889} = 0.86\text{t}$$

On prend des blocs naturels de 1t à 3t.

- Epaisseur de la butée

$$W_{\text{butée}} = 2t \text{ (la moyenne entre 1t et 3t)} \qquad K_{\Delta} = 1.1$$

$$e_{\text{butée}} = 2 \times 1.15 \times \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 2.10\text{m}$$

- Diamètre médian  $D_{n50, \text{butée}}$

$$D_{n50, \text{butée}} = \left(\frac{2}{2.6}\right)^{1/3} = 0.91\text{m} \approx 0.90\text{m}$$

- Largeur de la butée

$$L_d = 4 \times 0.90 = 3.60\text{m}$$

## f) Vérification des lois de Terzaghi

## • Le noyau de 0 à 0.5 t

- $\phi_i = 2 * \left( 3 * \frac{0}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0$
- $\phi_s = 2 * \left( 3 * \frac{0.5}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0.716$
- $D_{15} = 0.15 * (0.716 - 0) + 0 = 0.107$
- $D_{50} = 0.50 * (0.716 - 0) + 0 = 0.358$
- $D_{85} = 0.85 * (0.716 - 0) + 0 = 0.608$

## • Le filtre support de 1t à 3t

- $\phi_i = 2 * \left( 3 * \frac{1}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 0.902$
- $\phi_s = 2 * \left( 3 * \frac{3}{4\pi 2.6} \right)^{\left(\frac{1}{3}\right)} = 1.301$
- $D_{15} = 0.15 * (1.301 - 0.902) + 0.902 = 0.962$
- $D_{50} = 0.50 * (1.301 - 0.902) + 0.902 = 1.101$
- $D_{85} = 0.85 * (1.301 - 0.902) + 0.902 = 1.241$

Alors :

- ✓  $\frac{D_{15}(filtre)}{D_{85}(noyau)} = \frac{0.962}{0.608} = 1.58 \leq 5$
- ✓  $4 \leq \frac{D_{15}(filtre)}{D_{15}(noyau)} = \frac{0.962}{0.107} = 8.95 \leq 20$
- ✓  $\frac{D_{50}(filtre)}{D_{50}(noyau)} = \frac{1.101}{0.358} = 3.08 \leq 25$

Donc les lois de Terzaghi sont vérifiées.

**NB** : Les Récapitulatifs des calculs ainsi les coupe sont reportés dans l'annexe 2.

## 6. Conclusion

On a donc défini la méthode de dimensionnement de la digue à talus (coté Est et coté Ouest), ainsi que les formules à utiliser pour dimensionner les éléments constructives de la digue (carapace, les filtres, le noyau et la butée) et de vérifier les lois de Terzaghi.

# CHAPITRE 06

## Calcul de la stabilité externe du quai



## 1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons identifier la géométrie des différentes composantes du caisson (le radier, les voiles, les clés de jonction, le mur de couronnement ainsi que la dalle et le mur de capping) et aussi de définir les matériaux à utiliser ainsi que les sollicitations agissantes sur le caisson. Ce présent chapitre traitera aussi le calcul de la stabilité du quai en 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.

## 2. Hypothèse de calcul

### 2.1. Géométrie de la structure du caisson

#### a) Le radier

Le radier trapézoïdale en béton armé est une base ou une plate-forme stable sur laquelle reposent les autres éléments du caisson. Il est impératif de vérifier l'équilibre global entre les réactions du sol et l'ensemble des charges apportées par la superstructure.

#### b) Le voile

Mur en béton armé circulaire encastrée au radier sur sa partie inférieure, son rôle est à la fois de résister aux efforts générés par les remblais à l'intérieur du caisson et aux poussées extérieures (résistance interne). Le voile se développe sur le radier avec un rayon extérieur de 7.5 m et un rayon intérieur de 7 m ce qui donne une épaisseur de 50 cm.

#### c) Les clés de jonction

C'est des éléments servant de jonction entre les caissons.

#### d) Mur de couronnement

Le 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).

#### e) Dalle

Une 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.

#### f) Mur de capping

Un 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.

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

2.2. Caractéristiques des matériaux de construction

2.1.1. Données physiques et géotechniques

Tableau 6.1 : Données physiques et géotechniques des matériaux

Matériaux	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique déjaugé $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Cohésion C	Angle de frottement interne $\varphi$ (en degré °)
Remblai en roche de carrière (0-500 kg) en (TVC)	17	10	0	42
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

2.1.2. Données sur les matériaux

a) Béton

Les caractéristiques du béton appliqué dans la construction hydraulique selon les normes françaises ou européennes sont comme suit (Tableau 6.2)

- Poids volumique  $\gamma_{bet} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Poids volumique déjaugé  $\gamma'_{bet} = 15 \text{ kN/m}^3$
- Résistance à la compression  $F_{c28} = 32 \text{ MPa}$

Tableau 6.2 : Caractéristiques du béton

Désignation des éléments	Classe	$f_{ck}$ (MPa)	$f_{ck, cube}$ (MPa)	$E_{cm}$ (MPa)	$\mu$	$\alpha_c$
Caisson	C32/40	32	40	$3.33 \times 10^4$	0.2	$10 \times 10^{-6} \text{K}^{-1}$
Mur de couronnement du quai						
Mur de capping						
Dalle						

## b) Acier

Les caractéristiques du ferrailage appliqué dans la construction selon les normes françaises ou européennes sont comme suit :

Tableau 6.3 : Caractéristiques des armatures

Type	Diamètre (mm)	$f_e$ (MPa)	$f_r$ (MPa)		Coefficient d'allongement à la rupture minimum (%)
			Minimum	Maximum	
Standard FeE24 AFNORNF P35 015	/	240	420	500	25
Standard FeE40A AFNORNF P35 016	$\leq 20$	420	485	/	14
	$> 20$	400			

**NB :** Les calculs se feront sur la base de deux caissons pris en entier (**Annexe3**).

## 3. Vérification du nombre de stabilité

Avant de vérifier la stabilité du caisson il y'a lieu de tenir compte du nombre de stabilité

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

Avec :

- D : La hauteur ou la largeur du caisson
- H : La hauteur de la houle au pied de l'ouvrage
- $\Delta = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1$

Pour vérifier que le caisson est stable il faut que  $N_s < 1$

**Application numérique :**

$$\Delta = \frac{17}{10.25} - 1 = 0.658$$

$$N_s = \frac{8.81}{0.658 \times 21.6} = 0.619 < 1 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### 4. La distance du mur fictif par rapport au centre du caisson

Pour le calcul des poussées on suppose que celles-ci s'exercent sur un écran fictif plan vertical passant par le centre de gravité de l'arc arrière du caisson, il est défini par la distance 'do' donnée par la relation ci-après :

$$d_0 = \frac{\iint \delta ds}{\iint ds}$$

$$\delta = R \sin \theta$$

$$ds = e R d\theta$$

$$\iint ds = \int_{(R-e)^2}^{R^2} \int_{\theta_0}^{\pi-\theta_0} e R d\theta = \frac{(\pi - 2\theta_0)}{2} \times (2R - e) \times e$$

$$d_0 = \frac{\iint \delta ds}{\iint ds} = \frac{\iint e R^2 \sin \theta d\theta}{\frac{(\pi - 2\theta_0)}{2} \times (2R - e) \times e} = \frac{2 R^2 \cos \theta \Big|_{\theta_0}^{\pi - \theta_0}}{(\pi - 2\theta_0) \times (2R - e)}$$

Avec :

$$\theta_0 = \sin^{-1} \frac{1.5}{7.5} = 11.54^\circ$$

$$d_0 = \frac{2 \times 7.5^2 \times 2 \times \cos 11.54}{\frac{(180 - 2 \times 11.54) \times 3.14}{180} \times (2 \times 7.5 - 0.5)} = 5.55 \text{ m}$$

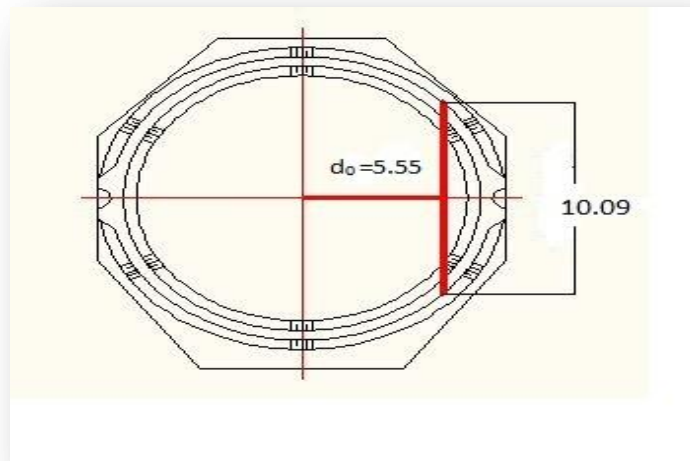


Figure 6.1 : La position du mur fictif par rapport au centre du caisson

#### 5. Les différentes sollicitations et Charges agissantes sur le quai

Le calcul de la stabilité des ouvrages d'accostage doit tenir compte d'une multitude d'efforts auxquels peut être soumis l'ouvrage. C'est pourquoi un calcul fiable et précis doit prendre en considération les situations les plus critiques auxquelles il est exposé l'ouvrage.

Des situations où le plus grand nombre d'efforts s'appliquent en même temps sur le quai, risque son instabilité ou peut être sa rupture.

- 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.

### 5.1. Poids propre de l'ouvrage

Le poids doit être considéré réduit de 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, en effet le moment stabilisateur, et augmente le risque de glissement.

- **Calcul des poids propres**

Dans les calculs qui suivent on aura besoin des relations suivantes :

- $S = \pi \times R^2$
- $V = S \times H$
- $P = \pi \times \gamma$
- $M = P \times d$

Avec :

- V : Volume en (m<sup>3</sup>)
- S : Section en (m<sup>2</sup>)
- R : Rayon en (m)
- H : Hauteur en (m)
- P : Le poids en (kN/caisson)
- d : Bras de levier de l'élément à considérer en (m)
- M : Moment de l'élément à considérer en (kN.m)

**NB :** Les surfaces sont calculées à l'aide de l'outil informatique **AutoCAD**

Tableau 6.4 : Récapitulatif des poids et moments calculés par deux caissons

Niveaux d'eau	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
+0.7 m	152 530	14	2 136 355.7	17.65	2 692 575.79
+0.34 m	153 373.7	14.53	2 150 968.52	17.65	2 707 804.22
-0.26 m	155 949	14.16	2 207 339	17.66	2 754 289.1
-0.6 m	157 173.3	14.02	2 232 171.27	17.66	2 776 387.29

**NB :** Les détails de calcul sont reportés dans l'annexe 3.

## 5.2. Force d'amarrage

Dans le calcul, une action combinée du vent et du courant d'eau et l'action de l'agitation du plan d'eau sera prise en compte, la vitesse du vent conçue sera prise à  $V=22\text{m/s}$  (vitesse du vent moyenne) et la vitesse de courant sera  $V= 0,3 \text{ m/s}$ .

Les efforts d'amarrage sont exercés par les amarres sur les bollards. La force exercée sur le bollard en moyenne  $F = 2000 \text{ kN/caisson}$  pour les céréaliers et les cargos a conteneurs.

Cet effort sera appliqué au niveau (+4.3 m) c'est-à-dire à 30 cm au dessus du niveau supérieur du quai et donc le moment par rapport à la base du quai sera calculé comme suit :

$$H = h_{\text{immergée}} + h_{\text{émergée}} = 20.5 + 4.3 = 24.8 \text{ m}$$

$$M = 2000 \times 24.8 = 49\ 600 \text{ kN.m/caisson}$$

Tableau 6.5 : Valeur de la force et du moment du bollard

Elément	N	P (kN/caisson)	d(m)	M <sub>h</sub> (kN.m)
Bollard	1	2 000	24.8	49 600

## 5.3. Charges des équipements principaux

### 5.3.1. Charge de portiques à déchargement

Les paramètres principaux des portiques à déchargement : entre-axe des rails (18m), écartement des pieds (17m), 14 roues par bogie au côté mer, 8 roues par bogie au côté bassin.

Charge de portiques à déchargement: la tension max de roues en état de fonctionnement est de 600 kN/roue, la tension max de roues en état d'arrêt est de 650 kN/roue.

L'effort horizontal perpendiculaire et parallèle au rail est considéré comme 10% de tension de roues.

Modèle de rail de portique à déchargement : QU120

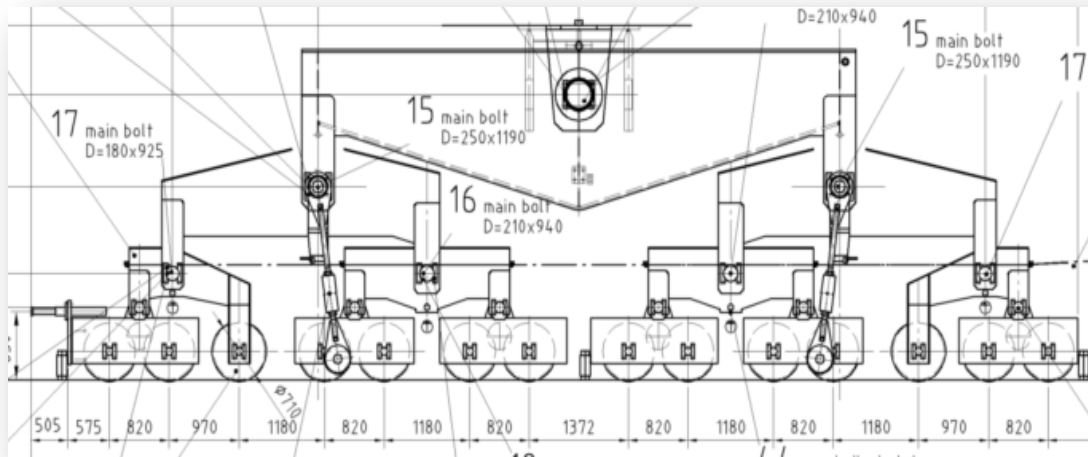


Figure 6.2 : Disposition d’engrenage du rail du côté mer du portique à déchargement

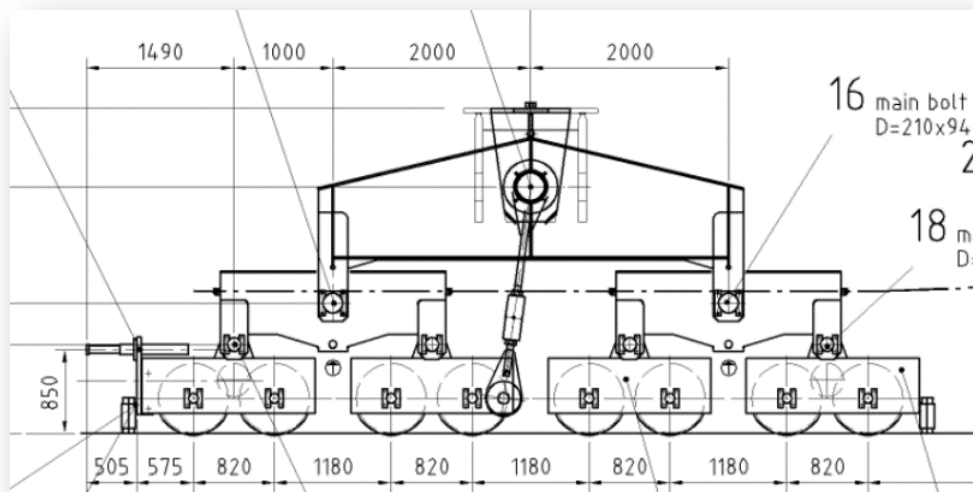


Figure 6.3 : Disposition d’engrenage du rail du côté bassin du portique à déchargement

Tableau 6.6 : Valeurs des charges verticales et des moments des portiques à déchargement

Cas de charge	Orientation de la charge	$F_v$ (kN)	$F_v$ (kN)	d(m)	$M_v$ (kN.m)
Charge de roue en service	Verticale côté mer	$600 \times 14 = 8\,400$	13 200	8	105 600
	Verticale côté bassin	$600 \times 8 = 4\,800$			
Charge de roue hors service	Verticale côté mer	$650 \times 14 = 9\,100$	14 300	8	114 400
	Verticale côté bassin	$650 \times 8 = 5\,200$			

**Tableau 6.7 : Valeurs des charges horizontales et des moments des portiques à déchargement**

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

### 5.3.2. Poussées dues aux surcharges

La charge uniformément répartie du quai est considérée comme 20 kPa.

$$P_q = q \times S = 20 \times 20.5 \times 16 = 6720 \text{ kN} / \text{Caisson}$$

**Tableau 6.8 : Valeur de la force et du moment des poussées dues aux surcharges sur le quai**

Type de charge	$P_q$ (kN/Caisson)	d(m)	$M_v$ (kN.m)
Charge uniformément répartie	6 560	12.8	83 968

**Tableau 6.9 : Valeur de la force et du moment des poussées dues aux surcharges coté bassin**

Type de charge	$P_q$ (kN/Caisson)	d(m)	$M_v$ (kN.m)
Charge uniformément répartie	4 992	10.25	51 168

**Tableau 6.10 : Valeur de la force et du moment des poussées dues aux surcharges coté mer**

Type de charge	$P_q$ (KN/Caisson)	d(m)	$M_v$ (KN.m)
Charge uniformément répartie	1 568	2.6	4 076.8

### 5.4. Force des vagues

Les efforts dus à la houle seront pris en charge vu que l'ouvrage est un quai d'accostage situant à l'extérieure du bassin.

Pour des calculs précis, la bonne prise en compte des pressions dues à la houle est très importante.

La figure ci-dessous montre le diagramme des pressions dues à la houle crête

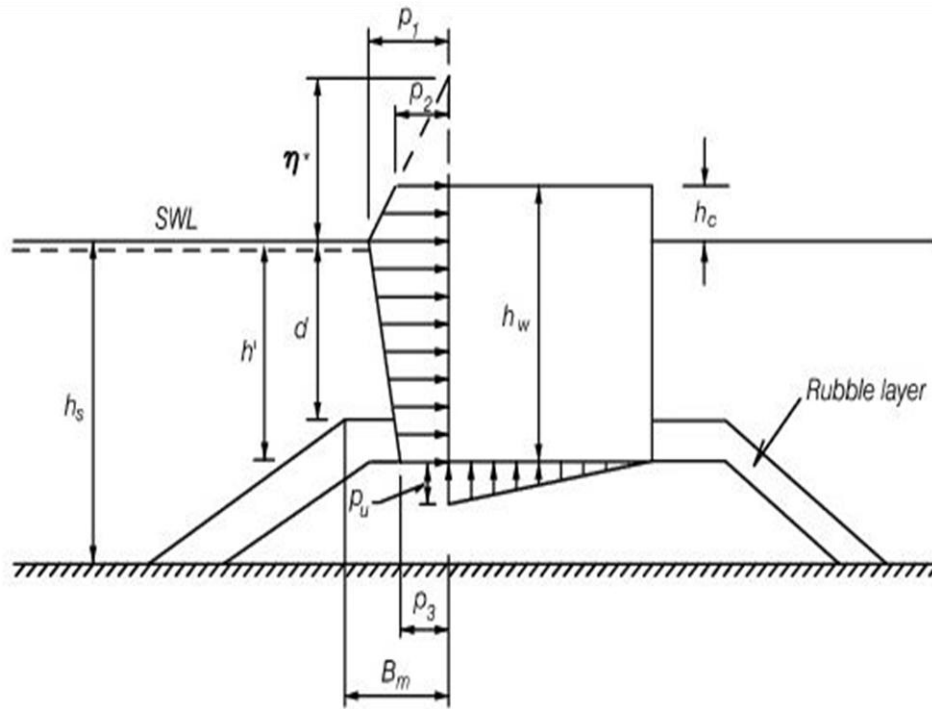


Figure 6.4 : Plans de calcul de la force des vagues crêtes au quai droit

Les valeurs théoriques des pressions hydrodynamiques calculées par la méthode de (Takahashi et Hosoyamada 1994) sont données par les formules suivantes :

$$\eta^* = 0.75 \times (1 + \cos(\beta)) \times \lambda_1 \times H_{\text{design}}$$

$$P_1 = 0.5 \times (1 + \cos(\beta)) \times (\lambda_1 \times \alpha_1 + \lambda_2 \times \alpha^* \times \cos(2\beta)) \times \rho \times w \times g \times H_{\text{design}}$$

$$P_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) \times P_1 & \text{si } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{si } \eta^* \leq h_c \end{cases}$$

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

$$\alpha_2 = \min \left[ \frac{hb-d}{3hb} \left( \frac{H_{\text{design}}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{\text{design}}} \right]$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{hw-hc}{hs} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s L)} \right]$$

Avec les paramètres définis comme suit :

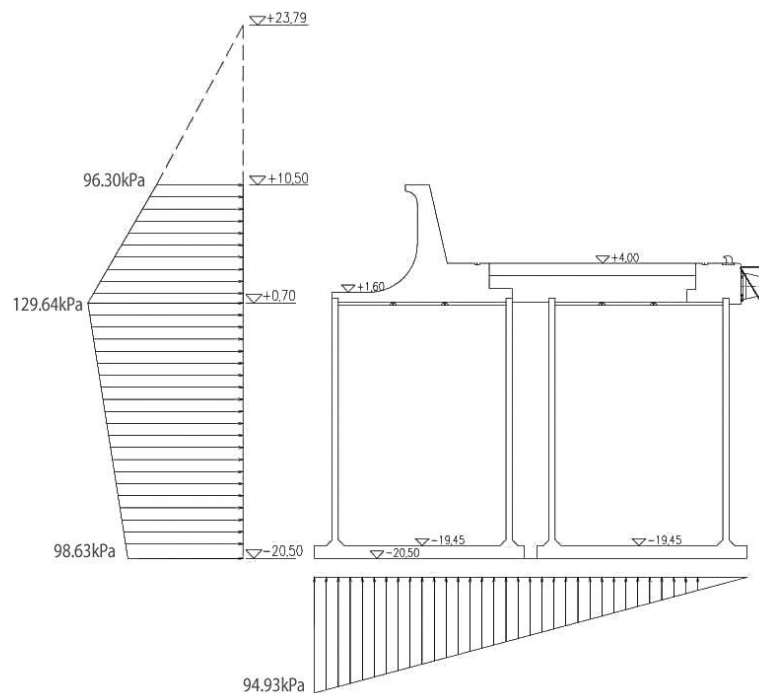
- $\beta$  : Angle d'incidence de la houle.
- $H_s$  : Hauteur significative de la houle.
- $T_s$  : Période significative de la houle.

- $H_{design} = 1.8 H_s$  si hors de la zone de surf, ou la plus grande hauteur de houle à une distance de  $5H_s$  de la structure si dans la zone de surf. Cela correspond à  $H_1/250$ .
- $L$  : Longueur d'onde de la houle en pied de structure, pour une période de  $1.1 \cdot T_m$ .
- $\lambda_i$  : Des coefficients égaux à 1 pour un mur vertical, mais qui dépendent du type de structure.
- $h_b$  : Profondeur d'eau à une distance de la digue égale à  $5H_s$
- $h_w$  : Hauteur du caisson
- $h_c$  : hauteur du caisson par rapport au niveau d'eau.
- $d$  : Hauteur d'eau par rapport à la protection devant le caisson
- $h_s$  : Profondeur totale d'eau au pied de l'ouvrage.
- $d_c$  : Distance entre le niveau de l'eau et le bas de la face inclinée.
- $\alpha$  : Angle de la paroi inclinée par rapport à l'horizontal.

Les calculs ont été faits à l'aide d'une table de calcul du référentiel de l'ingénierie côtière de l'US Army : " **Coastal Engineering Manual** " (C.E.M).

**NB** : Les données d'entrée sont reportées dans **l'annexe 3**.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau et la figure qui se suit :



**Figure 6.5 : Schéma de répartition de la force des houles sous l'effet de la crête d'onde**

Tableau 6.11 : Valeurs des forces et des moments des houles sous l'effet de la crête d'onde

Période de retour de houle			WCe	WCe	WCe	WCe
			100 ans	100 ans	100 ans	100 ans
Niveau d'eau prévu	DWL	m, NGA	0.7	0.34	-0.26	-0.6
Force de houles	p1	kN/m <sup>2</sup>	127.27	127.90	128.99	129.64
	p2	kN/m <sup>2</sup>	93.02	93.90	95.41	96.30
	p3	kN/m <sup>2</sup>	95.28	96.19	97.73	98.63
	pu	kN/m <sup>2</sup>	92.30	93.02	94.23	94.93
		kN/m <sup>2</sup>	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	Fv1	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	80 9967.65	806 731.95
Moment de résultant vertical	Mv	kN.m	641 522.49	646 533.81	654 974.23	659 806.00

La figure ci-dessous montre le diagramme des pressions dues à la houle creux

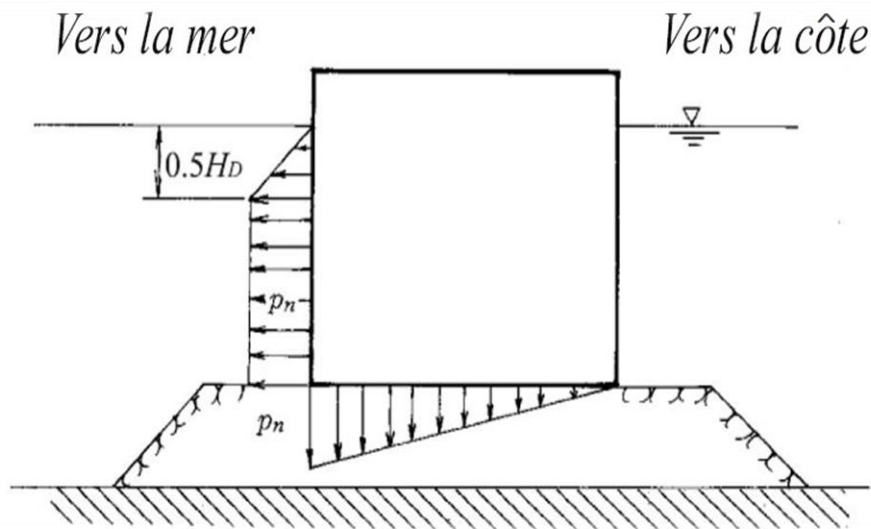


Figure 6.6 : Plans de calcul de la force des vagues creux au quai droit

$$P_n = 0.5 \times \rho_o \times g \times H_D$$

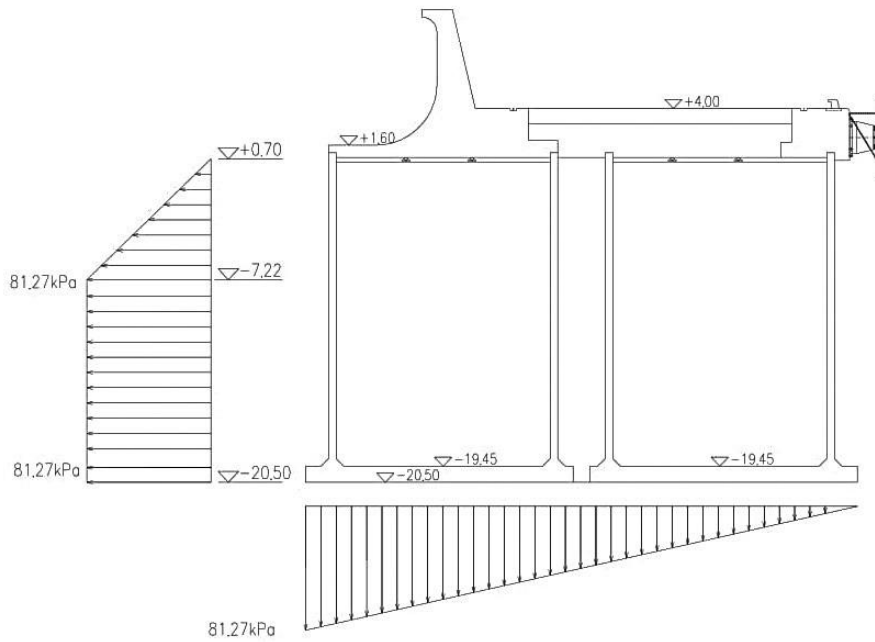


Figure 6.7 : Schéma de répartition de la force des houles se sous l'effet du creux d'onde

Tableau 6.12 : Valeurs des forces et des moments des houles sous l'effet de la creux d'onde

Période de retour de houle			WTe	WTe	WTe	WTe
			100 ans	100 ans	100 ans	100 ans
Niveau d'eau prévu	DWL	m. NGA	+0.7	+0.34	-0.26	-0.6
Force résultant horizontal	P'	kN	22 412.29	21 944.16	21 163.94	20 721.82
Moment de résultant horizontal	M'	kN .m	196 549.82	188 565.66	175 633.22	168 512.64
Force de résultant vertical	P'u1	kN	23 471.43	23 471.43	23 471.43	23 471.43
Moment de résultant vertical1	M'u 1	kN .m	273 833.30	273833.30	273 833.30	273 833.30
Moment de résultant vertical	M'u	kN .m	273 833.30	273833.30	273 833.30	273 833.30

### 5.5. Pression hydrostatique de marnage

Cette force est occasionnée par la présence de la nappe, si cette dernière a un niveau à quelque distance de l'ouvrage, qui est au moins celui du niveau moyen, il en résulte lorsque le niveau du plan d'eau est inférieur à celui de la nappe.

Bien que le phénomène de la marée soit faible, nous le tiendrons en compte dans nos calculs. On distingue deux poussées :

**a) Poussée hydrostatique triangulaire  $P_{m1}$**

$$P_m = \frac{1}{2} \times \sigma \times H$$

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

- $P_m$ : Poussée hydrostatique du marnage en (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_w$  : La masse volumique de l'eau. ( $\gamma_w = 10.25 \text{ kN/m}^3$ )
- $e$  : Marnage ( $e = 0.34 \text{ m}$ )
- $H$  : Profondeur sur laquelle s'applique le marnage (m)
- $\sigma$ : Contrainte de marnage kN/m<sup>2</sup>

$$\sigma = 0.34 \times 10.25 = 3.485 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{m1} = \frac{1}{2} \times 3.485 \times 0.34 = 0.5924 \text{ kN/ml}$$

$$P_{m1} = 0.5924 \times 10.09 = 5.97 \text{ kN/caisson}$$

Appliquée à  $Y_{G1} = \frac{e}{3} + h = \frac{0.34}{3} + 20.5 = 20.61 \text{ m}$

**b) Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte au pied du caisson  $P_{m2}$**

$$P_m = \sigma \times H$$

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

- $H=20.5 \text{ m}$

$$\sigma = 0.34 \times 10.25 = 3.485 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{m2} = 3.485 \times 20.5 = 71.44 \text{ kN/ml}$$

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

Appliquée à  $Y_{G2} = \frac{h}{2} = \frac{20.5}{2} = 10.25 \text{ m}$

**Tableau 6.13: Valeurs des poussées et des moments des pressions hydrostatiques de marnage**

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

**5.6. Force due au séisme**

Quand une structure est soumise à un mouvement sismique, ses fondations bougent avec le sol. Comme le mouvement est généralement rapide, il cause des efforts et des déformations dans les éléments constitutifs de la structure.

Elle donnée par la relation suivante :

$$F_{Sh} = P \times K_h$$

$$F_{Sv} = P \times (\pm K_v)$$

Avec :

- $F_{Sh}$ : Composante horizontale de la force due au séisme.
- $F_{Sv}$ : Composante verticale de la force due au séisme.
- $K_h$ : Accélération sismique horizontale.  $K_h = 0.25$
- $\pm K_v$ : Accélération sismique verticale.  $K_v=0.075$
- $P$ : Poids propre du quai par caisson.

**Tableau 6.14: Valeurs des forces et des moments dus au séisme**

Niveau d'eau	P (kN/caisson)	$F_h$ (kN/caisson)	$d_h$ (m)	$M_h$ (kN.m/caisson)	$F_v$ (kN/caisson)	$d_v$ (m)	$M_v$ (kN.m/caisson)
(-0.26)	155 949.1	38 987.27	14.16	552 059.74	11 696.18	17.66	206 554.53
(+0.34)	153 373.7	38 343.42	14.53	557 129.89	11 503.03	17.65	203 028.47

**5.7. Poussées hydrodynamiques**

Pour les ouvrages immergés, lors du séisme à des efforts hydrodynamiques, les pressions sont généralement évaluées à partir des formules suivantes :

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

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

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

Tableau 6.15 : Valeurs des forces et des moments dus aux poussées hydrodynamiques

Niveau d'eau de conception	DWL (m.NGA)	+0.34	-0.26
Niveau de fond du caisson	Eb (m.NGA)	16	16
Hauteur de la surface libre	h(m)	20.84	20.24
Poids d'eau de mer	$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	10.25	10.25
Coefficient sismique horizontal	$K_h$	0.25	0.25
Pression hydrodynamique de sismique	q (kPa)	46.73	45.38
Force de résultante de pression hydrodynamique	$F_h$ (kN)	10 387.14	9 797.64
Moment de force de résultante de pression hydrodynamique	$M_h$ (kN.m)	86 587.22	79 321.73

## 5.8. Énergie d'accostage

### a) Les paramètres du navire

Le modèle des navires destiné au calcul de l'énergie d'accostage est d'un vraquier de 150 000 DWT dont les données de conception sont:

- Longueur totale du navire :  $L_{oa} = 290$  m
- Longueur entre perpendiculaires :  $L_{BP} = 276$  m
- Largeur du navire :  $B = 44$  m
- Tirant d'eau en charge :  $D = 17.5$  m
- Poids de chargement :  $DWT = 150\ 000$  t
- Densité de l'eau :  $\rho = 1.026$  t/m<sup>3</sup> (eau de mer)
- Vitesse d'accostage :  $V_B = 0.1$  m/s

### b) Energie d'accostage normale

$$E = 0.5 \times M_D \times V_B^2 \times C_M \times C_E \times C_S \times C_C$$

- $M_D$  : Déplacement du navire (t)  $M_D = 179\ 000$  t
- $V_B$  : Vitesse d'accostage (m/s)  $V_B = 0.1$  m/s
- $C_M$  : Coefficient de masse ajoutée
- $C_E$  : Coefficient d'excentricité
- $C_S$  : Coefficient de souplesse de coque
- $C_C$  : Coefficient de configuration de quai

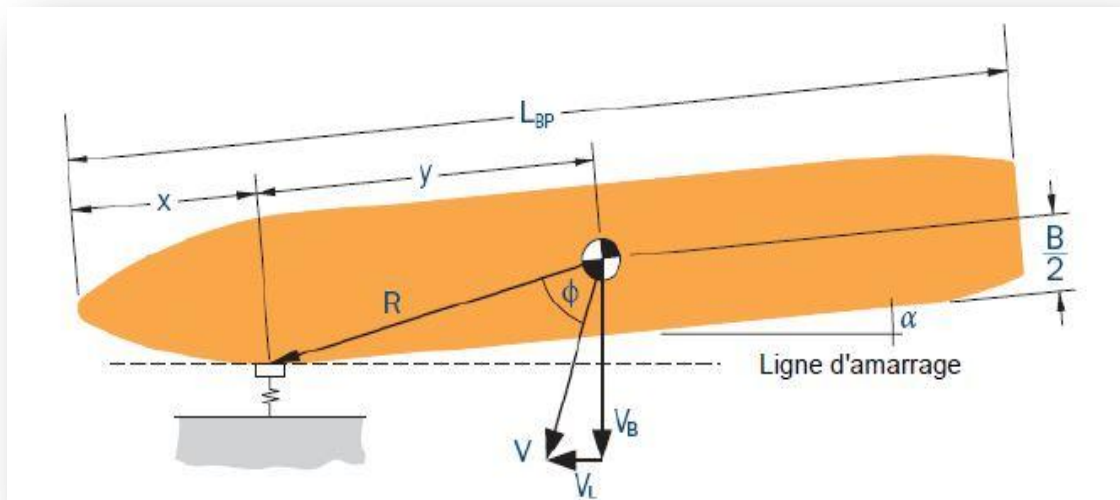


Figure 6.8 : Schéma d'accostage et des charges des navires sur le quai

**Coefficient de masse ajoutée  $C_M$**

$$C_M = 1 + 2 \times \frac{D}{B} = 1 + 2 \times \frac{17.5}{44} = 1.79$$

**Coefficient d'excentricité  $C_E$**

- **Coefficients de bloc ( $C_b$ ) du navire**

$$C_b = \max \left[ 0.71 \cdot \min \left( 0.88 \cdot \frac{M_D}{L_{BP} \times B \times D \times \rho} \right) \right] = 0.822$$

- **Rayon d'évitage  $K$**

$$K = (0.19 \times C_b + 0.11) \times L_{BP} = (0.19 \times 0.822 + 0.11) \times 276 = 73.46 \text{ m}$$

- **Distance entre point d'impact et proue de navire  $X$**

$$X = \frac{L_{BP}}{4} = \frac{276}{4} = 69 \text{ m}$$

- **Distance entre point de contact d'accostage et centre de masse de navire ( $R$ )**

$$R = \sqrt{\left(\frac{L_{BP}}{2} - X\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{276}{2} - 69\right)^2 + \left(\frac{44}{2}\right)^2} = 72.42 \text{ m}$$

- Angle d'accostage :  $\alpha = 6^\circ$
- $\gamma$  : Prendre une ligne en traversant le point d'impact et le centre de gravité  $R$ .  
 $\gamma$  : L'angle de varangues entre cette ligne et le vecteur euclidien de vitesse.

$$\gamma = 90 - \alpha - \sin^{-1} \left( \frac{B}{2 \times R} \right) = 90 - 6 - \sin^{-1} \left( \frac{44}{2 \times 72.42} \right) = 66.316^\circ$$

D’ou :

$$C_E = \frac{K^2 + R^2 \cos^2(\gamma)}{K^2 + R^2} = \frac{73.46^2 + 72.42^2 \cos^2(66.316)}{73.46^2 + 72.43^2} = 0.61$$

$$C_E = 0.61$$

**Coefficient de souplesse de coque  $C_S$**

$$C_S = 1.0$$

**Coefficient de configuration de quai  $C_C$**

$$C_C = 1.0$$

Alors :

$$E = 0.5 \times M_D \times V_B^2 \times C_M \times C_E \times C_S \times C_C$$

$$E = 0.5 \times 179000 \times 0.15^2 \times 1.79 \times 0.61 \times 1 \times 1 = 2198.8 \text{ kN.m}$$

**c) Energie d'accostage**

- Le facteur de sécurité :  $F_s = 1.5$

$$E_A = F_s \times E = 1.5 \times 2198.8 = 3298.2 \text{ kN.m}$$

**d) Choix de types des défenses**

L'exigence minimale sur l'énergie d'absorption nominale par la défense en caoutchouc est

$$E_{cv} \geq \frac{E_A}{TCF} = \frac{3298.2}{0.904} = 3648.47 \text{ kN.m}$$

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

**Tableau 6.16 : Données de performance nominales de la défense en caoutchouc**

Type de défense	Energie absorbée $E_{cv}$ (kN.m)	Réaction $R_{cv}$ (kN)
SCN 2000 F 2.0	3 800	3 325

## 6. Calcul de la stabilité

Le calcul de la stabilité prend en compte 4 modes de rupture de l'ouvrage :

- Stabilité au glissement
- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité en flottaison

### a) Stabilité au glissement

La vérification de la stabilité du quai vis-à-vis du glissement consiste à comparer les composantes horizontales des forces qui tendent à basculer le mur du quai et les forces verticales qui à leur tour empêchent le glissement.

$$F_g = \frac{\Sigma \text{des effort retnant l'ouvrage}}{\Sigma \text{des effort faisant glisser l'ouvrage}} \times \tan \varphi \geq 1.5 \text{ (cas statique)}$$

$$F_g = \frac{\Sigma \text{des effort retnant l'ouvrage}}{\Sigma \text{des effort faisant glisser l'ouvrage}} \times \tan \varphi \geq 1.1 \text{ (cas dynamique)}$$

Avec :

- $F_g$  : Facteur de sécurité vis à vis du glissement.

### b) Stabilité au renversement

Cette vérification se fait par rapport à l'axe de rotation du mur (généralement l'arrête inférieure de l'aval de la fondation). On compare la somme des moments des forces qui tendent à renverser le mur et la somme des moments des forces stabilisantes.

$$F_r = \frac{\Sigma \text{Des moment retnant l'ouvrage}}{\Sigma \text{Des moment faisant renverser l'ouvrage}} \geq 1.5 \text{ (cas statique)}$$

$$F_r = \frac{\Sigma \text{Des moment retnant l'ouvrage}}{\Sigma \text{Des moment faisant renverser l'ouvrage}} \geq 1.1 \text{ (cas dynamique)}$$

Avec :

- $F_r$  : facteur de sécurité vis à vis du renversement.

### c) Stabilité au poinçonnement

La vérification de la stabilité du quai vis-à-vis la ce type de ruine. se fait on utilise les formules utilisées pour le calcul de fondations superficielles, la charge sur le sol est inclinée et excentrée.

$$F_p = \frac{\sigma_{\text{Sol.assise}}}{\sigma_v} \geq 1.5$$

$$F_p = \frac{\sigma_{\text{Sol.assise}}}{\sigma_v} \geq 2$$

Avec :

- $F_p$  : Facteur de sécurité vis à vis du poinçonnement
- $\sigma_{\text{Sol.assise}}$  : Contrainte limite supporté par el sol de fondation ou l'assise en enrochement.
- $\sigma_v$  : Contrainte que subit le sol

## 5.1. Stabilité au glissement

- $\varphi = 31^\circ$

Tableau 6.17 : Récapitulatif des résultats de stabilité au glissement

Combinaison	Les charges stabilisantes	Les charges déstabilisantes	Facteur de sécurité
<b>Statique</b>			
CS1 (+0.7)	140 710	53 297	1.58 > 1.5 vérifiée
CS1 (-0.6)	144 911	53 607	1.62 > 1.5 vérifiée
CS2 (+0.7)	155 010	53 297	1.70 > 1.5 vérifiée
CS2 (-0.6)	159 211	53 607	1.74 > 1.5 vérifiée
CS3 (+0.34)	162 699	19 619	4.98 > 1.5 vérifiée
CS3 (-0.26)	165 122	19 443	5.10 > 1.5 vérifiée
CS4 (+0.7)	169 880	22 412	4.45 > 1.5 vérifiée
CS4 (-0.6)	174 538	20 722	4.95 > 1.5 vérifiée
CS5 (+0.7)	180 484	22 412	4.54 > 1.5 vérifiée
CS5 (-0.6)	185 127	20 722	5.01 > 1.5 vérifiée
<b>Dynamique</b>			
CD1 +0.34)	141 871	48 931	1.75 > 1.3 vérifiée
CD1 (-0.26)	144 253	48 785	1.77 > 1.3 vérifiée

## 5.2. Stabilité au renversement

Tableau 6.18: Récapitulatif des résultats de stabilité au renversement

Combinaison	Les moments stabilisants	Les moments déstabilisants	Facteur de sécurité
<b>Statique</b>			
CS1 (+0.7)	2 672 576	1 202 862	2.22 > 1.5 vérifiée
CS1 (-0.6)	2 776 387	1 202 616	2.31 > 1.5 vérifiée
CS2 (+0.7)	2 776 387	1 237 897	2.25 > 1.5 vérifiée
CS2 (-0.6)	2 787 041	1 237 651	2.34 > 1.5 vérifiée
CS3 (+0.34)	2 840 404	428 328	6.63 > 1.5 vérifiée
CS3 (-0.26)	2 886 889	430 846	6.70 > 1.5 vérifiée
CS4 (+0.7)	2 672 576	32 250	83.96 > 1.5 vérifiée
CS4 (-0.6)	2 776 387	4 213	658.97 > 1.5 vérifiée
CS5 (+0.7)	2 822 269	67 285	41.94 > 1.5 vérifiée
CS5 (-0.6)	2 890 852	39 248	73.66 > 1.5 vérifiée
<b>Dynamique</b>			
CD1 (+0.34)	2 551 261	643 717	3.96 > 1.1 vérifiée
CD1 (-0.26)	2 501 249	631 382	3.96 > 1.1 vérifiée

5.3. Stabilité au poinçonnement

Tableau 6.19: Récapitulatif des résultats de stabilité au poinçonnement

Type de caisson	Niveau d'eau / Fz	Combinaison	FOS
Caisson de côté me	+0.7m	CS2	12.984 > 2
		CS3	13.291 > 2
		CS4	12.651 > 2
	-0.26m	CS2	13.446 > 2
		CS3	13.705 > 2
		CS4	13.213 > 2
	y +0.25g z -0.075g	CD1	5.465 > 1.1
		CD2	5.457 > 1.1
	y +0.25g z +0.075g	CD1	5.345 > 1.1
CD2		5.348 > 1.1	
Caisson de côté de bassin portuaire	+0.7m	CS2	6.629 > 2
		CS3	6.563 > 2
		CS4	6.307 > 2
	-0.26m	CS2	6.694 > 2
		CS3	6.623 > 2
		CS4	6.330 > 2
	y +0.25g z -0.075g	CD1	5.533 > 1.1
		CD2	5.533 > 1.1
	y +0.25g z +0.075g	CD1	5.514 > 1.1
		CD2	5.470 > 1.1

NB : Les détails de calcul de la stabilité au glissement, au renversement ainsi qu'au poinçonnement sont reportés dans l'annexe 3.

5.4. Etude de flottaison

5.4.1. Le tirant d'eau

Calcul du tirant d'eau assurant la stabilité du caisson à vide :

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

$$\sum F_{ext} = 0$$

(Equation d'équilibre)

Les forces s'exerçant sur les caissons sont :

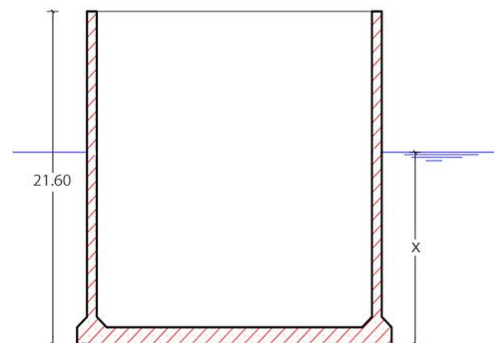


Figure 6.9 : Schéma représentant le tirant d'eau à vide

## a) Poussées d'Archimède

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

Avec :

- $\gamma_w$  : Le poids volumique de l'eau de mer  $\gamma_w = 1.025 \text{ t/m}^3$
- $g$  : L'accélération de pesanteur  $g = 9.81 \text{ m/S}^2$
- $V_i$  : Le volume immergé

Tel que :

$$V_i = V_r + V_f + V_c$$

Avec

- $V_r$  : Le volume du radier  $V_r = 244.62 \text{ m}^3$
- $V_f$  : Le volume du fût immergé  $V_f = \pi R_{ext}^2 (x - e)$
- $V_c$  : Le volume des clés immergées  $V_c = 2S_c \times (x - e)$

D'où :

$$F_A = \gamma_w \times [244.62 + \pi R_{ext}^2 (x - e) + 2S_c \times (x - e)] \times g$$

Avec :

- $x$  : Tirant d'eau du caisson
- $e$  : Epaisseur du radier  $e = 1.05 \text{ m}$

## b) La force due au poids propres du caisson

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

Avec :

- $\gamma'$  : Le poids volumique déjaugé du béton  $\gamma' = 1.5 \text{ t/m}^3$
- $V_{bi}$  : Le volume de béton immergé.
- $\gamma$  : Le poids volumique de béton.  $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$
- $V_{be}$  : Le volume béton émergé.
- $g$  : L'accélération de pesanteur.  $g = 9.81 \text{ m/S}^2$

Tel que :

$$V_{bi} = V_r + V_{vi} + V_{ci}$$

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

Avec :

- $V_r$  : Le volume du radier  $V_r = 244.62 \text{ m}^3$
- $V_{vi}$  : Le volume de fut immergé  $V_{vi} = \pi \times (R_{ext}^2 - R_{int}^2)(x - 1.05)$
- $V_{ci}$  : Le volume des clés immergées  $V_{ci} = 2S_c \times (x - e)$
- $V_{ve}$  : Le volume de fut émergé.  $V_{ve} = \pi \times (R_{ext}^2 - R_{int}^2)(21.6 - x)$
- $V_{ce}$  : Le volume des clés émergées.  $V_{ce} = 2S_c(21.6 - x)$

D'où :

$$F_p = (\gamma' (244.62 + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)(x - 1.05) + 2S_c(x - e)) + \gamma ( (\pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)(21.6 - x) + 2S_c(21.6 - x)) ) g$$

Equation d'équilibre :

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

$$[(\gamma' (244.62 + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)(x - 1.05) + 2S_c(x - e)) + \gamma ( (\pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)(21.6 - x) + 2S_c(21.6 - x)) ) g] - [\gamma_w \times [244.62 + \pi R_{ext}^2(x - e) + 2S_c \times (x - e) ] \times g] = 0$$

Après simplification et résolution de l'équation à l'aide de l'outil informatique (Excel).

On a trouvé :

Le tirant d'eau calculé est  $x = 7.87$  m

### 5.4.2. Stabilité en flottaison

#### A vide

- G : Centre de gravité
- C : Centre de poussée
- M : Métacentre
- CG = a
- MC = b

Le centre de gravite :

- **radier**  
OG = 0.525 m  
V<sub>r</sub> = 244.62 m<sup>3</sup>
- **Fut**  
OG = 10.775 m  
V<sub>r</sub> = 442.78 m<sup>3</sup>

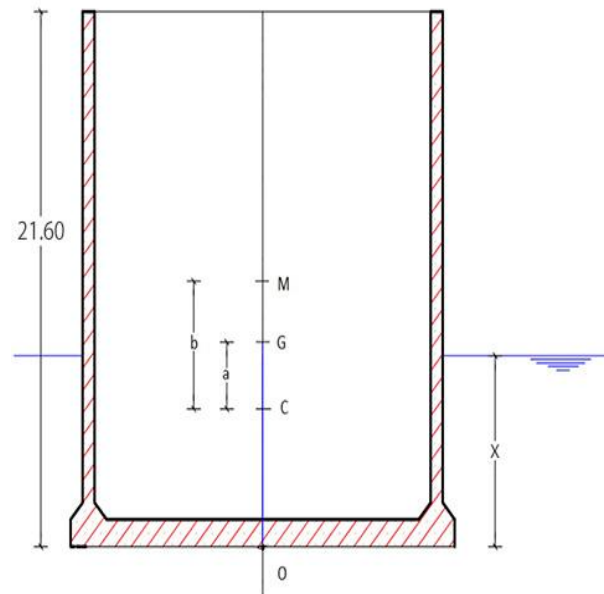


Figure 6.10 : Schéma représentant les positions 'OM' , 'OG' et 'OC'

$$G = \frac{G_{radier}V_{radier} + G_{fut}V_{fut}}{V_{radier} + V_{fut}} = \frac{0.525 \times 244.62 + 10.775 \times 442.78}{244.62 + 442.78} = 7.13 \text{ m}$$

#### a) Centre de poussée

C'est le centre géométrique de la partie immergée du caisson

- $OC = \frac{x}{2} = 3.9$  m
- $a = OG - OC$
- $a = 3.19$  m

**b) Distance métacentrique**

Elle est définie par :

- $S = \pi R_{ext}^2 + 3 = 179.625 \text{ m}^2$
- $V = \pi \cdot R_{ext}^2 \cdot X = 1391.74 \text{ m}^3$
- $b = \frac{s(2R_{ext})^2}{12V} = 2.41 \text{ m}$

La stabilité d'un flotteur exige que la valeur  $(b-a > 0)$

- $b - a = 2.41 - 3.19 = -0.78 < 0$ .

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.

**Lest 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

$$\sum F_{ext} = 0 \quad (\text{Equation d'équilibre})$$

Les forces s'exerçant sur les caissons sont :

**a) Poussées d'Archimède**

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

Avec :

- $\gamma_w$  : Le poids volumique de l'eau de mer  $\gamma_w = 1.025 \text{ t/m}^3$
- $g$  : L'accélération de pesanteur.  $g = 9.81 \text{ m/S}^2$
- $V_i$  : Le volume immergé.

Tel que :

$$V_i = V_r + V_f + V_c$$

Avec :

- $V_r$  : Le volume du radier  $V_r = 244.62 \text{ m}^3$
- $V_f$  : Le volume du fût immergé  $V_f = \pi R_{ext}^2 (x - e)$
- $V_c$  : Le volume des clés immergées  $V_c = 2S_c \times (x - e)$

D'où :

$$F_A = \gamma_w \times [244.62 + \pi R_{ext}^2 (x - e) + 2S_c \times (x - e)] \times g$$

Avec :

- $x$  : Tirant d'eau du caisson.
- $e$  : Epaisseur du radier  $e = 1.05 \text{ m}$ .

**b) La force due au poids propre du caisson**

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

Avec :

- $\gamma'$  : Le poids volumique déjaugé du béton  $\gamma' = 1.5 \text{ t/m}^3$
- $V_{bi}$  : Le volume de béton immergé
- $\gamma_w$  : Le poids volumique de l'eau de mer  $\gamma_w = 1.025 \text{ t/m}^3$
- $\gamma$  : Le poids volumique de béton  $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$
- $V_{be}$  : Le volume béton émergé
- $g$  : L'accélération de pesanteur  $g = 9.81 \text{ m/S}^2$

Tel que :

$$V_{bi} = V_r + V_{vi} + V_{ci}$$

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

Avec :

- $V_r$  : Le volume du radier  $V_r = 244.62 \text{ m}^3$
- $V_{vi}$  : Le volume de fut immergé  $V_{vi} = \pi \times (R_{ext}^2 - R_{int}^2)(x - 1.05)$
- $V_{ci}$  : Le volume des clés immergés  $V_{ci} = 2S_c \times (x - e)$
- $V_{ve}$  : Le volume de fut immergé  $V_{ve} = \pi \times (R_{ext}^2 - R_{int}^2)(20.5 - x)$
- $V_{ce}$  : Le volume des clés immergé  $V_{ce} = 2S_c(20.5 - x)$

D'où :

$$F_p = (\gamma' (244.62 + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)(x - 1.05) + 2S_c(x - e)) + \gamma (\pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)(20.5 - x) + 2S_c(20.5 - x))) g$$

Equation d'équilibre :

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

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 :

**Tableau 6.20: Résultats des itérations**

Itération	h	X	a	b	b-a
Itération 01	3	8.1	3.08	2.35	-0.73 < 0
Itération 02	6	12.4	0.93	1.53	0.6 > 0

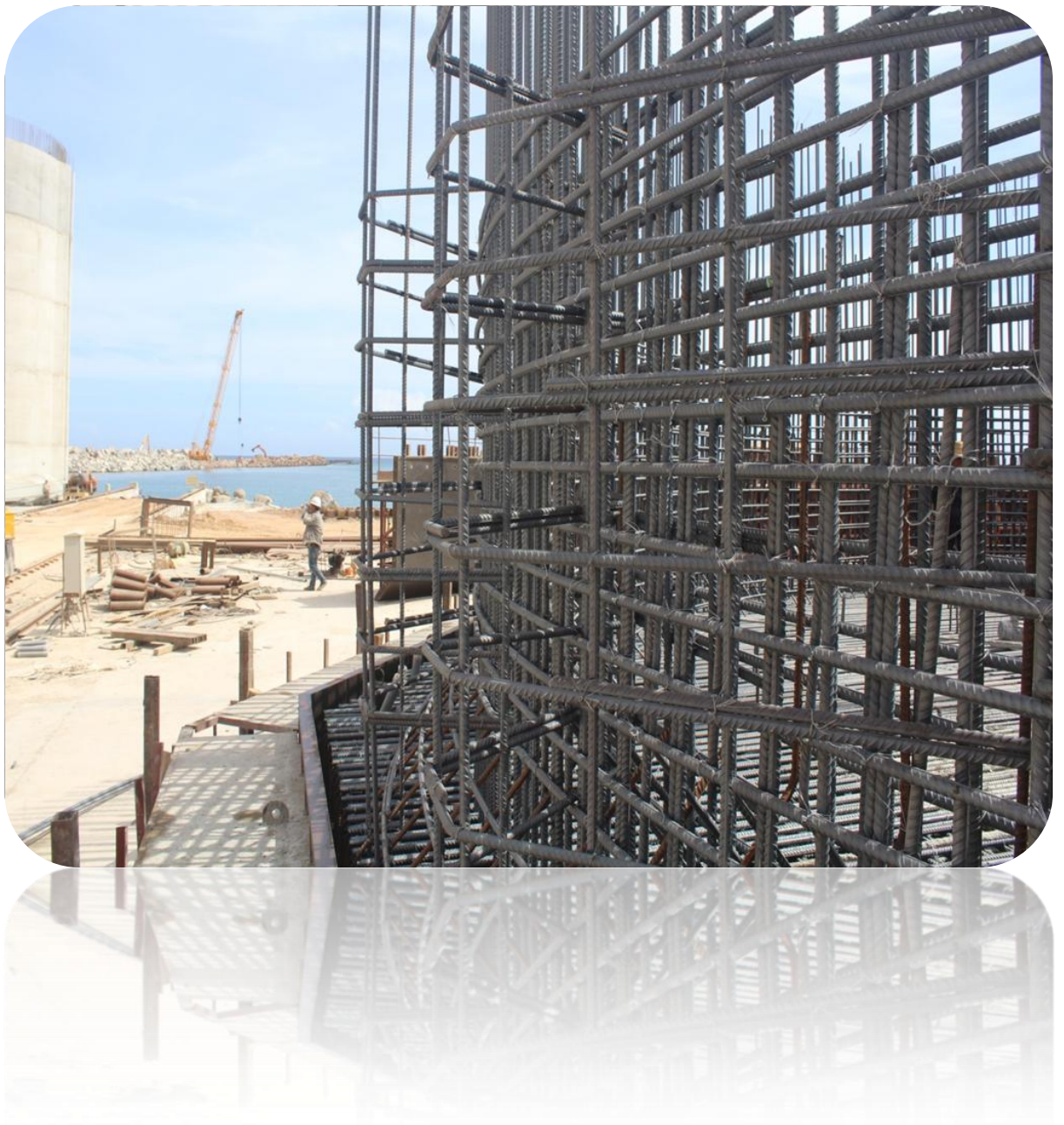
Donc le caisson est stable en flottaison, alors il nécessite l'ajout de 6 m de hauteur d'eau de mer pour assurer la stabilité en flottaison.

## **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 07

## Ferrailage des éléments de la structure



## 1. Introduction

Après la vérification de la stabilité externe du caisson au renversement, au glissement ainsi qu'au poinçonnement, on va calculer les efforts internes afin de définir les sections d'acier nécessaires en se basant sur les règles du BAEL ainsi les forces et les sections d'acier nécessaires pour le couronnement de la digue.

## 2. Ferrailages du couronnement de la digue à talus

La performance en matière de franchissement d'une digue à talus est souvent améliorée de manière significative par l'utilisation d'un mur de couronnement en béton. Ce type de dispositif sert également d'accès de plate-forme de travail et supporte parfois aussi des conduites ou autres structures de transport.

Les efforts qui agissent sur le mur de garde sont :

### 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 (la méthode de JENSEN 1984)

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

- $H_s$  : Hauteur efficace de houle (m)
- $L_{op}$  : Longueur de houle (m)
- $d_c$  : Hauteur de couronnement (m)
- $R_{ca}$  : La distance entre le sommet de la digue et la surface d'eau
- a, b : Coefficient empiriques. les valeurs sont prises selon le tableau dans l'annexe 06

Les résultats obtenus pour le calcul de la force des houles sont les suivants :

**Tableau 7.1 : Résultats de calcul de la force des houles**

Les sections	Pression de houle (kN/m <sup>2</sup> )	Coefficient de réduction	Pression de houle après réduction (kN/m <sup>2</sup> )
Section 1-1	41.00	0.5	20.50
Section 2-2	51.94	0.5	25.97
Section 3-3	53.59	0.9	48.23

**NB :** Les détails de calcul sont résumés dans l'annexe 04.

### Remarque

En considérant l'effet d'inclinaison de la houle et l'effet de l'abri de blocs BCR aux couronnements soumis de pression de houle, le coefficient de réduction de la pression de houle pour le corps de la digue est pris de 0.5 et 0.9 pour la partie de la jonction avec les caissons.

## 2.2. Combinaison de charges

Le ferrailage de la poutre de couronnement se fera à l'ELS en fissurations très préjudiciables. Avec la combinaison PP +  $W_{ce}$  avec :

- PP : Poids mort de la structure
- $W_{ce}$  : Charge de la crête d'onde dans le cas extrême

**NB :** Les calculs du poids mort de la structure sont résumés dans l'annexe 04.

### a) Données de calcul

#### Béton

- $f_{c28} = 28 \text{ MPa}$
- $E_{cm} = 3.2 \times 10^4 \text{ MPa}$
- $\alpha_{cc} = 0.85$
- $\gamma_b = 1.50$
- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{28 \times 0.85}{1.50 \times 1} = 15.87 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 28 = 2.28 \text{ MPa}$
- Enrobage : 50 mm

#### Acier Fe E40A

- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \approx 348 \text{ MPa}$

### Méthode de calcul

On considère le couronnement comme étant un bras suspendu et on calcule les efforts internes. La section considérée est une section rectangulaire. (**Dimensionnement en flexion**)

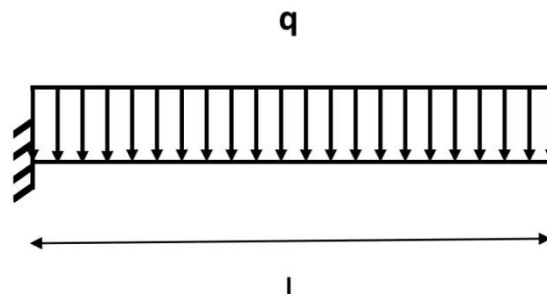


Figure 7.1 : Disposition du bras suspendu

$$M = \frac{(q \times l)^2}{2}$$

$$V = q \times l$$

Avec :

- $M$  : 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/m)
- $l$  : Longueur de bras suspendu (m).

## 2.3. Armatures longitudinales

### 2.3.1. Ferrailage du couronnement (section 1-1)

#### a) Dimension de la section de calcul

- Largeur de la section :  $b = 100$  cm
- Hauteur de la section :  $h = 150$  cm
- Hauteur effective :  $d = 135$  cm

#### b) Cas de fissurations très préjudiciable

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 28 = 16.8$  MPa
- $\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ 0.8 \times \left( \frac{2}{3} \right) \times f_e ; \max(0.4 \times f_e ; 88\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$  avec  $\eta = 1.6$
- $\bar{\sigma}_{st} = 168.07$  MPa
- $X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 16.8}{15 \times 16.8 + 168.07} \times 135 = 80.86$  cm
- $Z = d - \frac{X}{3} = 135 - \frac{80.86}{3} = 108.04$  cm
- $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z$
- $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 100 \times 80.86 \times 16.8 \times 10^{-3} \times 108.04 = 7338.33$  kN.m

#### c) Condition de non fragilité

- $A_{s,\min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.28 \times 100 \times 135}{400} = 17.69$  cm<sup>2</sup>

#### Nappe extérieure

On a:  $M_{ser} = 144.1$  kN.m

Donc :  $\bar{M}_1 \geq M_{ser}$  donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} \times z} = \frac{144.1}{168.07 \times 108.04} \times 10^3 = 7.93 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} \text{ non vérifiée}$$

- **Choix des armatures**

$$6 \text{ HA20} \Rightarrow A_s = 18.85 \text{ cm}^2$$

### NAPPE INTÉRIEURE

On prend les mêmes armatures que celles de la nappe extérieure.

### 2.3.2. Ferraillage du couronnement (section 2-2)

#### a) Dimension de la section de calcul

- Largeur de la section :  $b = 100 \text{ cm}$
- Hauteur de la section :  $h = 180 \text{ cm}$
- Hauteur effective :  $d = 162 \text{ cm}$

#### b) Cas de fissurations très préjudiciable

- $X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 16.8}{15 \times 16.8 + 168.07} \times 162 = 97.04 \text{ cm}$
- $Z = d - \frac{X}{3} = 162 - \frac{97.04}{3} = 129.65 \text{ cm}$
- $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z$
- $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 100 \times 97.04 \times 16.8 \times 10^{-3} \times 129.65 = 10568.24 \text{ kN.m}$

#### c) Condition de non fragilité

- $A_{s,min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.28 \times 100 \times 162}{400} = 21.24 \text{ cm}^2$

### Nappe extérieure

On a:  $M_{ser} = 263.2 \text{ kN.m}$

Donc :  $\bar{M}_1 \geq M_{ser}$  donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} \times z} = \frac{263.2}{168.07 \times 129.65} \times 10^3 = 12.08 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} \text{ non vérifiée}$$

- **Choix des armatures**

$$7 \text{ HA20} \Rightarrow A_s = 21.99 \text{ cm}^2$$

Nappe intérieure

On prend les mêmes armatures que celles de la nappe extérieure.

**2.3.3. Ferrailage du couronnement (section 3-3)****a) Dimension de la section de calcul**

- Largeur de la section :  $b = 100$  cm
- Hauteur de la section :  $h = 230$  cm
- Hauteur effective :  $d = 207$  cm

**b) Cas de fissurations très préjudiciable**

- $X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 16.8}{15 \times 16.8 + 168.07} \times 207 = 124$  cm
- $Z = d - \frac{X}{3} = 207 - \frac{124}{3} = 165.67$  cm
- $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z$
- $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 100 \times 124 \times 16.8 \times 10^{-3} \times 165.67 = 17256.18$  kN.m

**c) Condition de non fragilité**

- $A_{s,\min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.28 \times 100 \times 207}{400} = 27.14$  cm<sup>2</sup>

Nappe extérieure

On a:  $M_{ser} = 868.6$  kN.m

Donc :  $\bar{M}_1 \geq M_{ser}$  donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} \times z} = \frac{868.6}{168.07 \times 165.67} \times 10^3 = 31.20 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{ser} \geq A_{min} \text{ vérifiée}$$

- **Choix des armatures**

$$7 \text{ HA25} \Rightarrow A_s = 34.36 \text{ cm}^2$$

Nappe intérieure

On prend les mêmes armatures que celles de la nappe extérieure.

**2.4. Armatures transversales****2.4.1. Ferrailage du couronnement (section 1-1)**

$$V_u^{max} = 107.63 \text{ kN}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{107.63}{100 \times 135} \times 10 = 0.079 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{max} < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

- **Diamètres des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L \right\}$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

On prend  $\phi_t = 16 \text{ mm}$

- **L'espaceur entre les barres**

$$St \leq \{0.9 \times d; 40 \text{ cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm}$$

$$A_t = 8.04 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit} \quad 4 \text{ HA16}$$

### 2.4.2. Ferrailage du couronnement (section 2-2)

$$V_u^{max} = 164 \text{ kN}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{164}{100 \times 135} \times 10 = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{max} < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

- **Diamètres des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L \right\}$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

On prend  $\phi_t = 16 \text{ mm}$

- **L'espaceur entre les barres**

$$St \leq \{0.9 \times d; 40 \text{ cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm}$$

$$A_t = 8.04 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit} \quad 4 \text{ HA16}$$

### 2.4.3. Ferrailage du couronnement (section 3-3)

$$V_u^{max} = 405 \text{ kN}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{405}{100 \times 135} \times 10 = 0.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{max} < \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée}$$

- **Diamètres des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L \right\}$$

$$\varnothing_t \leq 25 \text{ mm}$$

On prend  $\varnothing_t = 20 \text{ mm}$

- L'espacement entre les barres

$$St \leq \{0.9 \times d; 40 \text{ cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm}$$

$$A_t = 12.57 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit} \quad 4 \text{ HA20}$$

### 3. Ferrailage des éléments structuraux du quai

#### 3.1. Les différentes sollicitations et Charges agissantes sur le quai

Le calcul de ferrailage des éléments structuraux des ouvrages d'accostage doit tenir compte d'une multitude d'efforts auxquels peut être soumis l'ouvrage (**Chapitre 06**).

##### 3.1.1. 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 :

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

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

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

Avec :

- $\sigma_n$  : La pression latérale (kPa)
- $K_{OH}$  : Coefficient de la pression latérale du remblai dans le silo  $K_{OH} = 0.5$
- $P_V$  : La pression verticale (kPa)
- $\gamma$  : Le poids volumique du remblai dans le silo ( $\text{kN/m}^3$ )
- $Z$  : 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 ( $\text{m}^2$ )
- $P$  : Périmètre dans la surface transversale du compartiment de silo (m)
- $\delta$  : Angle de frottement externe entre le remblai et la paroi de silo  $\delta = 0.75 \times \varphi$
- $\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai

On calcule :

La pression latérale dans le compartiment du silo

- $\sigma_n$  : Produite par le poids mort
- $\sigma_{n, q}$  : Produite par la charge répartie

La pression verticale appliquée au radier

- $\sigma_v$  : Produite par le poids mort
- $\sigma_{v, q}$  : Produite par la charge répartie

#### a) Pression du sol du remblai à l'intérieur du caisson

La charge uniformément répartie du quai :  $q = 20$  kPa

Les caractéristiques du caisson :

- $R = 7$  m
- $P = 2 \times \pi \times R = 2 \times 3.14 \times 7 = 43.98$  m
- $A = \pi \times R^2 = 3.14 \times 7^2 = 153.94$  m<sup>2</sup>

Les caractéristiques du matériau de remplissage

- $\gamma = 10$  kN
- $\varphi = 40^\circ$
- $\delta = 40 \times 0.75 = 30^\circ$

La profondeur de référence

- $Z_0 = \frac{153.94}{0.5 \times 43.98 \times \tan(30)} = 12.12$  m

**NB** : Résultats de calcul de la pression de sol à l'intérieur du caisson sont reporté en **Annexe 04**.

#### b) Pression du sol du remblai entre les caissons

La charge uniformément répartie du quai :  $q = 20$  kPa

Les caractéristiques de la surface de remplissage :

- $R = 5$  m
- $P = 2 \times \pi \times R = 2 \times 3.14 \times 5 = 31.42$  m
- $A = \pi \times R^2 = 3.14 \times 5^2 = 78.54$  m<sup>2</sup>

Les caractéristiques du matériau de remplissage :

- $\gamma = 10$  kN
- $\varphi = 42^\circ$
- $\delta = 42 \times 0.75 = 31.5^\circ$

La profondeur de référence :

- $Z_0 = \frac{78.54}{0.5 \times 31.42 \times \tan(31.5)} = 8.16$  m

**NB** : Résultats de calcul de la pression de sol entre les caissons sont reporté en **Annexe 04**.

### 3.1.2. Pression de l'eau pendant la durée de service

Dans notre cas le niveau d'eau à l'extérieur du caisson est de -0.6m et le niveau d'eau à l'intérieur du caisson est de 0.0m la chute différentielle est de 0.6 m.

Voici une figure représentative de la répartition de la pression d'eau.

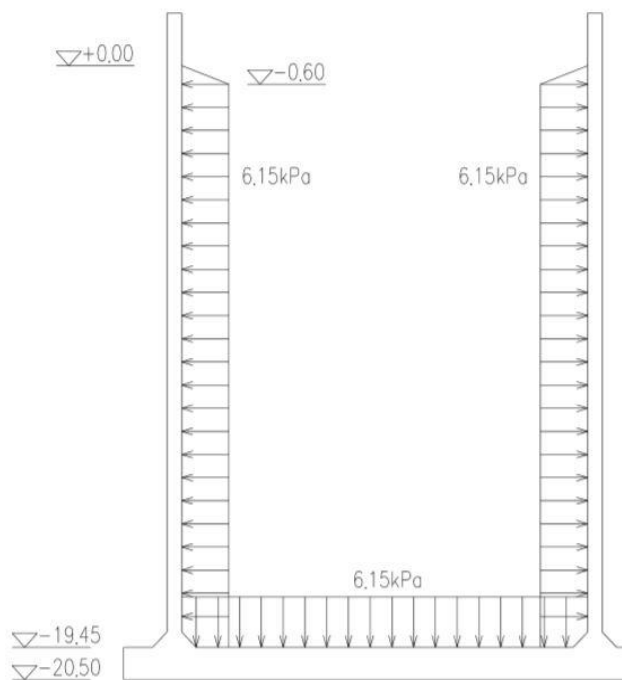


Figure 7.2 : Répartition de la pression d'eau pendant la durée de service

## 3.2. Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges pour le calcul de l'effort interne du caisson. Les charges concernées dans ces combinaisons de charges ainsi que les coefficients sécurité partiel de charge sont présentées dans des tableaux en **annexes 04**.

## 3.3. Méthode et résultats de calcul de l'effort interne du caisson

### 3.3.1. Méthode de calcul des efforts

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 translation par contre la partie supérieure est libre et le radier étant la plaque de fond est supposée encastree.

### 3.3.2. Résultats de modélisation

Les résultats de calcul des moments de flexion sont obtenus à l'aide du logiciel de calcul « **Autodesk Robot** » et résumé dans les tableaux suivant :

**AN** : Pour le moment de flexion, le sens de la traction extérieure est celui positif (+)

**NB** : Résultats de calcul de l'effort interne du caisson ainsi que le radier sont reportées en annexes 04.

### a) Données de calcul

#### Béton C32/40

- $f_{c28} = 32 \text{ MPa}$
- $E_{cm} = 3.33 \times 10^4 \text{ MPa}$
- $\alpha_{cc} = 0.85$
- $\gamma_c = 1.50$
- $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{32 \times 0.85}{1.50 \times 1} = 18.13 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 32 = 2.52 \text{ MPa}$
- Enrobage : 50 mm

#### Acier Fe E40A

- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \approx 348 \text{ MPa}$
- $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{33300} = 6$

### 3.4. Ferrailage des voiles du caisson

On s'est basée sur le règlement BAEL pour le calcul du ferrailage 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.

- **Dimensionnement en flexion**

#### Dimension de la section de calcul

- Largeur de la section :  $b = 100 \text{ cm}$
- Hauteur de la section :  $h = 50 \text{ cm}$
- Hauteur effective :  $d = 45 \text{ cm}$

#### Cas de fissurations très préjudiciable

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 32 = 19.2 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ 0.8 \times \left(\frac{2}{3}\right) \times f_e ; \max(0.4 \times f_e ; 88\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$  avec  $\eta = 1.6$
- $\bar{\sigma}_{st} = 176.7 \text{ MPa}$
- $X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 19.2}{15 \times 19.2 + 176.7} \times 45 = 27.85 \text{ cm}$

- $Z = d - \frac{X}{3} = 45 - \frac{27.85}{3} = 35.71 \text{ cm}$
- $\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times X \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z$
- $\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times 100 \times 27.85 \times 19.2 \times 10^{-3} \times 35.71 = 955.04 \text{ kN.m}$

**Condition de non fragilité**

$$A_{s.min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.52 \times 100 \times 45}{400} = 6.52 \text{ cm}^2$$

**4.3.1. Ferrailage des armatures verticales (coté extérieur)**

- **Le calcul à l'ELU**

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{204.4}{100 \times 45^2 \times 18.13} \times 10^3 = 0.055$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{204.4}{143.2} = 1.42 \Rightarrow \mu_c = 0.3378$$

On a :  $\mu_c > \mu$  donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.055)}}{0.8} = 0.070$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0.4 \times 0.070) = 43.72 \text{ cm}$$

On a  $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

$$A_{ser} = \frac{M_U}{\sigma_s \times z} = \frac{204.4}{348 \times 43.72} \times 10^3 = 13.43 \text{ cm}^2$$

- **Le calcul à l'ELS**

$$M_{ser} = 143.2 \text{ kN.m}$$

On a :  $\overline{M}_1 \geq M_{ser}$  donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_{st} \times z} = \frac{143.2}{176.7 \times 35.71} \times 10^3 = 22.69 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

6 HA25

$$A_s = 29.45 \text{ cm}^2$$

### 4.3.2. Ferrailage des armatures verticales (coté intérieur)

- Le calcul à l'ELU

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{354.3}{100 \times 45^2 \times 18.13} \times 10^3 = 0.096$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{354.3}{237.4} = 1.49 \Rightarrow \mu_c = 0.3631$$

On a :  $\mu_c > \mu$  donc la section est sans armatures comprimées.

- Le calcul de la section d'armature

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.096)}}{0.8} = 0.126$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0.4 \times 0.126) = 42.72 \text{ cm}$$

On a  $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

$$A_{ser} = \frac{M_U}{\sigma_s \times z} = \frac{354.3}{348 \times 42.72} \times 10^3 = 23.83 \text{ cm}^2$$

- Le calcul à l'ELS

$$M_{ser} = 237.4 \text{ kN.m}$$

On a :  $\overline{M}_1 \geq M_{ser}$  donc la section est sans armatures comprimées.

- Le calcul de la section d'armature

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_{st} \times z} = \frac{237.4}{176.7 \times 35.71} \times 10^3 = 37.61 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures

8 HA25

$$A_s = 39.27 \text{ cm}^2$$

### 4.3.3. Ferrailage des armatures circulaires (coté extérieur)

- Le calcul à l'ELU

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{259.4}{100 \times 45^2 \times 18.13} \times 10^3 = 0.070$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{259.4}{184.8} = 1.40 \Rightarrow \mu_c = 0.3307$$

On a :  $\mu_c > \mu$  donc la section est sans armatures comprimées.

- Le calcul de la section d'armature

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.070)}}{0.8} = 0.090$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0.4 \times 0.090) = 43.36 \text{ cm}$$

On a  $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

$$A_{ser} = \frac{M_U}{\sigma_s \times z} = \frac{259.4}{348 \times 43.36} \times 10^3 = 17.19 \text{ cm}^2$$

- Le calcul à l'ELS

$$M_{ser} = 184.8 \text{ kN.m}$$

On a :  $\overline{M}_1 \geq M_{ser}$  donc la section est sans armatures comprimées.

- Le calcul de la section d'armature

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_{st} \times z} = \frac{184.8}{176.7 \times 35.71} \times 10^3 = 29.28 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures

7 HA25

$$A_s = 34.36 \text{ cm}^2$$

#### 4.3.4. Ferrailage des armatures circulaires (coté intérieur)

- Le calcul à l'ELU

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{260.9}{100 \times 45^2 \times 18.13} \times 10^3 = 0.071$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{260.9}{185.7} = 1.40 \Rightarrow \mu_c = 0.3307$$

On a :  $\mu_c > \mu$  donc la section est sans armatures comprimées.

- Le calcul de la section d'armature

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.071)}}{0.8} = 0.092$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0.4 \times 0.092) = 43.34 \text{ cm}$$

On a  $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

$$A_{ser} = \frac{M_U}{\sigma_s \times z} = \frac{260.9}{348 \times 43.34} \times 10^3 = 17.29 \text{ cm}^2$$

- Le calcul à l'ELS

$$M_{ser} = 185.7 \text{ kN.m}$$

On a :  $\overline{M}_1 \geq M_{ser}$  donc la section est sans armatures comprimées.

- Le calcul de la section d'armature

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \times z} = \frac{185.7}{176.7 \times 35.71} \times 10^3 = 29.42 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures

7 HA25

$$A_s = 34.36 \text{ cm}^2$$

- Schématisation de ferrailages de voiles

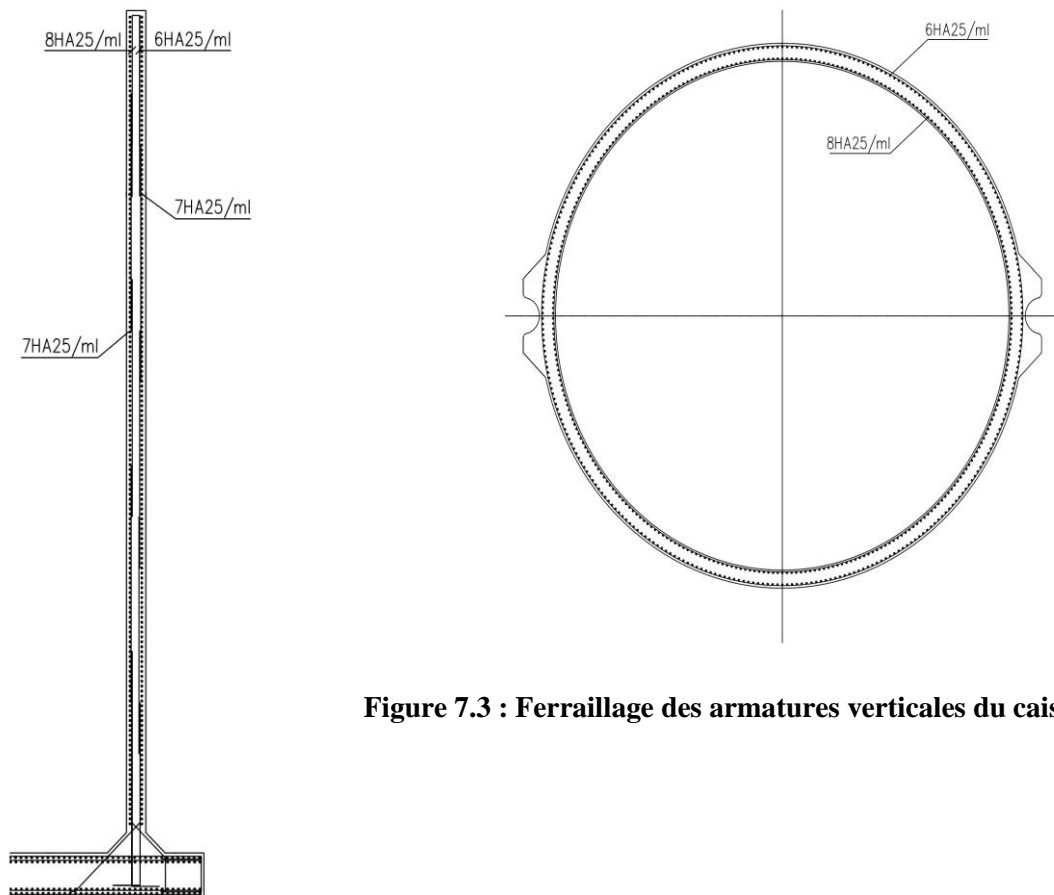


Figure 7.3 : Ferrailage des armatures verticales du caisson

Figure 7.4 : Ferrailage des armatures circulaires du caisson.

### 3.5.Calcul du ferrailage du radier

On adopte la largeur unitaire de 1m lors du calcul de ferrailage de la plaque de fond et on calcule le ferrailage d'armatures principales à la flexion avec l'effort interne  $M_x$  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 ferrailage d'armatures principales à la flexion avec l'effort interne  $M_y$  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.

- **Dimensionnement en flexion**

**Dimension de la section de calcul**

- Largeur de la section :  $b = 100$  cm
- Hauteur de la section :  $h = 105$  cm
- Hauteur effective :  $d = 94.5$  cm

**Cas de fissurations très préjudiciable**

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 32 = 19.2$  MPa
- $\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ 0.8 \times \left(\frac{2}{3}\right) \times f_e ; \max(0.4 \times f_e ; 88\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$  avec  $\eta = 1.6$
- $\bar{\sigma}_{st} = 176.7$  MPa
- $X = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 19.2}{15 \times 19.2 + 176.7} \times 94.5 = 58.49$  cm
- $Z = d - \frac{X}{3} = 94.5 - \frac{58.49}{3} = 75$  cm
- $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 100 \times 58.49 \times 19.2 \times 10^{-3} \times 75 = 4211.7$  kN.m

**Condition de non fragilité**

$$A_{s.min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.52 \times 100 \times 94.5}{400} = 13.69 \text{ cm}^2$$

### 3.5.1. Ferrailage des armatures dans la direction X

**Les armatures supérieures**

- **Le calcul à l'ELU**

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2808.6}{100 \times 94.5^2 \times 18.13} \times 10^3 = 0.173$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{2808.6}{1881.4} = 1.49 \Rightarrow \mu_c = 0.3631$$

On a :  $\mu_c > \mu$  donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature :**

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.173)}}{0.8} = 0.239$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 94.5 \times (1 - 0.4 \times 0.239) = 85.46 \text{ cm}$$

On a:  $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times z} = \frac{2808.6}{348 \times 85.46} \times 10^3 = 94.43 \text{ cm}^2$$

- **Le calcul à l'ELS**

$$M_{ser} = 1881.4 \text{ kN.m}$$

On a :  $\overline{M}_1 \geq M_{ser}$  donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_{st} \times z} = \frac{1881.4}{176.7 \times 75} \times 10^3 = 141.96 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

18 HA32

$$A_s = 144.76 \text{ cm}^2$$

### Les armatures inférieures

- **Le calcul à l'ELU**

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1046.6}{100 \times 94.5^2 \times 18.13} \times 10^3 = 0.064$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{1046.6}{704.5} = 1.48 \Rightarrow \mu_c = 0.3594$$

On a :  $\mu_c > \mu$  donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.064)}}{0.8} = 0.082$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 94.5 \times (1 - 0.4 \times 0.082) = 91.37 \text{ cm}$$

On a  $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times z} = \frac{1046.6}{348 \times 91.37} \times 10^3 = 32.91 \text{ cm}^2$$

- **Le calcul à l'ELS**

$$M_{ser} = 704.5 \text{ kN.m}$$

On a :  $\overline{M}_1 \geq M_{ser}$  donc la section est sans armatures comprimées.

- Le calcul de la section d'armature

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} \times z} = \frac{704.5}{176.7 \times 75} \times 10^3 = 53.16 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures

7 HA32

$A_s = 56.30 \text{ cm}^2$

### 3.5.2. Ferrailage des armatures dans la direction Y

#### Les armatures supérieures

- Le calcul à l'ELU

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2798.9}{100 \times 94.5^2 \times 18.13} \times 10^3 = 0.172$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{2798.9}{1882.7} = 1.48 \Rightarrow \mu_c = 0.3594$$

On a :  $\mu_c > \mu$  donc la section est sans armatures comprimées.

- Le calcul de la section d'armature

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.172)}}{0.8} = 0.237$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 94.5 \times (1 - 0.4 \times 0.237) = 85.51 \text{ cm}$$

On a  $\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times z} = \frac{2798.9}{348 \times 85.51} \times 10^3 = 94.04 \text{ cm}^2$$

- Le calcul à l'ELS

$M_{ser} = 1882.7 \text{ kN.m}$

On a :  $\bar{M}_1 \geq M_{ser}$  donc la section est sans armatures comprimées.

- Le calcul de la section d'armature

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} \times z} = \frac{1882.7}{176.7 \times 75} \times 10^3 = 142.06 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{s,\min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.52 \times 100 \times 94.5}{400} = 13.69 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

18 HA32

$$A_s = 144.76 \text{ cm}^2$$

### Les armatures inférieures

- **Le calcul à l'ELU**

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2242.7}{100 \times 94.5^2 \times 18.13} \times 10^3 = 0.138$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{2242.7}{1486.1} = 1.50 \Rightarrow \mu_c = 0.3668$$

On a :  $\mu_c > \mu$  donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.138)}}{0.8} = 0.186$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 94.5 \times (1 - 0.4 \times 0.186) = 87.45 \text{ cm}$$

On a  $\mu < 0.186 \Rightarrow \epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times z} = \frac{2242.7}{348 \times 87.45} \times 10^3 = 73.69 \text{ cm}^2$$

- **Le calcul à l'ELS**

$$M_{ser} = 1486.1 \text{ kN.m}$$

On a :  $\overline{M}_1 \geq M_{ser}$  donc la section est sans armatures comprimées.

- **Le calcul de la section d'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_{st} \times z} = \frac{1486.1}{176.7 \times 75} \times 10^3 = 112.13 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

14 HA32

$$A_s = 112.60 \text{ cm}^2$$

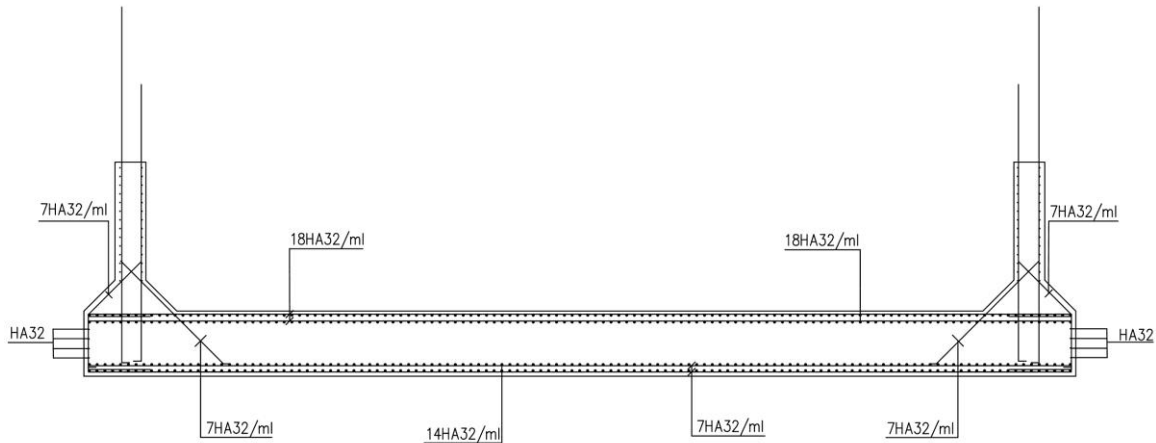


Figure 7.5 : Ferrailage du radier

### 3.6. Ferrailage des clés de jonction

Les armatures des clés de jonction sont destinées à reprendre les efforts dus aux tassements différentiels lors de la mise en place, du remplissage et du remblayage des caissons.

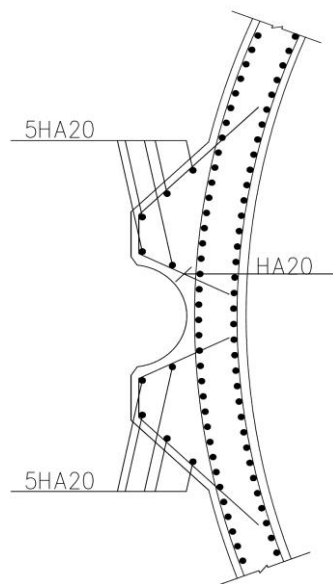


Figure 7.6 : Ferrailage de la clé de jonction

## 4. Conclusion

Pour conclure, on a vérifié les épaisseurs proposées et calculé les différentes sections d'acier pour les différents éléments de la structure (radier, voile, clés de jonction, poutre de redressement et poutre de couronnement), afin de reprendre les efforts internes dans le caisson.

# CHAPITRE 08

## Etude d'impact sur l'environnement



## 1. Introduction

Le processus de l'étude d'impact sur l'environnement aboutit à une étude détaillée des effets environnementaux possibles et au choix des méthodes qui peuvent être appliquées pour éviter, atténuer et/ou contrebalancer ces effets. L'EIE doit aussi déterminer les méthodes à appliquer pour optimiser les effets environnementaux positifs ainsi que pour minimiser les effets environnementaux néfastes résultant du projet. D'autres solutions de rechange indiquées pendant le processus d'évaluation environnementale peuvent être envisagées si cela convient.

## 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 pêche et de plaisance, se fait conformément au Décret exécutif n°07 145 du 2 Joumada el Oula 1428 correspondant 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.

## 3. Description du projet

Le projet de réalisation d'un "poste minéralier" à la zone industrielle de Béthioua a pour objectif de pouvoir fournir de la matière première à l'aciérie de Tosyali implantée à quelques kilomètres du futur quai.

## 4. Principales étapes d'une étude l'impact sur l'environnement

Les différentes étapes d'une étude l'impact sur l'environnement :

4.1. Délimitation de la zone d'études



Figure 8.1: Délimitation de la zone influencée par le projet

4.2. Analyse de l'état initial du site et de son environnement

Dans cette partie de l'étude on doit analyser l'état initiale de la zone du projet et qu'on va appeler « état de référence » ou « état zéro ».

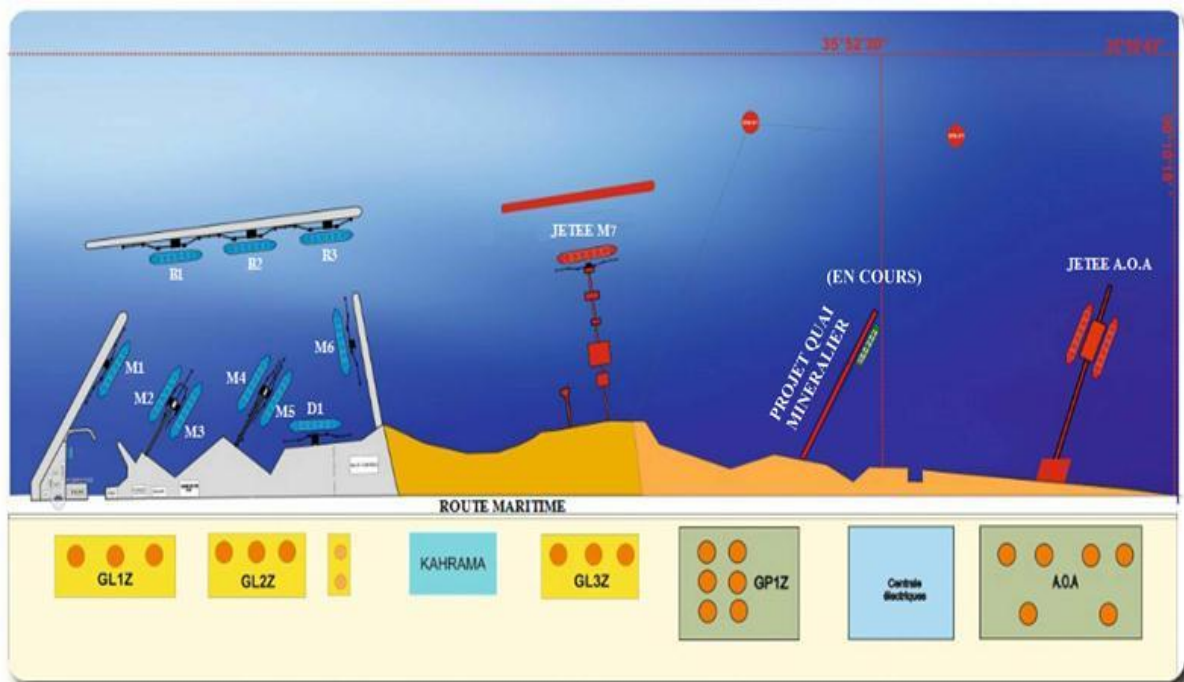


Figure 8.2 : L'état initiale de la zone du projet

Sur notre site en question de Béthioua on a remarqué :

La zone projet est située dans un Parc industriel de première classe en Algérie en termes d'installations industrielles ou maritimes. Où on trouve l'implantation du projet située entre la jetée AOA (Aljazaria Al-Omania lil Asmida ) dédiée au complexe d'ammoniac et d'urée et une centrale électrique a coté de complexe AOA qui est l'une des quatre centrale de la wilaya d'Oran qui produisant une énergie électrique d'une puissance globale de 1.200 MW . de coté ouest de projet On trouve la jetée M7 dédiée au transbordement de GNL et a quelque kilomètre on trouve le port méthanier de Béthioua dédiée au transbordement de GLN et GPL et juste dernier les installation portuaire les complexe industrielles qui sont GL2Z . GL1Z .GL3Z et GP1Z et entre la GL3Z et GL2Z on trouve dessalement KAHRAMA .

### **4.3. Analyse des impacts du projet**

Cette partie porte sur l'identification et l'évaluation des impacts potentiels du projet sur l'environnement.

### **4.4. Identification des impacts potentiels du projet**

L'identification des impacts se fait par confrontation des composantes du milieu récepteur aux activités de chaque phase du projet. Ceci est généralement fait dans une matrice dans laquelle pour chacune des interrelations entre les activités du projet et les composantes pertinentes du milieu. Tous les impacts probables négatifs ou positifs sont identifiés. Ces impacts sont identifiés sur chaque composante du milieu physique, puis du milieu biologique et du milieu humain. Il est alors possible de décrire les sources d'impact directes du projet sur le sol, l'air et l'eau, d'en déduire les impacts sur les milieux biologique et humain découlant des modifications appréhendées sur le milieu physique.

### **4.5. Evaluation des impacts**

Cette étape porte sur l'évaluation des impacts dans le but de déterminer si les impacts potentiels identifiés sont suffisamment significatifs pour justifier l'application des mesures d'atténuation, de surveillance et de suivi.

### **4.6. Mesures d'atténuation et/ou de Compensation des impacts négatifs**

Il est question de présenter les actions ou les mesures appropriées à mettre en œuvre pour prévenir, supprimer ou réduire les impacts négatifs. Ces mesures d'atténuation des impacts potentiels négatifs peuvent être selon le cas proposées par phase d'activité, par source d'impacts, par action ou activité qui a une incidence négative sur une ou plusieurs composantes de l'environnement. L'étude devra préciser pour chacun de ces impacts les actions, ouvrages, dispositifs ou correctifs prévus aux différentes phases du projet.

### **4.7. Surveillance et suivi environnemental**

Le programme de surveillance environnementale fait partie de l'étude d'impacts et son exécution est sous la responsabilité de l'exploitant.

Tableau 8.1: 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
<b>MILIEU PHYSIQUE</b>				
<b>Qualité de l'air et Émissions de gaz à effet de serre (GES)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les travaux de préparation de site.</li> <li>• La circulation des camions et activités de construction.</li> <li>• Les travaux de dragage.</li> </ul>	Émissions de poussières et de contaminants dans l'air générées par la combustion des équipements, des bateaux et des camions.	Faible à Moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mise en place d'un programme de gestion des poussières dès le début des activités de construction.</li> <li>• Contrôle des émissions fugitives de matières particulaires sur les routes et chemins empruntés par les camions.</li> </ul>
<b>Courants et régime Sédimentologie</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Travaux de dragage.</li> </ul>	Panache de sédiments augmentant les MES qui sont dissous rapidement passé la zone de dragage.	Très faible	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Installation d'une bavette entre la barge et le quai lors du transbordement des sédiments;</li> <li>• Suivi régulier de la concentration des MES.</li> <li>• Ralentir la cadence de dragage.</li> <li>• Diminuer la vitesse de remontée du godet et plus particulièrement à la sortie de l'eau;</li> </ul>
<b>Nature et qualité des sols</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Travaux de préparation de site, incluant le déboisement et les activités de terrassement.</li> <li>• Entreposage et assèchement des déblais de dragage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Altération des propriétés du sol des aires de chantier.</li> <li>• Changement dans la composition du sol au niveau des zones d'entreposage des déblais de dragage.</li> </ul>	Faible à Moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Demeurer dans les limites de l'aire du projet et des voies d'accès.</li> <li>• Mettre en place une surveillance pendant les travaux d'excavation afin de ne pas engendrer une contamination croisée.</li> <li>• Limiter au strict minimum le décapage, le déblaiement, l'excavation.</li> </ul>

Tableau 8.2: Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de construction (suite)

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	<ul style="list-style-type: none"> <li>Les travaux de préparation de site qui peuvent altérer la qualité de l'eau par la génération de sédiments.</li> <li>La mise en place du système de drainage.</li> <li>Les travaux de dragage;</li> <li>L'entreposage et l'assèchement des déblais de dragage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Érosion des sols créant un apport en sédiments dans les eaux de ruissellement.</li> <li>Mise en suspension de sédiments et une dégradation temporaire de la qualité de l'eau.</li> </ul>	Moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>Respecter les périodes de restriction sur le poisson et son habitat lors des travaux en eau.</li> <li>Éloigner la faune aquatique avant la création d'une enceinte fermée à l'aide d'une méthode appropriée.</li> <li>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</li> </ul>
Environnement sonore	<ul style="list-style-type: none"> <li>Travaux de préparation de site;</li> <li>Travaux de dragage;</li> <li>Gestion des déblais de dragage;</li> <li>Aménagement des infrastructures.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Augmentation des niveaux Sonores.</li> </ul>	Faible A moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>Construction d'un mur-écran</li> <li>Pas d'excavation par dynamitage</li> <li>Mise en place des palplanches par vibrofonçage si techniquement réalisable.</li> <li>Choisir des équipements qui minimisent le bruit.</li> </ul>
<b>MILIEU BIOLOGIQUE</b>				
Végétation terrestre	<ul style="list-style-type: none"> <li>Travaux de préparation de site incluant le déboisement et le retrait du couvert Végétal.</li> <li>Circulation de la machinerie et de véhicules lourds.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Perte du couvert végétal liée aux infrastructures du projet.</li> <li>Perte du couvert végétal liée à l'implantation des aires d'entreposage des déblais de dragage sur le territoire.</li> <li>Perturbation de la végétation près du chantier par la génération de poussières.</li> </ul>	Faible	<ul style="list-style-type: none"> <li>Délimitation des surfaces à déboiser afin d'éviter tout déboisement non requis.</li> <li>Limitation de la circulation de la machinerie aux aires des travaux.</li> <li>Ensemencement et/ou reboisement des aires temporaires perturbées à la fin des travaux.</li> </ul>

Tableau 8.3: Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de construction (suite)

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention. d'atténuation ou de compensation
<b>Poisson et habitat du poisson</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ensemble des sources d'impact sur la qualité des eaux de surface.</li> <li>Construction du quai.</li> <li>Travaux de dragage.</li> <li>Mise en place du réseau de drainage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Perte d'habitat du poisson par la construction du quai.</li> <li>Modification de l'habitat du poisson par les travaux de dragage.</li> </ul>	Faible à moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ensemble des mesures identifiées pour limiter les impacts sur la qualité des eaux de surface.</li> <li>Délimitation des aires de travail afin d'éviter des empiètements non requis dans l'habitat du poisson</li> </ul>
<b>Oiseaux et leurs habitats</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Dérangement par le bruit occasionné par les travaux de construction et la circulation des véhicules et de la machinerie.</li> <li>Travaux de dragage. par leurs effets sur certains herbiers aquatiques.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Empiètement du quai et du dragage. modifiant l'habitat des oiseaux aquatiques.</li> <li>Dérangement de la faune à proximité des travaux de construction par le bruit et les vibrations.</li> </ul>	Faible à moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>Appliquer les mesures de protection de la végétation terrestre et des milieux humides.</li> <li>Appliquer les mesures de réduction du bruit;</li> <li>Appliquer les mesures de réduction des effets de la luminosité.</li> </ul>
<b>Faune benthique</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Travaux de dragage.</li> <li>Mise en place du quai.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Perte permanente de l'habitat de la faune benthique</li> <li>Modification de l'habitat de la faune benthique sur aire de dragage</li> </ul>	moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ensemble des mesures identifiées pour limiter les impacts sur la qualité des eaux de surface. notamment pour limiter les apports en MES.</li> </ul>

Tableau 8.4 : Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de construction (suite)

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation
<b>MILIEU HUMAIN</b>				
<b>Activités récréé touristiques</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Circulation de véhicules et de machinerie lourde.</li> <li>• Déboisement et terrassement de la future cour des conteneurs.</li> <li>• Opérations de dragage et de transport de sédiments.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Perturbation de la Route verte Par l'augmentation du trafic.</li> <li>• Perturbation de la navigation de plaisance, notamment la Route bleue.</li> </ul>	Faible	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Installer une signalisation de dangers.</li> <li>• Limiter le déboisement à la zone des travaux;</li> </ul>
<b>Infrastructures publiques</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Circulation de véhicules et de machinerie lourde.</li> <li>• Opérations de dragage et de transport de sédiments.</li> <li>• Aménagement de liens ferroviaires.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Circulation accrue des travailleurs et des camions sur les routes.</li> <li>• Dégradation de l'état des routes.</li> <li>• Perturbation de services publics</li> </ul>	Forte	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Établir un plan de circulation avant le début des travaux.</li> <li>• Limiter la circulation des véhicules et de la machinerie lourde hors des routes d'accès et des aires de travaux désignées.</li> </ul>
<b>Sécurité de la population</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Circulation de véhicules et de machinerie.</li> <li>• Opérations de dragage.</li> <li>• Manutention et entreposage d'hydrocarbures et de matières dangereuses.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Risques de déversements de matières dangereuses.</li> <li>• Risques de collisions.</li> </ul>	Forte	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Établir un plan de circulation avant le début des travaux.</li> <li>• Mise à jour du plan d'urgence.</li> <li>• Établir des périodes privilégiées de camionnage</li> </ul>
<b>Retombées économiques et emplois</b>	Ensemble des activités sur le projet	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Investissement</li> <li>• Emplois équivalent</li> <li>• Revenus pour le gouvernement</li> </ul>	Très forte	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Exploration des possibilités de formation pour la main-d'œuvre locale...etc.</li> </ul>

Tableau 8.5 : Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de exploitation

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation
<b>MILIEU PHYSIQUE</b>				
<b>Qualité de l'air et Émissions de gaz à effet de serre (GES)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Transport et manutention des conteneurs.</li> <li>Activités de transport sur route générant des émissions fugitives de matières particulaires.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Les émissions annuelles estimées de GES sur le site du projet durant l'exploitation est très élevée.</li> </ul>	Moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>Grues à alimentation électrique.</li> <li>Utilisation de véhicules électriques pour la manutention des conteneurs.</li> <li>Nettoyage des routes, des aires de circulation et des surfaces.</li> </ul>
<b>Qualité de l'eau de surface</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>La navigation et les manœuvres des navires</li> <li>Le dragage d'entretien</li> <li>L'entretien des cours d'eau.</li> <li>La circulation des camions, des trains et de la machinerie.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Apport en hydrocarbures, en MES, en sels dissous ou en matières organiques.</li> </ul>	Moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>Programme de suivi des eaux de drainage et des points de rejets au milieu récepteur.</li> <li>Surveillance environnementale lors du dragage d'entretien.</li> </ul>
<b>Environnement Sonore</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Navires à quai.</li> <li>Transbordement et manutention des conteneurs entre le quai, la cour des conteneurs et la cour intermodale.</li> <li>Camions et trains sur le site.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Augmentation des niveaux sonores.</li> </ul>	Forte	<ul style="list-style-type: none"> <li>Programme de suivi des niveaux sonores.</li> <li>Utilisation d'alarmes de déplacement à large bande de Fréquence.</li> <li>Électrification des navires à quai, pour ceux acceptant ce type de branchement.</li> </ul>

Tableau 8.6: Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de exploitation (suite)

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation
<b>MILIEU BIOLOGIQUE</b>				
<b>Végétation terrestre</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Présence des infrastructures.</li> <li>Circulation de la machinerie et de véhicules lourds.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Perturbation de la végétation près des installations par la génération de poussières</li> </ul>	Faible	<ul style="list-style-type: none"> <li>Limitation de la circulation des véhicules aux voies autorisées.</li> <li>Suivi de la reprise de la végétation dans les aires revégétalisées.</li> </ul>
<b>Végétation aquatique et milieux humides</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Navigation.</li> <li>Manœuvre d'approche et de départ des navires.</li> <li>Présence du quai.</li> <li>Dragage d'entretien.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Modification du régime hydrosédimentologique menant à une dégradation potentielle des herbiers.</li> <li>Apport en sédiment dans les herbiers lors des dragages d'entretien.</li> </ul>	Forte	<ul style="list-style-type: none"> <li>Limitation de la circulation des véhicules aux voies autorisées Territoire à accès contrôlé.</li> <li>Interdiction de cueillette par les employés.</li> </ul>
<b>Faune benthique</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Dragage d'entretien.</li> <li>Navigation.</li> <li>Manœuvre d'approche et de départ des navires.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Risque d'introduction d'espèces exotiques envahissantes par la présence de navires additionnels.</li> <li>dragages d'entretien</li> </ul>	Faible	<ul style="list-style-type: none"> <li>Continuité dans la mise en place des mesures en matière de gestion des eaux de ballast.</li> <li>Mesures identifiées pour préserver la qualité des eaux de surface</li> </ul>
<b>Poisson et habitat du poisson</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>La présence physique du quai.</li> <li>Le dragage d'entretien.</li> <li>L'entretien des cours d'eau.</li> <li>La navigation et les manœuvres des navires.</li> <li>La navigation.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Diminution de la qualité de l'eau et dégradation de l'habitat du poisson.</li> <li>Bruit sous-marin</li> </ul>	Forte	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesures identifiées pour préserver la qualité des eaux de surface.</li> <li>Programme de suivi</li> </ul>

Tableau 8.7: Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de exploitation (suite)

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation
<b>Oiseaux et leurs habitats</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Circulation des camions et des trains;</li> <li>• Activités au quai ;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dérangement par le bruit et la lumière.</li> <li>• Mortalité par collisions.</li> </ul>	Moyenne	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mesures de réduction de la luminosité.</li> <li>• Mesures de réduction du bruit.</li> </ul>
<b>MILIEU HUMAINE</b>				
<b>Activités récréotouristiques</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Manœuvres d'approche et de départ des Navires.</li> <li>• Transbordement de marchandises.</li> <li>• Dragage d'entretien.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Perturbation de la circulation</li> <li>• Effets sur les ressources</li> </ul>	Forte	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Installer une signalisation de dangers et de circulation.</li> <li>• Maintenir/ajouter des aires boisées</li> </ul>
<b>Infrastructures publiques</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Présence et circulation de travailleurs.</li> <li>• Circulation de marchandises par camion et par train.</li> <li>• Approvisionnement en eau potable.</li> <li>• Gestion des eaux usées sanitaires.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 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.</li> </ul>	Très Forte	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Installer une signalisation de dangers et de circulation.</li> <li>• Vitesse réduite et dos d'âne sur le site du projet.</li> </ul>
<b>Sécurité de la population</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Transport de matières dangereuses.</li> <li>• Opérations de transbordement de Marchandises.</li> <li>• Circulation de camions et de trains</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Risques de déversements de matières dangereuses.</li> <li>• Risques de collisions.</li> </ul>	Forte	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Respecter la réglementation en vigueur en matière de transport de matières dangereuses</li> </ul>

Tableau 8.8: Synthèse des impacts et des mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation en phase de exploitation (suite)

Composante de l'environnement	Source d'impact	Description de l'impact	Importance de l'impact	Mesures de prévention, d'atténuation ou de compensation
<b>Retombées économiques et emplois</b>	Ensemble des activités d'exploitation du quai	Ensemble des activités d'exploitation du quai	Très forte	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 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.</li> </ul>

## **5. Conclusion**

L'objectif principal à atteindre est celui d'intégrer le projet dans l'environnement qu'il traverse avec le minimum de nuisances économiques, environnementales et écologiques.

## Conclusion générale

Notre travail consiste à l'étude de réalisation d'un poste minéralier à l'Est du port de Béthioua dans la wilaya d'Oran englobe en générale tous les éléments d'une étude d'un port telle que le dimensionnement de la digue à talus et la vérification de Terzaghi la stabilisation du quai en caisson vis-à-vis au renversement, glissement et poinçonnement L'analyse de ces trois aspects est abordé par les méthodes classiques de vérifications et calculé par des logiciels.

Cette nouvelle structure nous a conduits à répondre aux exigences des nouvelles charges en particulier l'augmentation de tailles des navires et leur tirant d'eau.

Ce projet de fin d'étude est l'aboutissement de trois mois de travail, il nous a permis d'approfondir les connaissances acquises durant les années de notre formation à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics et les différents stages pratiques au seins des sociétés spécialisées dans le domaine des travaux publics.

Enfin. Cette étude nous a permis d'approfondir et de valoriser les connaissances acquises en travaux maritimes. Ce projet, d'une part, nous a permis de tirer profil de l'expérience des personnes du domaine et d'autre part, de mener une étude en respectant la démarche générale pour une étude d'un ouvrage maritime.

# Bibliographie

**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 2017-2018).

**Mr. RAHMANI** : Cours des travaux maritimes 5ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP). Kouba. Alger. Algérie. (Année 2015-2016).

**Mr. MECHTTI** : Cours des travaux maritimes 5ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP). Kouba. Alger. Algérie.

**Mr. BENREDOUANE**: Cours de Béton armé 4ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP). Kouba. Alger. Algérie.

**Mme. BOUAFIA**: Cours d'Environnement 5ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP). Kouba. Alger. Algérie.

**J. FEUILLET. J.BERNIER. Y.COEFFE & B.CHLOIN** : Le dimensionnement des digues à talus (1987)

**CIRIA. CUR. CETMEF (2009)** : Guide d'encrochement Utilisation des encrochements dans les ouvrages maritimes version française du Rock Manual. P09-01. CETMEF. Compiègne. France.

**DIREN Picardie** : Note de présentation de l'étude d'impact sur l'environnement

**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.

Règlement Parasismique Applicable aux domaines des ouvrages d'art RPOA (Année 2008). Ministère des Travaux Publics (MTP). Algérie.

Règles parasismique Algériennes RPA 99/ VERSION 2003

2001 Fentek marine systems GmbH

**The rock manual**

**ROM 0.5-05**: Geotechnical recommendations for the design of maritime and harbour works. January 2008

**Site internet**

Dimensionnement de la digue

<http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/1598>. 14 avril 2017.

[www.google.com](http://www.google.com)

Wikipédia. généralité. [www.wikipédia.com](http://www.wikipédia.com)

**Logiciel**

Excel 2007

AutoCAD 2018

Autodesk Robot 2018

CEM Coastal Engineering Manual

# **Annexe 1**

## **Annexes au chapitre 02**

## Annexe 1 : Annexes au chapitre 02

- Digue mixte verticalement :

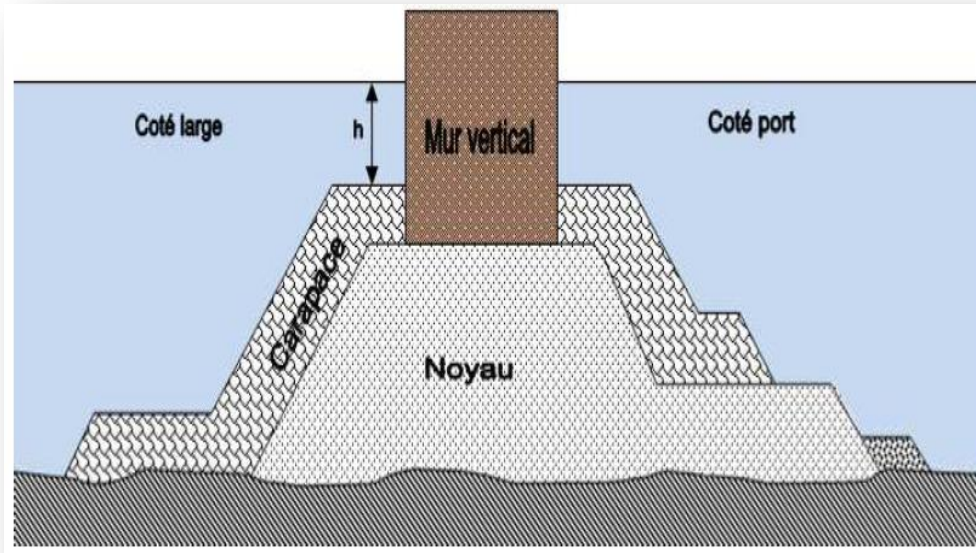


Figure 1.1 : Digue mixte verticalement

- Digue mixte horizontalement

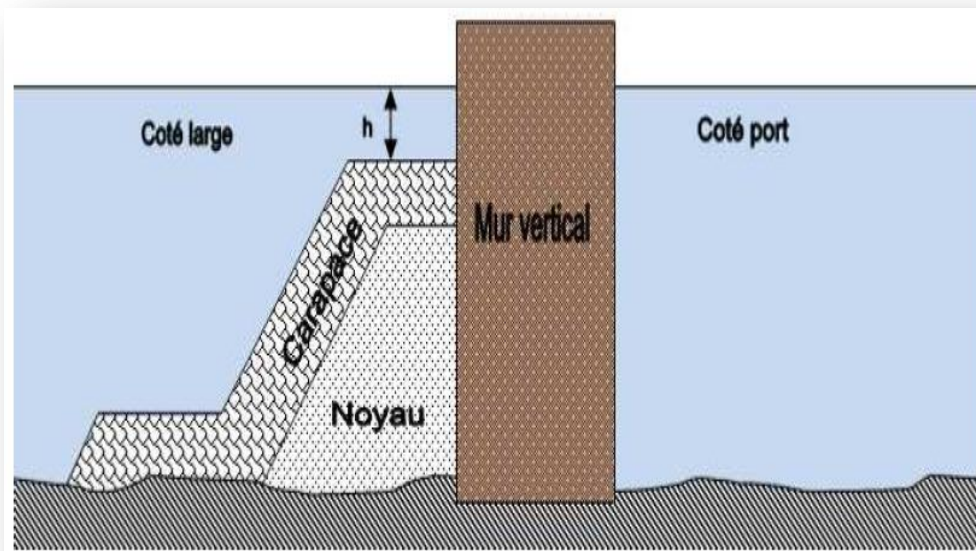


Figure 1.2 : Digue mixte horizontalement

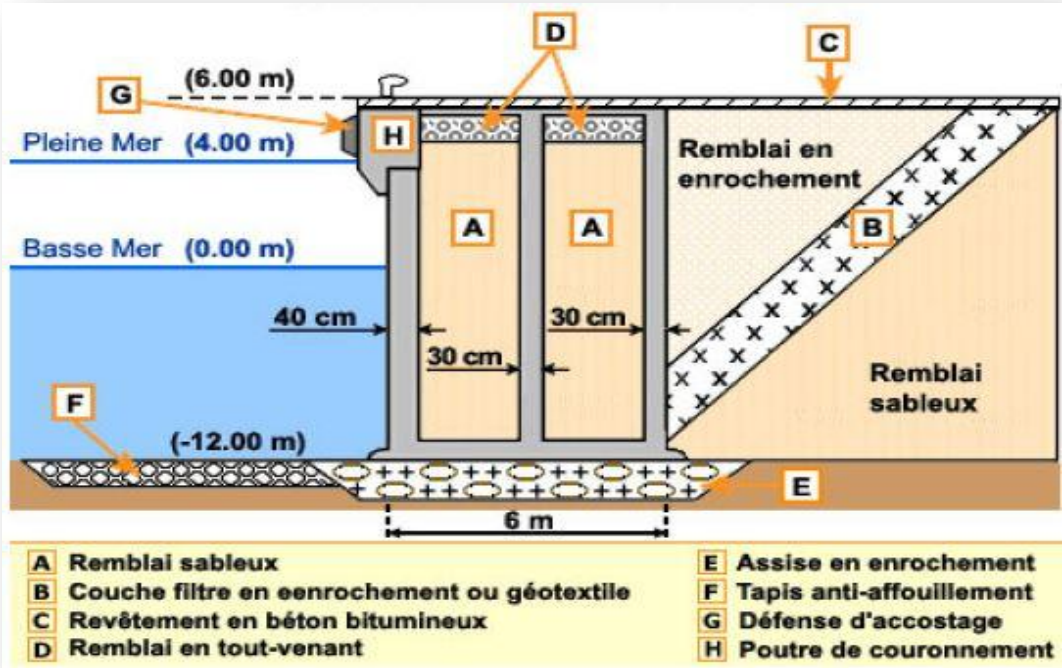


Figure 1.3 : Quai en caisson (béton armé)

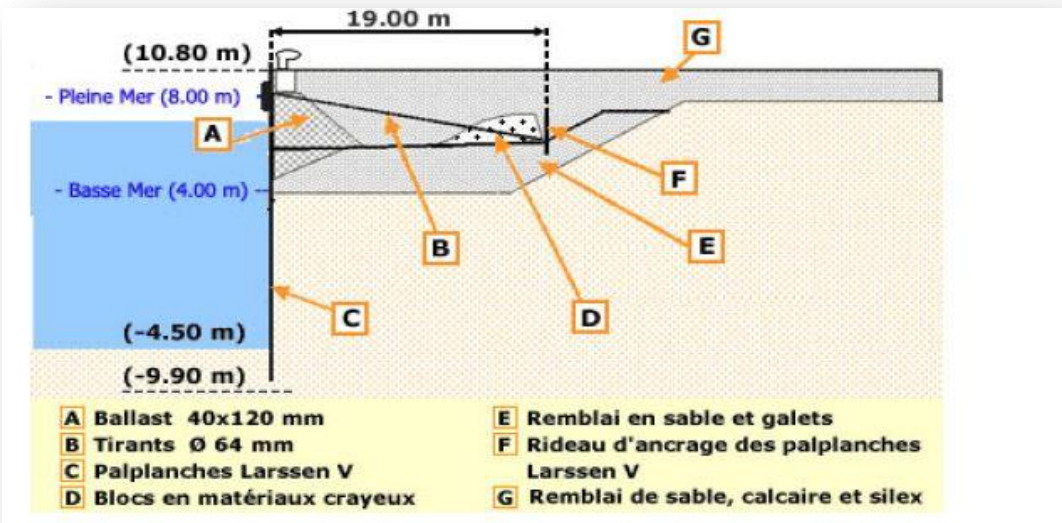


Figure 1.4 : Quai en rideau de plan de palplanches métalliques

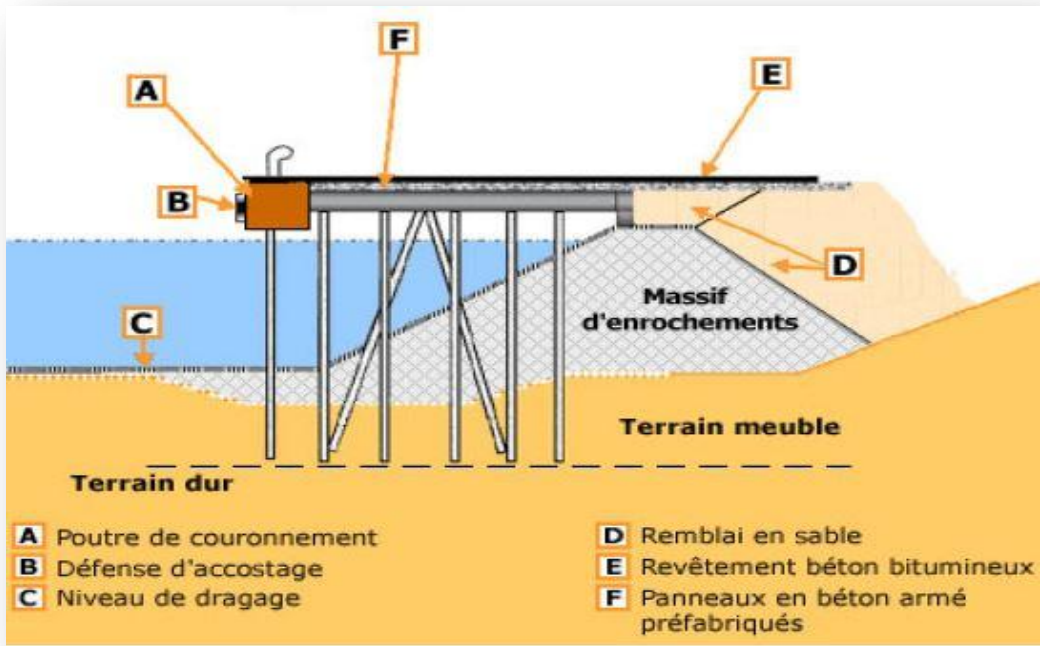


Figure 1.5 : Quai sur pieux

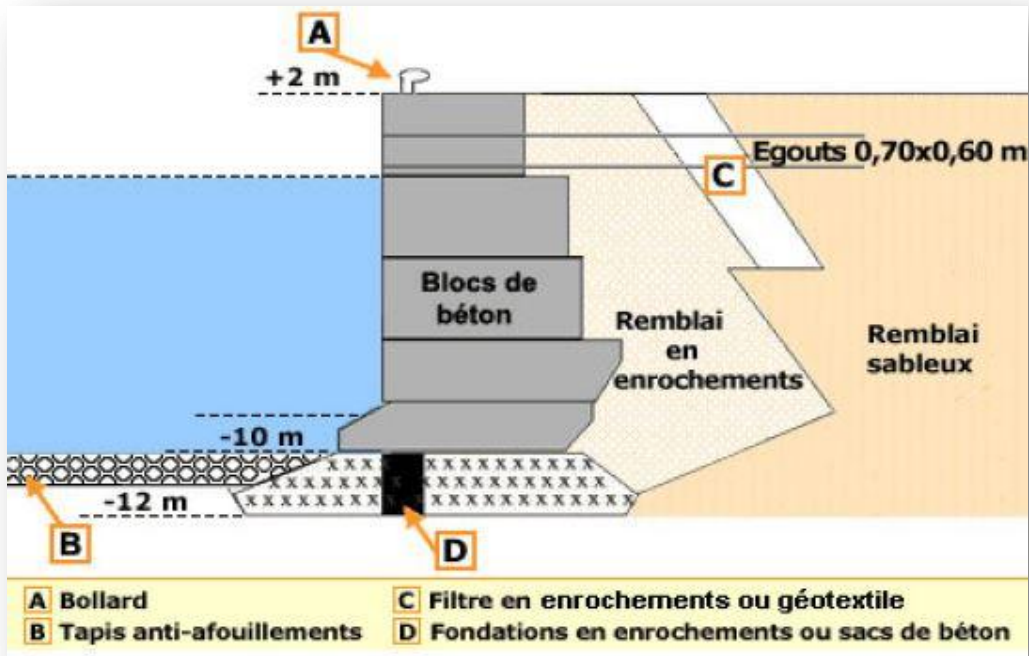


Figure 1.6 : Quai en bloc (béton)

## **Annexe 2**

### **Annexes au chapitre 05**

## Annexe 2 : Annexes au chapitre 05

Tableau 2.1: Valeur de  $K_D$  préconisées pour l'application de la formule d'Hudson.

Désignation des blocs	Nombre de couches	Disposition des couches	Pente du talus coté $\alpha$	Coefficients $K_D$ pour la section courante		Coefficients $K_D$ pour le musoir	
				vague déferlante	vague non déferlante	vague déferlante	vague non déferlante
<b>BLOCS NATURELS</b>							
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
<b>BLOCS PRÉFABRIQUÉS</b>							
TÉTRAPODE ET QUADRIPODE	2	en vrac	1.5			5.9	6.6
			2.0	7.2	8.3	5.5	6.1
			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****		
<b>BLOCS NATURELS</b>							
Blocs anguleux à granulométrie étalée ( $K_{RR}$ )		en vrac		2.2	2.5		

## Valeurs expérimentales des perméabilités et du coefficient $K_{\Delta}$

**Tableau 2.2 : Valeurs expérimentales des perméabilités et du coefficient  $K_{\Delta}$  des carapaces en blocs naturels ou artificiels**

Nature des blocs		Disposition des blocs	Nombre de couche	$K_{\Delta}$	Perméabilité P en %
Blocs naturels	Arrondi	En vrac	2	1.02	38
	Anguleux	En vrac			37
	Anguleux	En vrac	2	1.15	40
	Anguleux à granulométrie étalée	En vrac	3	1.10	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

## Les catégories d'encrochement

**Tableau 2.3 : Les catégories d'encrochements**

Poids unitaire	Destination	Limites en %
W	Carapace	125 à 75
W/10	Filtre	130 à 70
W/200	Noyau	150 à 50
W/4000	Noyau	170 à 30
W/6000	Noyau	170 à 30

**Digue à talus - Côté Ouest****Tableau 2.4 : Caractéristiques de la carapace**

Caractéristiques de la carapace					
Sections	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5
Hs (m)	2.81	4.48	6.78	7.64	8.15
K <sub>D</sub>	3.5	6.8	7.8		
Nombre de couches	2				
Poids médiane des blocs (t)	3 à 6	10	30	40	50
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux	Blocs Cubiques Rainurés (BCR)			
Epaisseur de la carapace totale (m)	2.80	4.00	5.50	6.00	6.00
Diamètre médian des blocs (m)	1.20	1.60	2.50	2.60	3.00
Nombre de blocs sur une surface de 100 m <sup>2</sup>	100	48	23	18	17
Porosité (%)	37	44			

Tableau 2.5 : Caractéristiques de la sous-couche (filtre support)

Caractéristiques de la sous-couche (filtre support)					
Sections	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5
Hs (m)	2.81	4.48	6.78	7.64	8.15
Nombre de couches	2				
Poids médiane des blocs (t)	1 à 3		3 à 6		
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux				
Epaisseur de la sous-couche totale (m)	2.10		2.80		
Diamètre médian des blocs (m)	0.90		1.20		
Nombre de blocs sur une surface de 100 m <sup>2</sup>	173		100		
Porosité (%)	37				

Tableau 2.6 : Caractéristiques de la sous-couche (filtre de transition)

Caractéristiques de la sous-couche (filtre de transition)			
Sections	Section 3	Section 4	Section 5
Hs (m)	6.78	7.64	8.15
Nombre de couches	2		
Poids médiane des blocs (t)	0.5 à 2		
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux		
Epaisseur de la sous-couche totale (m)	1.80		
Porosité (%)	37		

Tableau 2.7 : Caractéristiques de la butée de pied

Caractéristiques de la butée de pied					
Sections	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5
h (m)	3.653	5.824	8.814	9.932	10.59
$K_D$	3.5		4		
Nombre de couches	2				
Poids médiane des blocs (t)	0.5 à 2	1 à 3	3 à 6		
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux				
Epaisseur de la butée de pied totale (m)	1.80	2.10	2.80		
Diamètre médian des blocs (m)	0.90		1.20		
Largeur de la butée de pied (m)	3.60		4.80		
Porosité (%)	37				

**Digue à talus - Côté Est****Tableau 2.8 : Caractéristiques de la carapace**

Caractéristiques de la carapace			
Sections	Section 1	Section 2	Section 3
Hs (m)	2.33	3.38	4.53
$K_D$	4	7.8	
Nombre de couches	2		
Poids médiane des blocs (t)	1 à 3	5	10
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux	Blocs Cubiques Rainurés (BCR)	
Epaisseur de la carapace totale (m)	2.10	3.00	3.60
Diamètre médian des blocs (m)	0.90	1.30	1.60
Nombre de blocs sur une surface de 100 m <sup>2</sup>	173	76	48
Porosité (%)	37	44	

Tableau 2.9 : Caractéristiques de la sous-couche (filtre support)

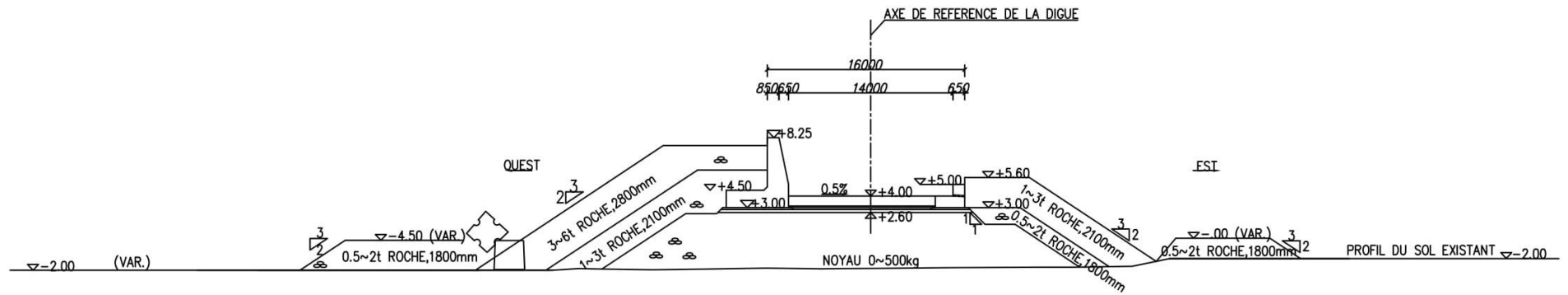
Caractéristiques de la sous-couche (filtre support)			
Sections	Section 1	Section 2	Section 3
Hs (m)	2.33	3.38	4.53
Nombre de couches	2		
Poids médiane des blocs (t)	0.5 à 2	0.5 à 2	1 à 3
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux		
Epaisseur de la sous-couche totale (m)	1.80	1.80	2.10
Diamètre médian des blocs (m)	0.80	0.80	0.90
Nombre de blocs sur une surface de 100 m <sup>2</sup>	236	236	173
Porosité (%)	37		

Tableau 2.10 : Caractéristiques de la butée de pied

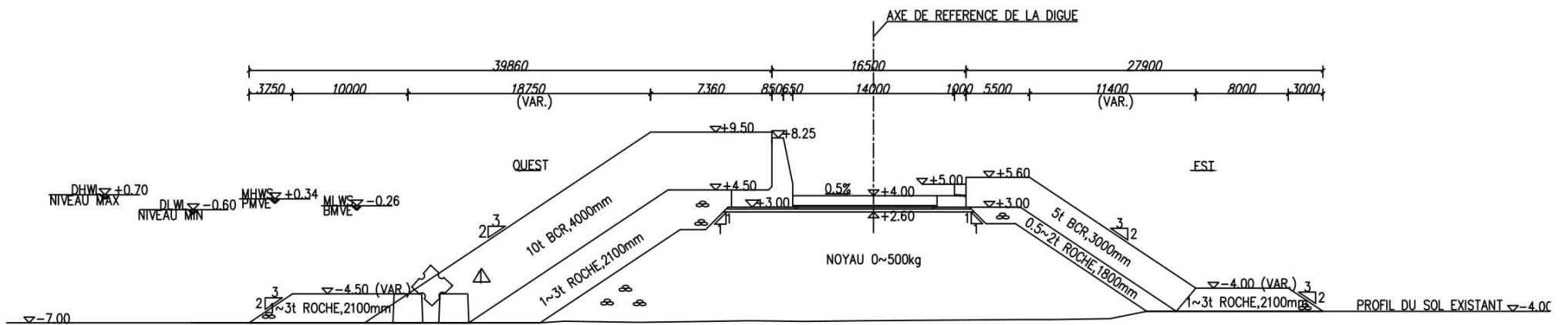
Caractéristiques de la butée de pied			
Sections	Section 1	Section 2	Section 3
h (m)	3.03	4.394	5.889
$K_D$	4		
Nombre de couches	2		
Poids médiane des blocs (t)	0.5 à 2	1 à 3	
Type de blocs	Enrochements naturels anguleux		
Epaisseur de la butée de pied totale (m)	1.80	2.10	
Diamètre médian des blocs (m)	0.80	0.90	
Largeur de la butée de pied (m)	3.20	3.60	
Porosité (%)	37		

- **Note**

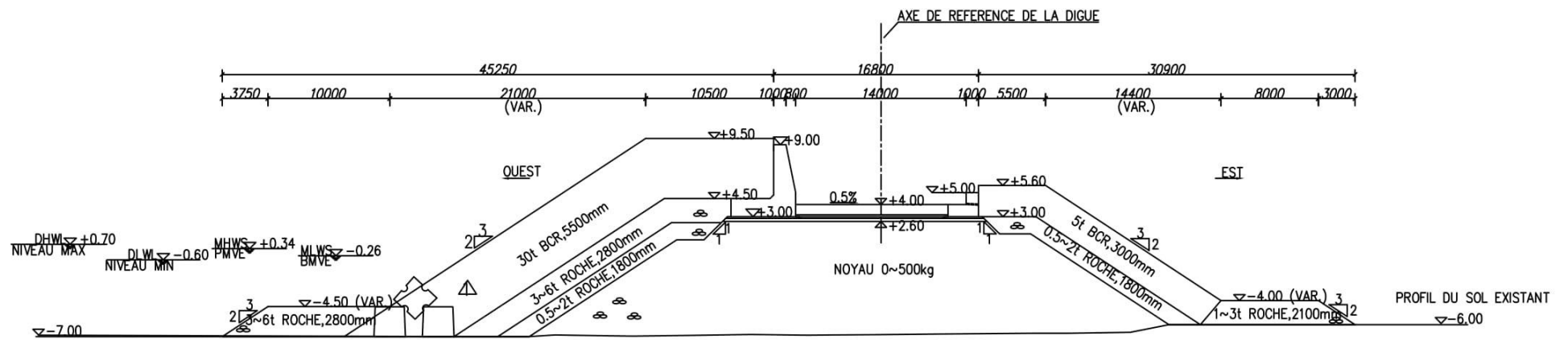
Pour le poids du noyau on prend un TVC de 0 à 500kg.



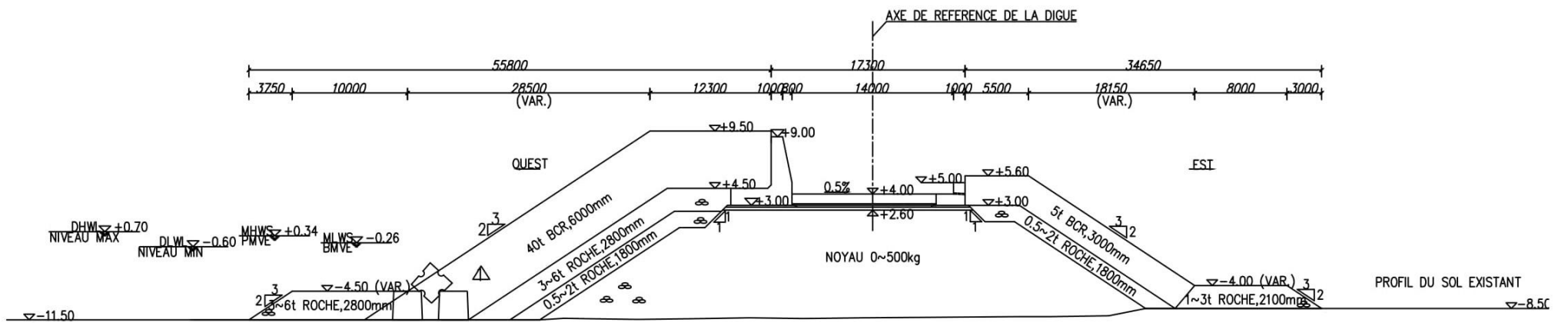
COUPE DE LA DIGUE SECTION 1-1  
(DE 0m À 75m)



COUPE DE LA DIGUE SECTION 2-2  
(DE 75m À 220m)



COUPE DE LA DIGUE SECTION 3-3  
(DE 220m À 380m)



COUPE DE LA DIGUE SECTION 4-4  
(DE 380m À 560m)



## **Annexe 3**

### **Annexes au chapitre 06**

Annexe 3 : Annexes au chapitre 06

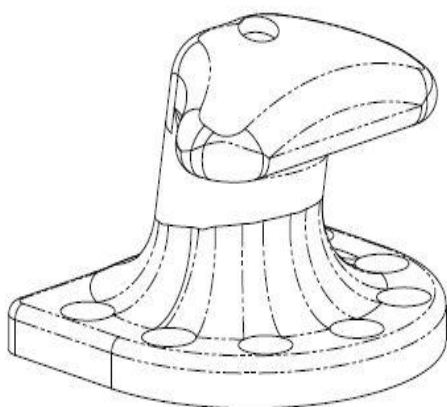


Figure 3.1 : Bollard 200 t

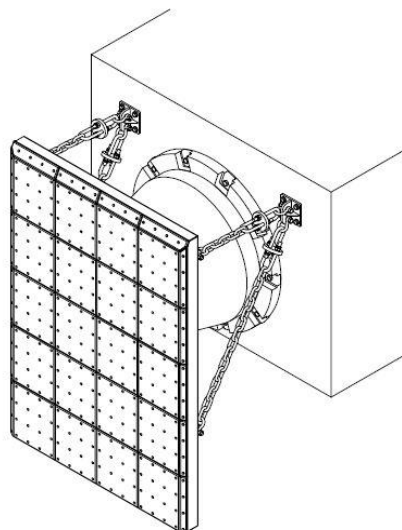


Figure 3.2 : Défense en caoutchouc SCN 2000 F2.0

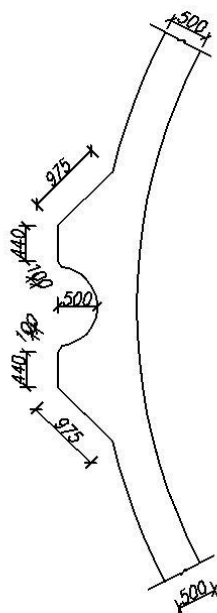


Figure 3.3 : Clé de jonction

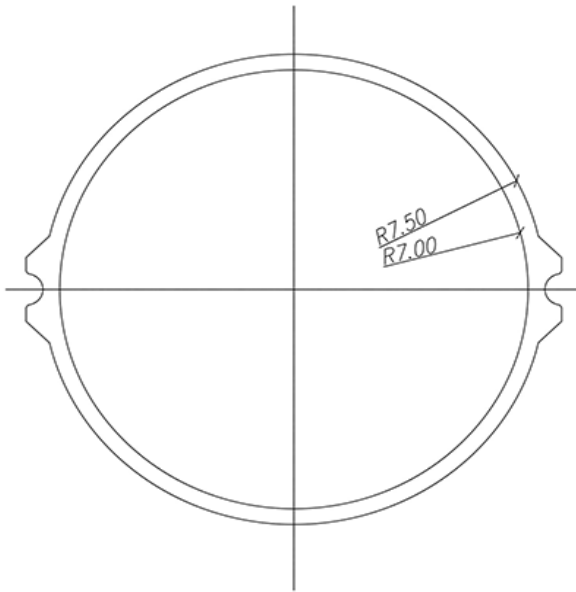


Figure 3.4 : Vue en plan du voile du caisson

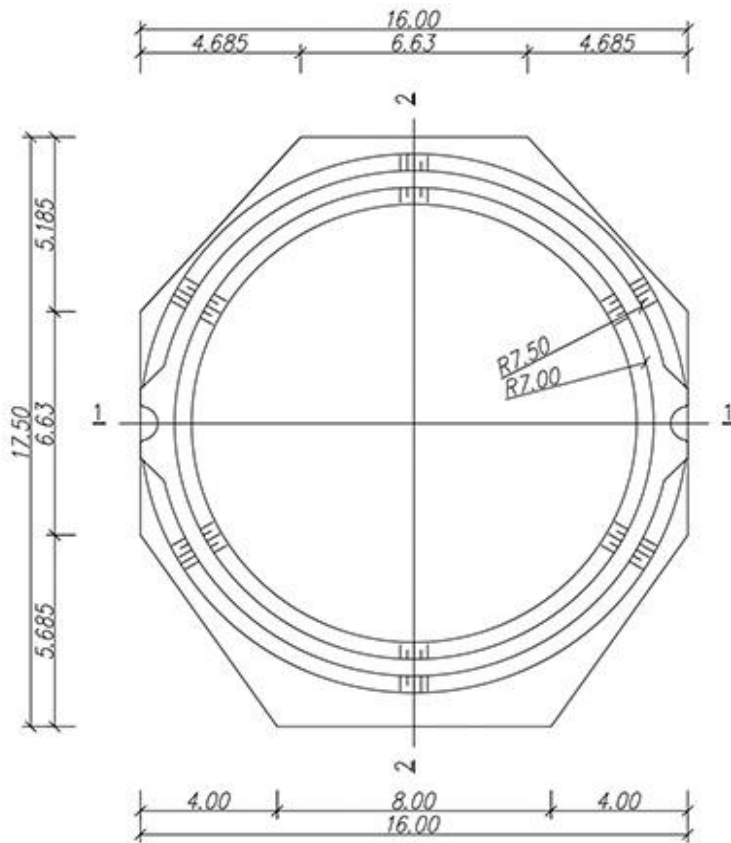
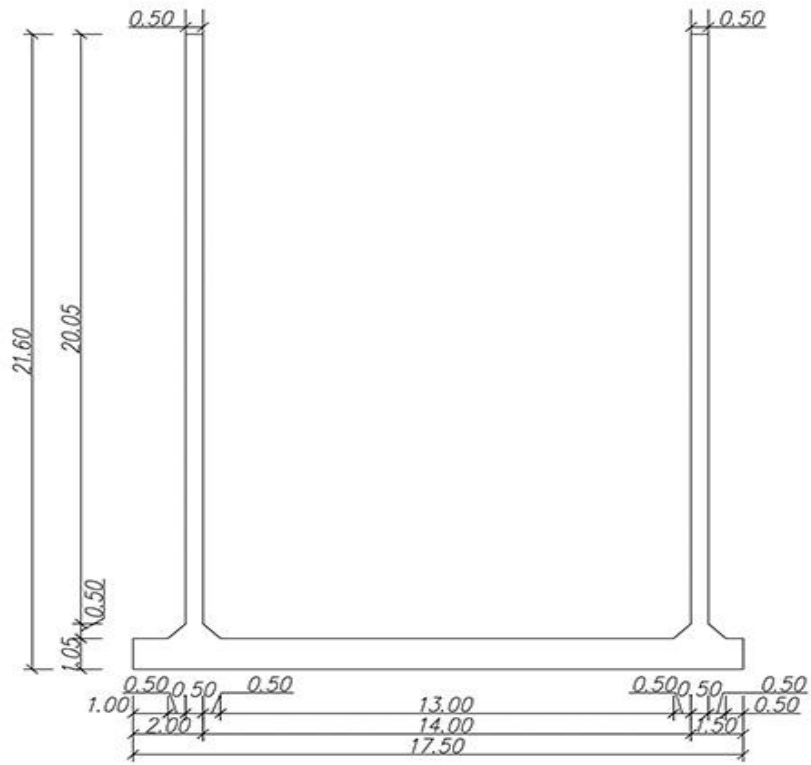
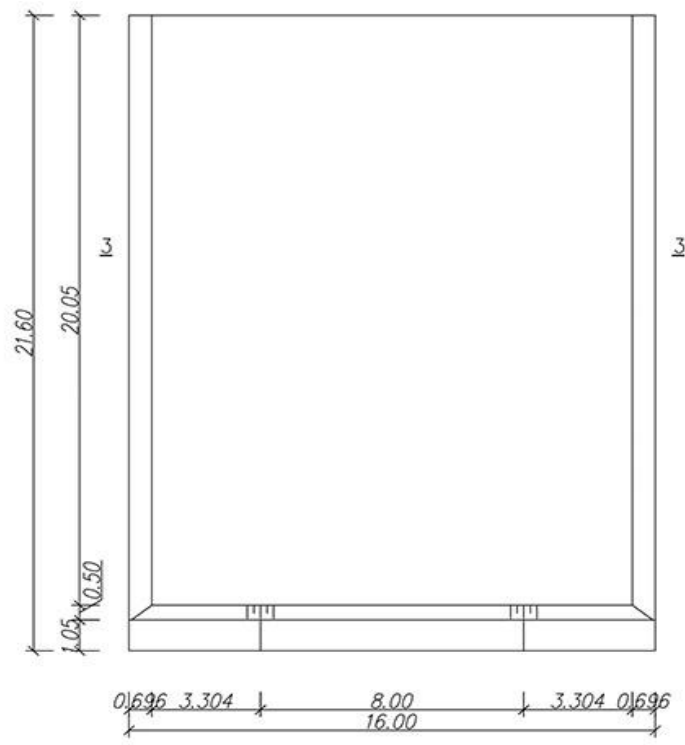


Figure 3.5 : Vue de dessus du caisson



**Figure 3.6 : Section 2-2 du caisson**



**Figure 3.7 : Elévation du caisson**

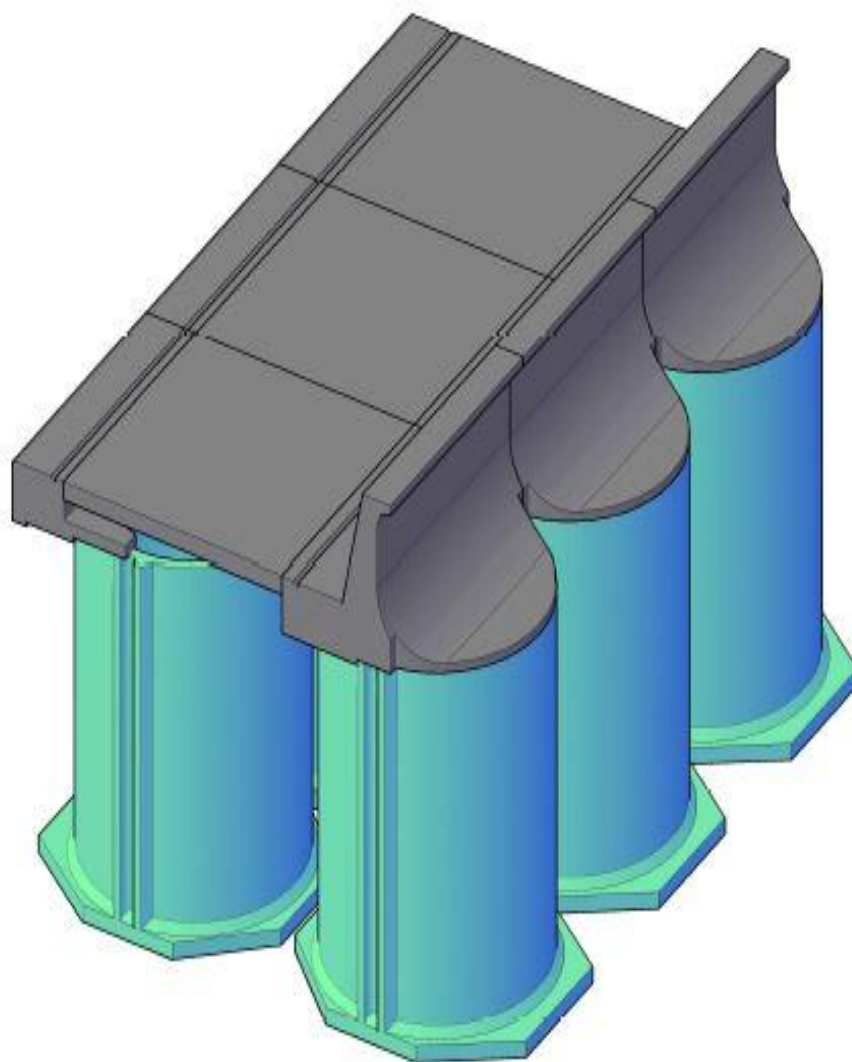


Figure 3.8 : Vue en 3D du caisson

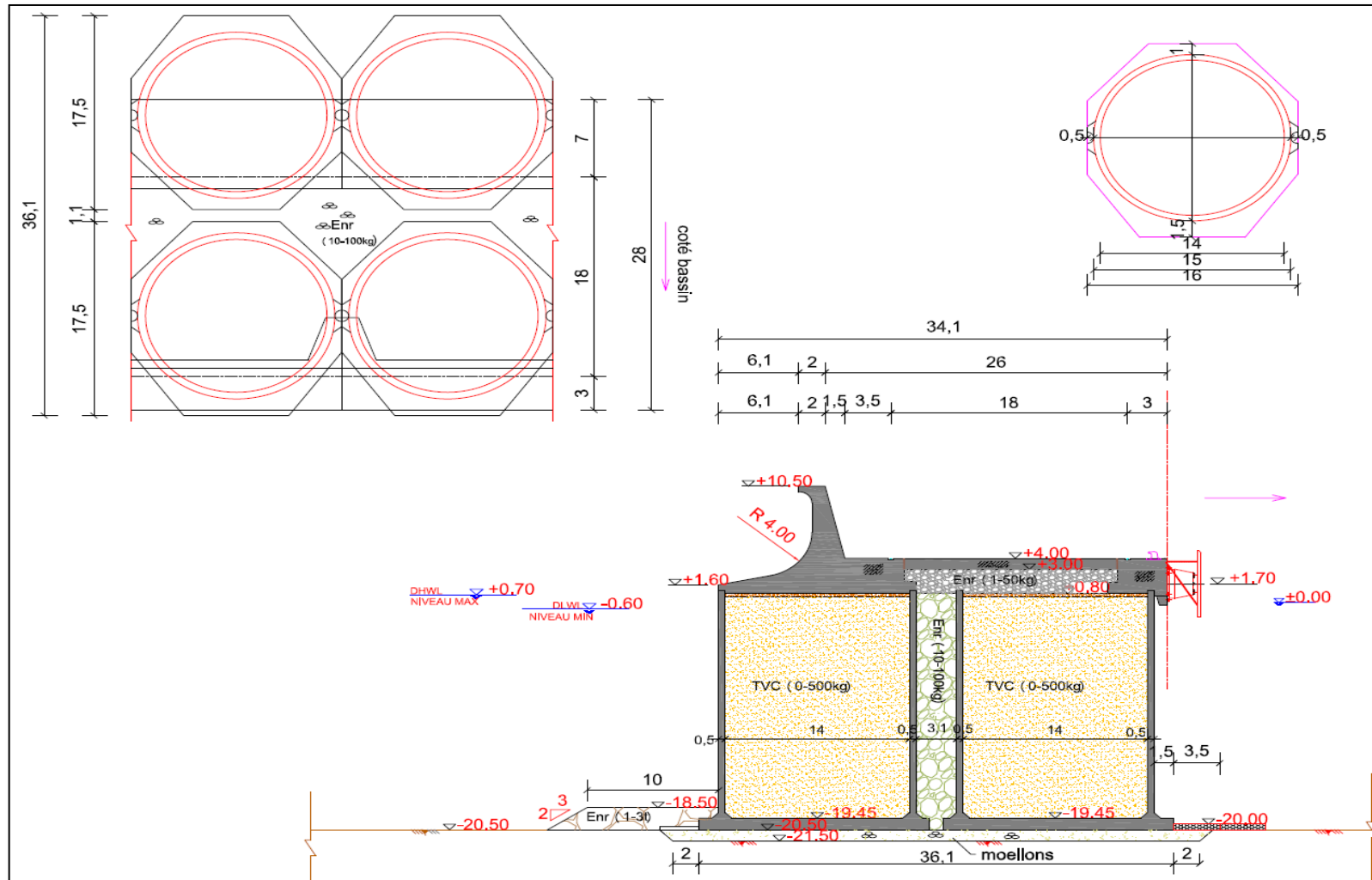


Figure 3.9 : Vue général du quai

**Tableau 3.1 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du caisson à +0.7 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Radier	2	489.24	7 338.6	0.525	3 852.76	18.05	132 461.73
Voile Emergé	2	18.21	455.3	21.4	9 743.42	18.05	8 218.16
Voile Immergé	2	917.42	13 761.3	11.125	153 094.46	18.05	248 391.47
Total	-	-	21 555.2	7.73	166 690.65	18.05	389 071.36

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{166690.65}{21555.2} = 7.73 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{389071.36}{21555.2} = 18.05 \text{ m}$$

**Tableau 3.2 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai en TVC à +0.7 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai en TVC Emergé	2	30.77	523.09	21.25	11 115.7	18.05	9 441.77
Remblai en TVC Immergé	2	6 203.7	62 037	11.125	690 161.6	18.05	1 119 767.85
Total	-	-	62 560.1	11.21	701 277.3	18.05	1 129 209.62

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{701277.3}{62560.1} = 11.21 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{1129209.62}{62560.1} = 18.05 \text{ m}$$

**Tableau 3.3 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai entre les caissons à +0.7 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai Emergé	1	14.07	239.19	21.25	5 082.79	18.05	4 317.38
Remblai Immergé	1	2 835.10	28 351.05	11.125	315 405.43	18.05	511 736.45
Total	-	-	28 590.24	11.21	320 488.22	18.05	516 053.83

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{320488.2}{28590.24} = 11.21 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{516053.83}{28590.24} = 18.05 \text{ m}$$

**Tableau 3.4 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai (1-50kg) à +0.7 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai (1-50kg)	1	530	9 010	22.43	202 094.3	12.35	111 273.5

**Tableau 3.5 : Valeurs des poids, bras de levier et moments de la dalle à +0.7 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Dalle	1	259.2	6 480	24	155 520	12.4	80 352

**Tableau 3.6 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de couronnement à +0.7 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Mur de couronnement	1	722.5	18 062.5	24.8	447 950	25	451 562.5

**Tableau 3.7 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de capping à +0.7 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Mur de capping	1	250.88	6 272	22.7	142 374.4	2.4	15 052.8

**Tableau 3.8 : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson à +0.7 m**

Elément	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Caisson	21 555.2	7.73	166 690.65	18.05	389 071.36
Remblais TVC	62 560.1	11.21	701 277.3	18.05	1 129 209.62
Remblais entre caisson	28 590.24	11.21	320 488.22	18.05	516 053.83
1-50kg	9 010	22.43	202 094.3	12.35	111 273.5
Dalle	6 480	24	155 520	12.4	80 352
Mur de Couronnement	18 062.5	24.8	447 950	25	451 562.5
Mur de capping	6 272	22.7	142 374.4	2.4	15 052.8
Total	152 530	14	2 136 394.85	17.65	2 692 575.62

**Tableau 3.9 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du caisson à -0.6 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Radier	2	489.24	7 338.6	0.525	3 852.765	18.05	132 461.73
Voile Emergé	2	77.4	1 935	20.75	40 151.25	18.05	34 926.75
Voile Immergé	2	858.39	12 875.85	10.475	134 874.53	18.05	232 409.09
Total	-	-	22 149.45	8.08	178 878.54	18.05	399 797.57

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{178878.54}{22149.45} = 8.08 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{399797.57}{22149.45} = 18.05 \text{ m}$$

**Tableau 3.10 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai en TVC à -0.6 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai en TVC Emergé	2	430.8	7 323.6	20.6	150 866.16	18.05	132 190.98
Remblai en TVC Immergé	2	5 800.52	58 005.2	10.475	607 604.47	18.05	1 046 993.86
Total	-	-	65 328.8	11.61	758 470.63	18.05	1 179 184.84

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{758470.63}{65328.8} = 11.61 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{1179184.84}{65328.8} = 18.05 \text{ m}$$

**Tableau 3.11: Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai entre les caissons à -0.6 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai Emergé	1	196.98	3 348.64	20.6	68 981.98	18.05	60 442.95
Remblai Immergé	1	2 652.19	26 521.95	10.475	277 817.43	18.05	478 721.20
Total	-	-	29 870.6	11.61	346 799.41	18.05	539 164.15

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{346799.41}{29870.6} = 11.61 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{539164.15}{29870.6} = 18.05 \text{ m}$$

**Tableau 3.12 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai (1-50kg) à -0.6 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai (1-50kg)	1	530	9 010	22.43	202 094.3	12.35	111 273.5

**Tableau 6.13 : Valeurs des poids, bras de levier et moments de la dalle à -0.6 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Dalle	1	259.2	6480	24	155 520	12.4	80 352

**Tableau 6.14 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de couronnement à -0.6 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Mur de couronnement	1	722.5	18 062.5	24.8	447 950	25	451 562.5

**Tableau 3.15 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de capping à -0.6 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Mur de capping	1	250.88	6 272	22.7	142 374.4	2.4	15 052.8

**Tableau 3.16 : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson à -0.6 m**

Elément	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Caisson	22 149.45	8.08	178 878.54	18.05	399 797.57
Remblais TVC	65 328.8	11.61	758 470.63	18.05	1 179 184.84
Remblais entre caisson	29 870.6	11.61	346 799.33	18.05	539 164.08
Remblai (1-50kg)	9 010	22.43	202 094.3	12.35	111 273.5
Dalle	6 480	24	155 520	12.4	80 352
Mur de Couronnement	18 062.5	24.8	447 950	25	451 562.5
Mur de capping	6 272	22.7	142 374.4	2.4	15 052.8
Total	157 173.3	14.20	2 232 087.21	17.66	2 776 387.29

**Tableau 3.17 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du caisson à +0.34 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Radier	2	489.24	7 338.6	0.525	3 852.765	18.05	132 461.73
Voile Emergé	2	34.6028	865.07	21.22	18 356.78	18.05	15 614.51
Voile Immergé	2	901.04	13 515.6	10.945	147 928.24	18.05	243 956.58
Total	-	-	21 719.27	7.66	170 137.78	18.05	392 032.82

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{170137.78}{21719.27} = 7.83 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{392032.82}{21719.27} = 18.05 \text{ m}$$

**Tableau 3.18 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai en TV à +0.34 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai en TVC Emergé	2	116.93	1 987.81	21.07	41 883.1567	18.05	35 879.97
Remblai en TVC Immergé	2	6 089.76	60 897.6	10.945	666 524.2	18.05	1 099 201.7
Total	-	-	62 885.41	11.27	708 407.39	18.05	1 135 081.65

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{708407.39}{62885.41} = 11.27 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{1135081.65}{62885.41} = 18.05 \text{ m}$$

**Tableau 3.19: Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai entre les caissons à +0.34 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai Emergé	1	64.72	1 100.24	21.07	23 182.06	18.05	19 859.3
Remblai Immergé	1	2 784.43	27 844.3	10.945	304 755.86	18.05	502 589.62
Total	-	-	28 944.54	11.33	327 937.92	18.05	522 448.95

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{327937.92}{28944.54} = 11.33 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{522448.95}{28944.54} = 18.05 \text{ m}$$

**Tableau 3.20: Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai (1-50kg) à +0.34 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai (1-50kg)	1	530	9 010	22.43	202 094.3	12.35	111 273.5

**Tableau 3.21 : Valeurs des poids, bras de levier et moments de la dalle à +0.34 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Dalle	1	259.2	6 480	24	155 520	12.4	80 352

**Tableau 3.22: Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de couronnement à +0.34 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Mur de couronnement	1	722.5	18 062.5	24.8	447 950	25	451 562.5

**Tableau 3.23 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de capping à +0.34 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Mur de capping	1	250.88	6 272	22.7	142 374.4	2.4	15 052.8

**Tableau 3.24 : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson à +0.34 m**

Elément	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Caisson	21 719.27	7.83	170 137.78	18.05	392 032.82
Remblais TVC	62 885.41	11.27	708 407.39	18.05	1 135 081.65
Remblais entre caisson	28 944.54	11.33	327 937.92	18.05	522 448.95
1-50kg	9 010	22.43	202 094.3	12.35	111 273.5
Dalle	6 480	24	155 520	12.4	80352
Mur de Couronnement	18 062.5	24.8	447 950	25	451 562.5
Mur de capping	6 272	22.7	142 374.4	2.4	15 052.8
Total	153 373.7	14.04	2 154 421.79	17.65	2 707 804.22

**Tableau 3.25 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du caisson à -0.26 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Radier	2	489.24	7 338.6	0.525	3 852.765	18.05	132 461.73
Voile Emergé	2	61.92	1 548.02	20.92	32 384.58	18.05	27 941.76
Voile Immergé	2	873.72	13 105.8	10.645	139 511.241	18.05	236 559.69
Total	-	-	21 992.42	8	175 748.58	18.05	396 963.18

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{175748.58}{21992.42} = 8 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{396963.18}{21992.42} = 18.05 \text{ m}$$

**Tableau 3.26 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai en TVC à -0.26 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai en TVC Emergé	2	326.18	5 545.06	20.77	115 170.896	18.05	100 088.333
Remblai en TVC Immergé	2	5 905.14	59 051.4	10.645	628 602.153	18.05	1 065 877.8
Total	-	-	64 596.46	11.51	743 773.05	18.05	1 165 966.10

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{743773.05}{64596.46} = 11.51 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{1165966.1}{64596.46} = 18.05 \text{ m}$$

**Tableau 3.27: Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai entre les caissons à -0.26 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai Emergé	1	149.14	2 535.38	20.77	52 659.84	18.05	45 763.609
Remblai Immergé	1	2 700.3	27 000.3	10.645	287 418.2	18.05	487 355.4
Total	-	-	29 535.68	11.51	340 078.036	18.05	533 119

Le bras de levier vertical global

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{340078.036}{29535.68} = 11.51 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{533119}{29535.68} = 18.05 \text{ m}$$

**Tableau 3.28 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai (1-50kg) à -0.26 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai (1-50kg)	1	530	9 010	22.43	202 094.3	12.35	111 273.5

**Tableau 3.29 : Valeurs des poids, bras de levier et moments de la dalle à -0.26 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Dalle	1	259.2	6 480	24	155 520	12.4	80 352

**Tableau 3.30 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de couronnement à -0.26 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Mur de couronnement	1	722.5	1 806.25	24.8	447 950	25	451 562.5

**Tableau 3.31 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du mur de capping à -0.26 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Mur de capping	1	250.88	6 272	22.7	142 374.4	2.4	15 052.8

**Tableau 3.32 : Récapitulatif des poids, bras de levier et moments calculés par caisson à -0.26 m**

Elément	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Caisson	21 992.42	8	175 748.58	18.05	396 963.18
Remblais TVC	64 596.46	11.51	743 773.04	18.05	1 165 966.1
Remblais entre caisson	29 535.68	11.51	340 078.036	18.05	533 119
1-50kg	9 010	22.43	202 094.3	12.35	111 273.5
Dalle	6 480	24	155 520	12.4	80 352
Mur de Couronnement	1 806.25	24.8	447 950	25	451 562.5
Mur de capping	6 272	22.7	142 374.4	2.4	15 052.8
Total	155 949.1	14.16	2 207 538.37	17.66	2 754 289.11

Les données d'entrée ainsi Les résultats de calcul qui ont été fait à l'aide d'une table de calcul du référentiel de l'ingénierie côtière de l'US Army : "Coastal Engineering Manual" (C.E.M) représenté dans les tableaux suivant :

**Tableau 3.33 : Force des houles sous l'effet de la crête d'onde**

Période de retour de houle			$W_{Ce}$	$W_{Ce}$	$W_{Ce}$	$W_{Ce}$
			100 ans	100 ans	100 ans	100 ans
Elévation du sommet du mur de couronnement	Et	(m. NGA)	10.5	10.5	10.5	10.5
Elévation du fond du mur de couronnement	E <sub>b</sub>	(m. NGA)	-20.5	-20.5	-20.5	-20.5
Largeur du fond d'un caisson	B <sub>s</sub>	m	17.5	17.5	17.5	17.5
Largeur du fond de la structure	B	m	36.1	36.1	36.1	36.1
Longueur longitudinale de caisson	L <sub>c</sub>	m	16	16	16	16
Niveau d'eau prévu	DWL	(m. NGA)	0.7	0.34	-0.26	-0.6
Profondeur d'eau	h	m	22.7	22.34	21.74	21.4
	h'	m	21.2	20.84	20.24	19.9
	h <sub>b</sub>	m	22.7	22.34	21.74	21.4
	d	m	19.2	18.84	18.24	17.9
Hauteur d'onde effective	H1/3	m	8.81	8.81	8.81	8.81
Hauteur d'onde de calcul	HD	m	15.858	15.858	15.858	15.858
Période effective	T <sub>s</sub>	s	13.43	13.43	13.43	13.43
Angle d'incidence de vagues	β	°	30	30	30	30
Longueur d'onde	L	m	171.06	169.69	167.37	166.03
Coefficient de correction de la pression des vagues	λ <sub>1</sub>	-	1	1	1	1
	λ <sub>2</sub>	-	1	1	1	1
	λ <sub>3</sub>	-	1	1	1	1
Poids volumique de l'eau marine	ρg	kN/m <sup>3</sup>	10.25	10.25	10.25	10.25
Coefficient	α <sub>1</sub>	-	0.81	0.82	0.82	0.82
	α <sub>2</sub>	-	0.04	0.04	0.04	0.04
	α <sub>3</sub>	-	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	p <sub>1</sub>	(kN/m <sup>2</sup> )	127.27	127.90	128.99	129.64
	p <sub>2</sub>	(kN/m <sup>2</sup> )	93.02	93.90	95.41	96.30
	p <sub>3</sub>	(kN/m <sup>2</sup> )	95.28	96.19	97.73	98.63
	p <sub>u</sub>	(kN/m <sup>2</sup> )	92.30	93.02	94.23	94.93
		(kN/m <sup>2</sup> )	46.15	46.51	47.12	47.46
Force de résultant horizontal	F <sub>h</sub>	kN	53 296.53	53 392.37	53 534.97	53 606.80
Force de résultant vertical	F <sub>v1</sub>	kN	26 656.06	26 864.29	27 215.00	27 415.76
Moment de résultant horizontal	M <sub>h</sub>	kN.m	817 948.92	815 161.04	809 967.65	806 731.95
Moment de résultant vertical	M <sub>v</sub>	kN.m	641522.49	646 533.81	654 974.23	659 806.00

Tableau 3.34 : Valeur standard de la force des houles sous l'effet de la creux d'onde

			$W_{Te}$	$W_{Tn}$	$W_{Te}$	$W_{Te}$
Période de retour de houle			100a	100a	100a	100a
Élévation du sommet du mur de couronnement	Et	m. NGA	10.5	10.5	10.5	10.5
Élévation du fond du mur de couronnement	Eb	m. NGA	-20.5	-20.5	-20.5	-20.5
Largeur de fond	B	m	36.1	36.1	36.1	36.1
Longueur longitudinale de caisson	Lc	m	16	16	16	16
Niveau d'eau prévu	DWL	(m. NGA)	0.7	0.34	-0.26	-0.6
Hauteur d'onde effective	HS	m	8.81	8.81	8.81	8.81
Hauteur du niveau d'eau prévu au fond du caisson	h	m	21.2	20.84	20.24	19.9
Hauteur d'onde prévue	$H_D$	m	15.858	15.858	15.858	15.858
Poids volumique de l'eau marine	$\rho g$	$\text{kN/m}^3$	10.25	10.25	10.25	10.25
Force de houles	$P_n$	$\text{kN/m}^2$	81.27	81.27	81.27	81.27
	$P_n-0.5$	$\text{kN.m}$	40.64	40.64	40.64	40.64
Force résultant horizontal	$P'$	kN	22412.29	21 944.16	21 163.94	20 721.82
Moment de résultant horizontal	$M'$	$\text{kN.m}$	196 549.82	188 565.66	175 633.22	168 512.64
Force de résultant vertical I	$P'u_1$	kN	23 471.43	23 471.43	23 471.43	23 471.43
Moment de résultant vertical I	$M'u_1$	$\text{kN.m}$	273 833.30	273 833.30	273 833.30	273 833.30
Moment de résultant vertical	$M'u$	$\text{kN.m}$	273 833.30	273 833.30	273 833.30	273 833.30

**Tableau 3.35 : Valeurs des poids, bras de levier et moments du caisson coté bassin à 00.00 m**

Elément	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Radier	244.62	3 669.3	0.525	1 926.38	8.75	32 106.37
Voile Emergé	25.035	625.875	21.05	13 174.67	8.75	5 476.41
Voile Immergé	442.68	6 640.2	10.775	71 548.15	8.75	58 101.75
Total	-	10 935.375	7.92	86 649.21	8.75	95 684.53

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{86649.21}{10935.3745} = 7.92 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{95684.53}{10935.37} = 8.75 \text{ m}$$

**Tableau 3.36: Valeurs des poids, bras de levier et moments du remblai en TVC de caisson coté bassin à 00.00 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai en TVC Emergé	2	123.088	2 092.496	20.9	43 733.17	8.75	18 309.34
Remblai en TVC Immergé	2	2 992.575	29 925.75	10.775	322 449.96	8.75	261 850.313
Total	-	-	32 018.25	11.44	366 183.12	8.75	280 159.653

Le bras de levier vertical global :

$$d_v = \frac{\sum M_h}{\sum P} = \frac{366183.12}{32018.25} = 11.44 \text{ m}$$

Le bras de levier horizontal global :

$$d_h = \frac{\sum M_v}{\sum P} = \frac{280159.653}{32018.25} = 8.75 \text{ m}$$

**Tableau 3.37: Valeurs des poids et moments du remblai (1-50kg) du caisson coté bassin à 00.00 m**

Matériau	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Remblai (1-50kg)	1	485.76	8 257.92	22.43	185 225.15	11.2	92 488.70

**Tableau 3.38 : Valeurs des poids et moments de la dalle du caisson coté bassin à 00.00 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Dalle	1	220.8	5520	24	132 480	12.4	68 448

**Tableau 3.39 : Valeurs des poids et moments du mur de capping du caisson coté bassin à 00.00 m**

Elément	N	V (m <sup>3</sup> )	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (KN.m)
Mur de capping	1	250.88	6 272	22.7	142 374.4	2.4	15 052.8

**Tableau 3.40 : Récapitulatif des poids et moments du caisson coté bassin à 00.00 m**

Elément	P (kN/caisson)	d (m)	M <sub>h</sub> (kN.m)	d (m)	M <sub>v</sub> (kN.m)
Caisson	10 935.375	7.92	86 649.21	8.75	95 684.53
Remblais TVC	32 018.25	11.44	366 183.12	8.75	280 159.653
1-50kg	8 257.92	22.43	185 225.15	11.2	92 488.70
Dalle	5 520	24	132 480	12.4	68 448
Mur de capping	6 272	22.7	142 374.4	2.4	15 052.8
Total	63 003.54	14.49	912 911.875	8.76	551 833.69

• **Force due au séisme du caisson coté bassin à 00.00 m**

Quand une structure est soumise à un mouvement sismique, ses fondations bougent avec le sol. Comme le mouvement est généralement rapide, il cause des efforts et des déformations dans les éléments constitutifs de la structure.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$F_{Sh} = P \times K_h$$

$$F_{Sv} = P \times (\pm K_v)$$

Avec :

- $F_{Sh}$ : Composante horizontale de la force due au séisme.
- $F_{Sv}$ : Composante verticale de la force due au séisme.
- $K_h$ : Accélération sismique horizontale.  $K_h = 0.25$
- $\pm K_v$ : Accélération sismique verticale.  $K_v = 0.075$
- $P$ : Poids propre du quai par caisson.

**Tableau 3.41 : Valeurs des forces et des moments dû au séisme**

Niveau d'eau 0.00 m	P (kN/caisson)	$F_h$ (kN/caisson)	d (m)	$M_h$ (kN.m/caisson)	$F_v$ (kN/caisson)	d (m)	$M_v$ (kN.m/caisson)
	63 003.54	15 750.88	14.49	228 230.25	4 725.27	8.65	40 873.55

**Tableau 3.42 : Valeurs de  $N_\gamma$ ,  $N_q$  et  $N_c$  en fonction de  $\varphi$  (d'après CAQUOT et KERISEL)**

$\varphi$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$\varphi$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
<b>36</b>	56.60	37.80	50.60	<b>40</b>	113.00	64.20	75.40
<b>37</b>	67.00	42.90	55.70	<b>41</b>	133.00	73.90	83.90
<b>38</b>	79.50	48.90	61.40	<b>42</b>	164.00	85.40	93.70
<b>39</b>	94.70	56.00	67.90	<b>43</b>	199.00	99.00	105.00

Tableau 3.43 : Symboles des charges

Symboles	Charges
PP	Poids propre de la structure
CR <sub>s</sub>	Charge d'appareil de levage en état de service
CR <sub>h</sub>	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

Pour la vérification de la stabilité au glissement et au renversement de la structure globale de quai en caisson on utilise les combinaisons suivantes :

Tableau 3.44 : Combinaisons de charges

Combinaison des charges	
Combinaisons de charges statiques	
CS1 ELU	PP + WCe
CS2 ELU	PP + WCe + CR <sub>h</sub>
CS3 ELS	PP + WCn + ML + CR <sub>s</sub>
CS4 ELU	PP + WTe
CS5 ELU	PP + WTe + CR <sub>h</sub>
Combinaisons de charges dynamiques	
CD 1	PP + Aed + Fz

Tableau 3.45 : Résultats de stabilité au glissement

ELU STATIQUE										
Combinaison	Niveau d'eau (m)	Composante horizontale de la force des vagues We (kN)	Grue portique hors fonctionnement (kN)	Résultante des forces horizontales (kN)	Poids de la structure (kN)	Pression des vagues (kN)	Grue portique hors fonctionnement (kN)	Force de flottabilité des vagues We (kN)	Résultante des forces verticales (kN)	Fs
CS1	Crête (+0.70)	53 297	-	53 297	152 530	3 686	-	25 844	140 710	1.58
	Crête (-0.60)	53 607	-	53 607	157 173.3	3 464	-	26 580	144 911	1.62
CS2	Crête (+0.70)	53 297	1 430	53 297	152 530	3 686	14 300	25 844	155 010	1.70
	Crête (-0.60)	53 607	1 430	53 607	157 173.3	3 464	14 300	26 580	159 211	1.74

Tableau 3.46 : Résultats de stabilité au glissement

ELU STATIQUE									
Combinaison	Niveau d'eau (m)	Composante horizontale de la force des vagues We (kN)	Grue portique hors fonctionnement (kN)	Résultante des forces horizontales (kN)	Poids de la structure (kN)	Grue portique hors fonctionnement (kN)	Force de flottabilité des vagues We (kN)	Résultante des forces verticales (kN)	F <sub>s</sub>
CS4	Creux (+0.70)	22 412	-	22 412	152 530	-	22 756	169 880	4.45
	Creux (-0.60)	20 722	-	20 722	157 173.3	-	22 756	174 538	4.95
CS5	Creux (+0.70)	22 412	1 430	22 412	152 530	14 300	22 756	180 484	4.54
	Creux (-0.60)	20 722	1 430	20 722	157 173.3	14 300	22 756	185 127	5.01

Tableau 3.47 : Résultats de stabilité au glissement

ELS STATIQUE											
Combinaison	Niveau d'eau (m)	Composante horizontale de la force des vagues $W_e$ (kN)	Grue portique en fonctionnement (kN)	Force d'amarrage (kN)	Résultante des forces horizontales (kN)	Poids de la structure (kN)	Grue portique en fonctionnement (kN)	Pression des vagues (kN)	Force de flottabilité des Vague $W_n$ (kN)	Résultante des forces verticales (kN)	$F_s$
CS3	Crête (+0.34)	16 299	1 320	2 000	19 619	153 374	13 200	759	7 723	162 699	4.98
	Crête (-0.26)	16 123	1 320	2 000	19 443	155 949	13 200	712	7 898	165 122	5.10

Tableau 3.48 : Résultats de stabilité au glissement

DYNAMIQUE								
Combinaison	Niveau d'eau (m)	Force horizontale sismique (kN)	Pression hydrodynamiques (kN)	Résultante des forces horizontales (kN)	Poids de la structure (kN)	Force verticale sismique (kN)	Résultante des forces verticales (kN)	F <sub>s</sub>
CD1	(+0.34)	38 343	10 387	48 731	153 374	115 03	141 871	1.75
	(-0.26)	38 987	9 798	48 785	155 949	116 96	144 253	1.77

Tableau 3.49 : Résultats de stabilité au renversement

ELU STATIQUE									
Combinaison	Niveau d'eau (m)	Composante horizontale du moment des vagues $W_e$ (kN.m)	Moment de la force des vagues (kN.m)	Grue portique hors fonctionnement (kN.m)	Résultante des moments horizontaux (kN.m)	Moment du poids de la structure (kN.m)	Grue portique hors fonctionnement (kN.m)	Résultante des moments verticaux (kN.m)	$F_s$
CS1	Crête (+0.70)	817 949	641 522	-	1 202 862	2 672 576	-	2 672 576	2.22
	Crête (-0.60)	806 732	659 806	-	1 202 616	2 776 387	-	2 776 387	2.31
CS2	Crête (+0.70)	817 949	641 522	35 035	1 237 897	2 672 576	114 465	2 787 041	2.25
	Crête (-0.60)	806 732	659 806	35 035	1 237 651	2 776 387	114 465	2 890 852	2.34

Tableau 3.50 : Résultats de stabilité au renversement

ELU STATIQUE									
Combinaison	Niveau d'eau (m)	Composante horizontale du moment des vagues $W_e$ (kN.m)	Moment de la force des vagues (kN.m)	Grue portique hors fonctionnement (kN.m)	Résultante des moments horizontaux (kN.m)	Moment du poids de la structure (kN.m)	Grue portique hors fonctionnement (kN.m)	Résultante des moments verticaux (kN.m)	$F_S$
CS4	Creux (+0.70)	196 550	273 833	-	32 250	2 672 576	-	2 672 576	83.96
	Creux (-0.60)	168 513	273 833	-	4 213	2 776 387	-	2 776 387	658.97
CS5	Creux (+0.70)	196 550	273 833	35 035	67 285	2 672 576	114 465	2 822 269	41.94
	Creux (-0.60)	168 513	273 833	35 035	39 248	2 776 387	114 465	2 890 852	73.66

Tableau 3.51 : Résultats de stabilité au renversement

ELS STATIQUE										
Combinaison	Niveau d'eau (m)	Composante horizontale du moment des vagues $W_e$ (kN.m)	Grue portique en fonctionnement (kN.m)	Force d'amarrage (kN.m)	Composante horizontale du moment de la force des vagues (kN.m)	Résultante des moments horizontaux (kN.m)	Moment du poids de la structure (kN.m)	Grue portique en fonctionnement (kN.m)	Résultante des moments verticaux (kN.m)	$F_s$
CS3	Crête (+0.34)	16 299	32 340	46 900	234 861	428 326	2 707 804	132 600	2 840 404	6.63
	Crête (-0.26)	16 123	32 340	46 900	234 861	430 846	2 754 289	132 600	2 886 889	6.7

Tableau 3.52 : Résultats de stabilité au renversement

DYNAMIQUE								
Combinaison	Niveau d'eau (m)	Moment horizontal sismique (kN.m)	Pression hydrodynamiques (kN.m)	Résultante des moments horizontaux (kN.m)	Moment du poids de la structure (kN.m)	Moment vertical sismique (kN.m)	Résultante des moments verticaux (kN.m)	F <sub>s</sub>
CD1	(+0.34)	557 130	86 587	643 717	2 754 289	203 028	2 551 261	3.96
	(-0.26)	552 060	79 322	631 382	2 707 804	206 555	2 501 249	3.96

Tableau 3.53 : Résultats de stabilité au poinçonnement

Type de caisson	Niveau d'eau / Fz	Combinaison	Vk	MR	MO	B	$\gamma_1$	d1	$\xi$	e	Justifications $\xi \geq B/3$	B1	e'
Caisson du côté mer	+0.7m	CS2	-2723.38	3047.19	0	17.5	10	1.5	7.63	1.12	oui	17.50	1.18
		CS3	-2841.13	3136.06	0	17.5	10	1.5	7.65	1.10	oui	17.50	1.17
		CS4	-2848.25	3820.06	0	17.5	10	1.5	7.41	1.34	oui	17.50	1.42
	-0.26m	CS2	-2793.19	2916.81	0	17.5	10	1.5	7.71	1.04	oui	17.50	1.10
		CS3	-2910.75	3005.25	0	17.5	10	1.5	7.72	1.03	oui	17.50	1.09
		CS4	-2912.38	3610.94	0	17.5	10	1.5	7.51	1.24	oui	17.50	1.31
	y +0.25g z -0.075g	CD1	-5694.00	-7930.00	0	17.5	10	1.5	7.36	1.39	oui	17.50	1.55
		CD2	-5728.56	-7905.63	0	17.5	10	1.5	7.37	1.38	oui	17.50	1.53
	y +0.25g z +0.075g	CD1	-5097.81	-7500.00	0	17.5	10	1.5	7.28	1.47	oui	17.50	1.63
CD2		-5133.00	-7475.00	0	17.5	10	1.5	7.29	1.46	oui	17.50	1.61	
Caisson du côté bassin portuaire	+0.7m	CS2	-5612.44	9009.38	0	17.5	10	1.5	7.14	1.61	oui	17.50	1.78
		CS3	-5895.06	9415.00	0	17.5	10	1.5	7.15	1.60	oui	17.50	1.78
		CS4	-6476.25	10628.75	0	17.5	10	1.5	7.11	1.64	oui	17.50	1.84
	-0.26m	CS2	-5617.00	8896.88	0	17.5	10	1.5	7.17	1.58	oui	17.50	1.76
		CS3	-5899.63	9303.13	0	17.5	10	1.5	7.17	1.58	oui	17.50	1.76
		CS4	-6475.00	10585.00	0	17.5	10	1.5	7.12	1.63	oui	17.50	1.83
	y +0.25g z -0.075g	CD1	-5958.31	8590.00	0	17.5	10	1.5	7.31	1.44	oui	17.50	1.61
		CD2	-6043.19	8714.38	0	17.5	10	1.5	7.31	1.44	oui	17.50	1.61
	y +0.25g z +0.075g	CD1	-5319.50	8279.38	0	17.5	10	1.5	7.19	1.56	oui	17.50	1.72
CD2		-5408.13	8355.00	0	17.5	10	1.5	7.21	1.54	oui	17.50	1.71	

Tableau 3.54 : Résultats de stabilité au poinçonnement

Type de caisson	Niveau d'eau / Fz	Combinaison	V'k	H'k	tgδ'	δ'	B'e	γk	Ck	φk	qk	tgφk	λ
Caisson du côté mer	+0.7m	CS2	3030.88	-887.44	0.29	16.32	18.14	10	144	26.9	10	0.507	1.217
		CS3	3148.63	-869.50	0.28	15.44	18.17	10	144	26.9	10	0.507	1.219
		CS4	3155.75	-883.94	0.28	15.65	17.66	10	144	26.9	10	0.507	1.185
	-0.26m	CS2	3100.69	-866.88	0.28	15.62	18.30	10	144	26.9	10	0.507	1.227
		CS3	3218.25	-849.13	0.26	14.78	18.31	10	144	26.9	10	0.507	1.228
		CS4	3219.88	-856.31	0.27	14.89	17.87	10	144	26.9	10	0.507	1.199
	y +0.25g z -0.075g	CD1	6001.50	1967.13	0.33	18.15	17.40	10	144	26.9	10	0.507	1.167
		CD2	6036.06	1974.88	0.33	18.12	17.43	10	144	26.9	10	0.507	1.169
	y +0.25g z +0.075g	CD1	5405.31	1924.13	0.36	19.59	17.25	10	144	26.9	10	0.507	1.157
CD2		5440.50	1930.44	0.35	19.54	17.28	10	144	26.9	10	0.507	1.159	
Caisson du côté bassin portuaire	+0.7m	CS2	5919.94	-1603.81	0.27	15.16	16.93	10	144	26.9	10	0.507	1.136
		CS3	6202.56	-1615.56	0.26	14.60	16.94	10	144	26.9	10	0.507	1.137
		CS4	6783.75	-1649.94	0.24	13.67	16.83	10	144	26.9	10	0.507	1.129
	-0.26m	CS2	5924.50	-1592.50	0.27	15.05	16.98	10	144	26.9	10	0.507	1.139
		CS3	6207.13	-1604.56	0.26	14.49	16.99	10	144	26.9	10	0.507	1.140
		CS4	6782.50	-1644.63	0.24	13.63	16.84	10	144	26.9	10	0.507	1.130
	y +0.25g z -0.075g	CD1	6265.81	-1952.13	0.31	17.30	17.29	10	144	26.9	10	0.507	1.160
		CD2	6350.69	-1955.81	0.31	17.12	17.29	10	144	26.9	10	0.507	1.160
	y +0.25g z +0.075g	CD1	5627.00	-1889.06	0.34	18.56	17.05	10	144	26.9	10	0.507	1.144
CD2		5715.63	-1910.25	0.33	18.48	17.08	10	144	26.9	10	0.507	1.145	

Tableau 3.55 : Résultats de stabilité au poinçonnement

Type de caisson	Niveau d'eau / Fz	Combinaison	$\alpha$	NcB	NqB	N $\gamma$ B	F'k	V'd	Fs
Caisson du côté me	+0.7m	CS2	31.092	11.797	6.985	4.411	39353.105	3030.8	12.984
		CS3	32.711	12.428	7.305	4.855	41848.922	3148.6	13.291
		CS4	32.329	12.277	7.229	4.754	39922.674	3155.7	12.651
	-0.26m	CS2	32.380	12.297	7.239	4.760	41690.927	3100.6	13.446
		CS3	33.898	12.899	7.544	5.196	44106.479	3218.2	13.705
		CS4	33.696	12.818	7.503	5.143	42544.475	3219.8	13.213
	y +0.25g z -0.075g	CD1	27.623	10.499	6.327	3.555	32798.990	6001.5	5.465
		CD2	27.683	10.521	6.338	3.568	32935.831	6036.0	5.457
	y +0.25g z +0.075g	CD1	24.735	9.476	5.807	2.927	28893.780	5405.3	5.345
		CD2	24.854	9.517	5.828	2.951	29096.985	5440.5	5.348
Caisson du côté bassin portuaire	+0.7m	CS2	33.217	12.627	7.406	5.018	39241.69	5919.9	6.629
		CS3	34.222	13.029	7.610	5.314	40706.48	6202.6	6.563
		CS4	35.870	13.698	7.950	5.826	42784.17	6783.7	6.307
	-0.26m	CS2	33.421	12.708	7.447	5.076	39661.18	5924.5	6.694
		CS3	34.410	13.105	7.648	5.370	41107.17	6207.1	6.623
		CS4	35.940	13.727	7.964	5.848	42931.75	6782.5	6.330
	y +0.25g z -0.075g	CD1	29.245	11.097	6.630	3.945	34668.23	6265.813	5.533
		CD2	29.600	11.230	6.697	4.034	35136.75	6350.688	5.533
	y +0.25g z +0.075g	CD1	26.820	10.209	6.179	3.374	31029.951	5627.000	5.514
		CD2	26.972	10.264	6.207	3.408	31265.992	5715.625	5.470

## **Annexe 4**

### **Annexes au chapitre 07**

## Annexes 4 : Annexes au chapitre 07

## Couronnement de la digue à talus

Tableau 4.1 : Valeur de coefficients empiriques a et b pour le calcul de la force de la houle

La coupe transversale dans la figure 4.1	Paramètres varie en test			Valeurs de dépassement pour les coefficients est à 0.1%	
	$R_{CB}$	$S_{op} = H_s / L_{op}$	$H_s / R_{ca}$	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

Note:

- Celles-ci concernent le test du modèle à petite échelle.

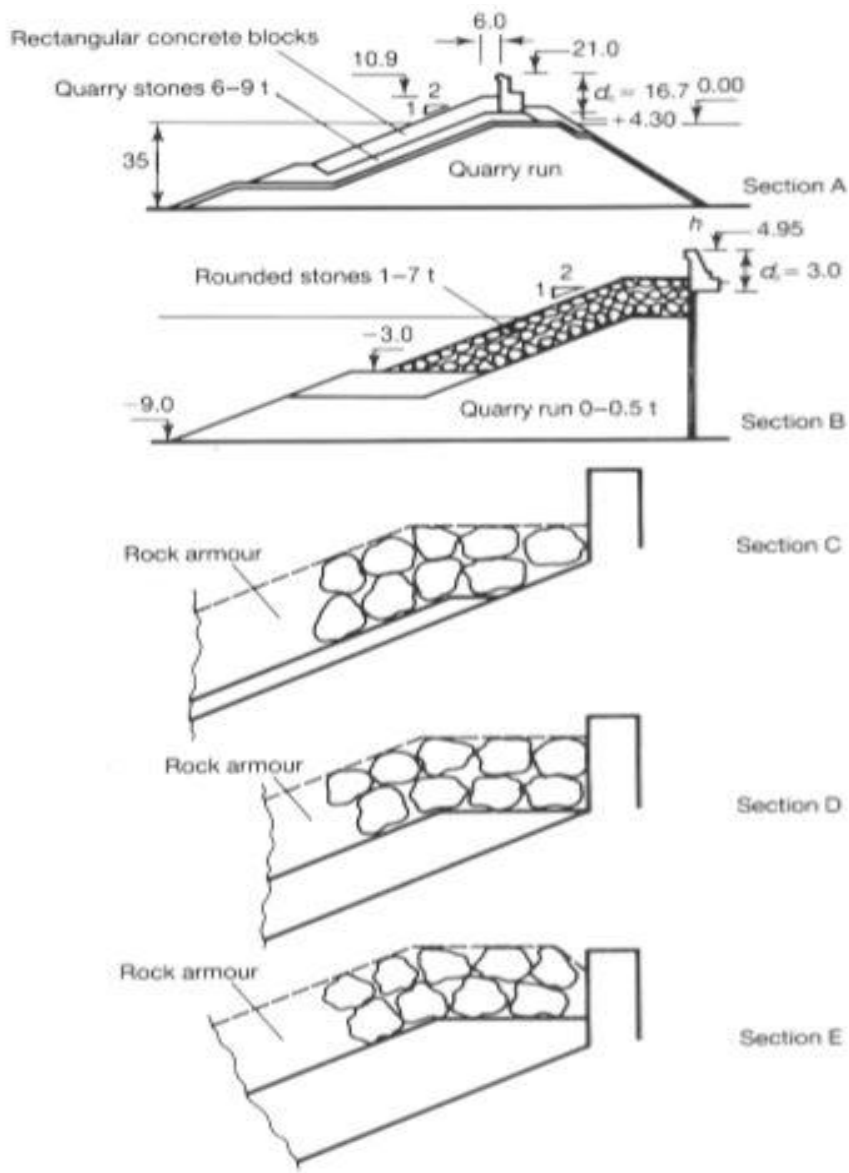
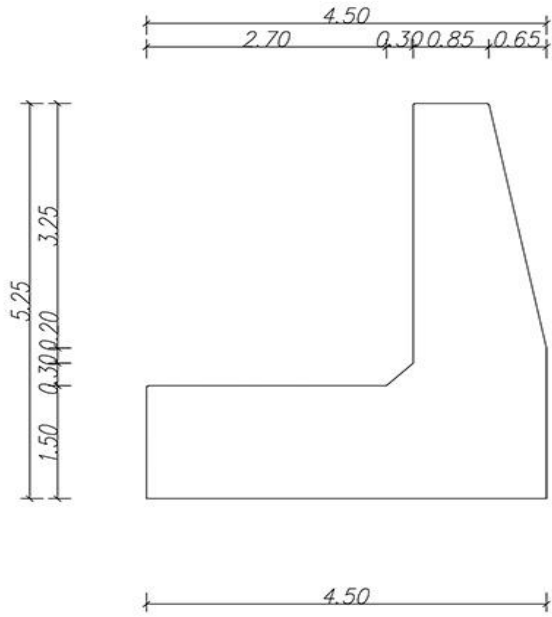


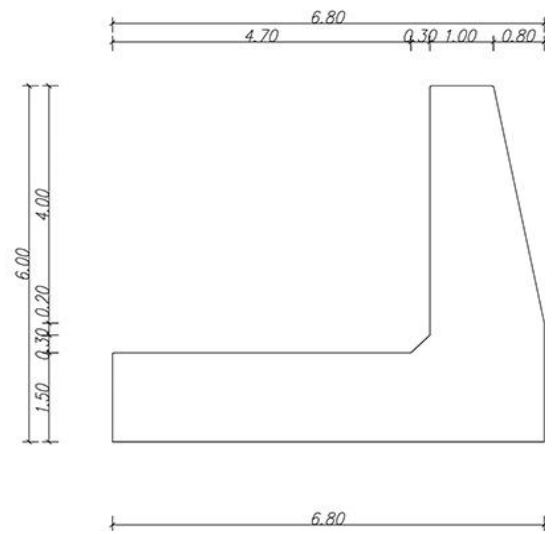
Figure 4.1 : Sections du mur de couronnement testées par Jensen (1984) Et Bradbury et al (1988)

Tableau 4.2 : Détails de calcul des forces des houles

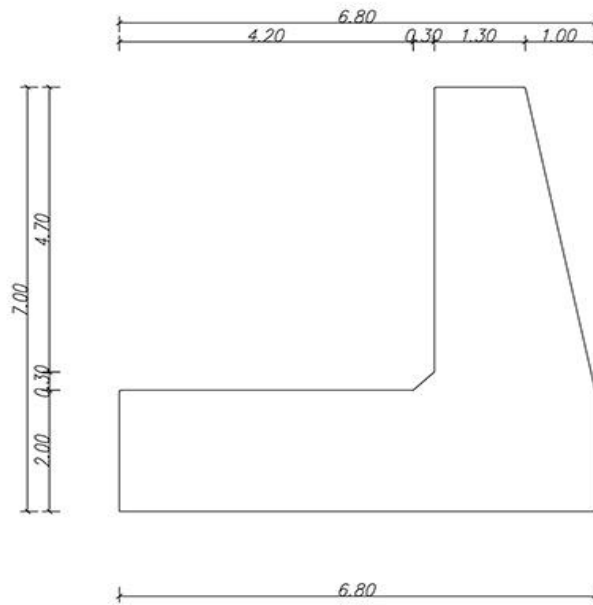
Les coefficients		Unité	Section 1-1	Section 2-2	Section 3-3
Masse volumique de l'eau de mer	$\rho_w$	kg/m <sup>3</sup>	1.026	1.026	1.026
Accélération de gravité	g	m/s <sup>2</sup>	9.81	9.81	9.81
Longueur de vague	$L_{op}$	m	304.4	328.4	333.4
Hauteur libre de la digue	$R_{ca}$	m	5.80	8.80	9.90
Hauteur efficace de houle	$H_s$	m	4.48	7.20	8.15
Coefficient empirique	a	-	0.051	0.051	0.051
	b	-	0.026	0.026	0.026
Pression de houle	q	kN/m/ml	41.00	51.94	53.59
Coefficient de réduction	k	-	0.5	0.5	0.90
Pression de houle après réduction	$q_0$	kN/m/ml	20.50	25.97	48.23



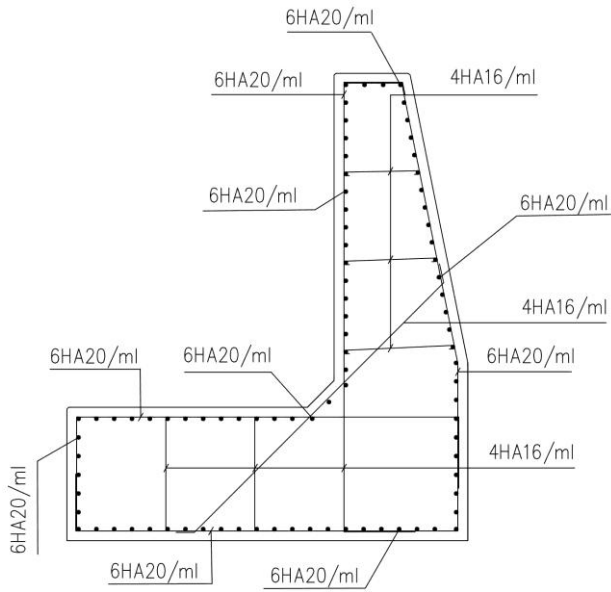
**Figure 4.2 : Couronnement section 1-1  
(De 0m à 220m)**



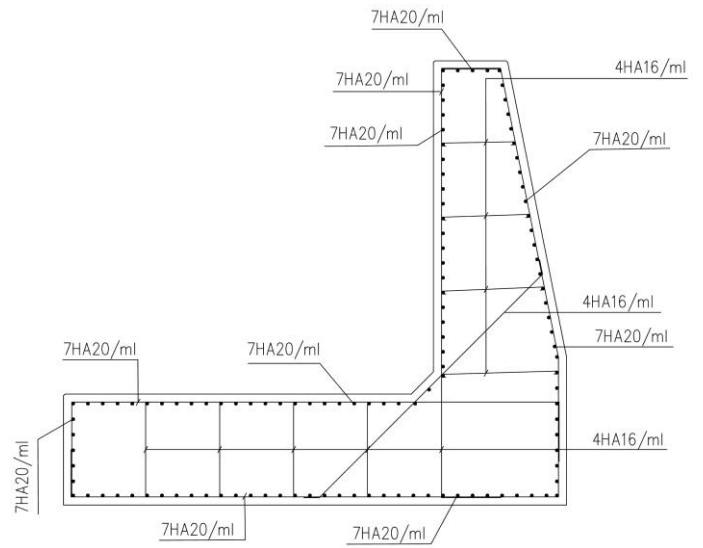
**Figure 4.3 : Couronnement section 2-2  
(De 220m à 560m)**



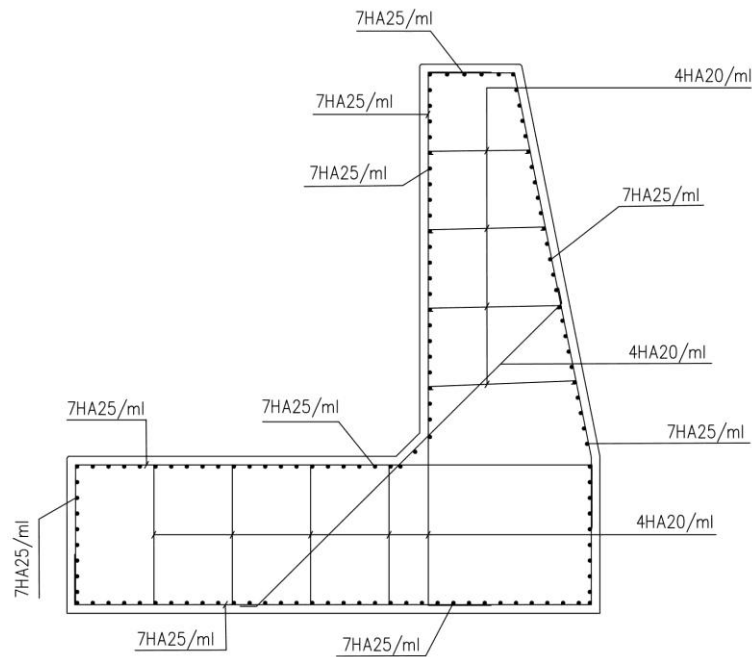
**Figure 4.4: Couronnement section 3-3  
(De 560m à 760m)**



**Figure 4.5 : Ferrailage du couronnement section 1-1**



**Figure 4.6 : Ferrailage du couronnement section 2-2**



**Figure 4.7 : Ferrailage du couronnement section 3-3**

Tableau 4.3 : Résultats de calcul de la pression du sol à l'intérieur du caisson

Profondeur (m)	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_n$ (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 4.4 : Résultats de calcul de la pression du sol entre les caissons

Profondeur (m)	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_n$ (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 4.5 : Symboles de charge

Symboles de charge	Description de charge
PP	Poids mort de la structure
$F_q$	Charge répartie
H <sub>ps</sub>	Pression de l'eau pendant la durée de service
$E_{s1}$	Pression de silo produite par le poids mort du remblai extérieur du cylindre
$E_{s2}$	Pression de silo produite par le poids mort du remblai dans le cylindre
$E_q$	Pression de silo produite par la charge mobile qui se situe au-dessus du remblai
$W_{Te}$	Charge du creux de vague dans le cas extrême
$W_{Ce}$	Charge de la crête d'onde dans le cas extrême
$F_z$	Pression hydrodynamique sismique
$R_B$	Réaction du sol supportée par la plaque de fond du caisson

Tableau 4.6 : Les combinaisons de charges pour le calcul de l'effort interne du caisson

Etat	Combinaison d'actions	Notation	Combinaison de charges
ELU	Combinaison Permanente 1	CP1	$1.35 \times (E_{s1} + E_{s2} + H_{ps}) + 1.4 \times W_{Te} + 0.7 \times 1.5 \times E_q$
	Combinaison Permanente 2	CP2	$1.35 \times (E_{s1} + E_{s2} + H_{ps}) + 1.4 \times W_{Ce}$
ELS	Combinaison Caractéristique 1	CC1	$E_{s1} + E_{s2} + H_{ps} + W_{Te} + 0.7 \times E_q$
	Combinaison Caractéristique 2	CC2	$E_{s1} + E_{s2} + H_{ps} + W_{Ce}$
	Combinaison Fréquente 1	CF1	$E_{s1} + E_{s2} + H_{ps} + 0.2 \times W_{Te} + 0.3 \times E_q$
	Combinaison Quasi-Permanente 1	CQP1	$E_{s1} + E_{s2} + H_{ps} + 0.3 \times E_q$
	Combinaison Quasi-Permanente 2	CQP2	$E_{s1} + E_{s2} + H_{ps}$

Tableau 4.7: Les combinaisons de charges pour le calcul de l'effort interne du radier

Etat	Combinaison d'actions	Notation	Combinaison de charges
ELU	Combinaison Permanente 1	CP1	$1.35 \times (PP + E_{s2} + H_{ps} + R_B)$
	Combinaison Permanente 2	CP2	$1.35 \times (PP + E_{s2} + H_{ps} + R_B) + 0.6 \times 1.4 \times W_{Te}$
	Combinaison Permanente 3	CP3	$1.35 \times (PP + E_{s2} + H_{ps} + R_B) + 0.6 \times 1.4 \times W_{Ce}$
ELS	Combinaison Caractéristique 2	CC2	$PP + E_{s2} + H_{ps} + R_B + 0.6 \times W_{Te}$
	Combinaison Caractéristique 3	CC3	$PP + E_{s2} + H_{ps} + R_B + 0.6 \times W_{Ce}$
	Combinaison Quasi-Permanente 3	CQP3	$PP + E_{s2} + H_{ps} + 0.8 \times R_B$

Tableau 4.8 : Valeur de  $\mu$ 

Rapport $\gamma$	Résistance caractéristique du béton $f_{c28}$ (MPa)		
	30	32	35
1.38	0.3159	0.3236	0.3341
1.40	0.3229	0.3307	0.3413
1.42	0.3299	0.3378	0.3485
1.47	0.3476	0.3558	0.3668
1.49	0.3548	0.3631	0.3742

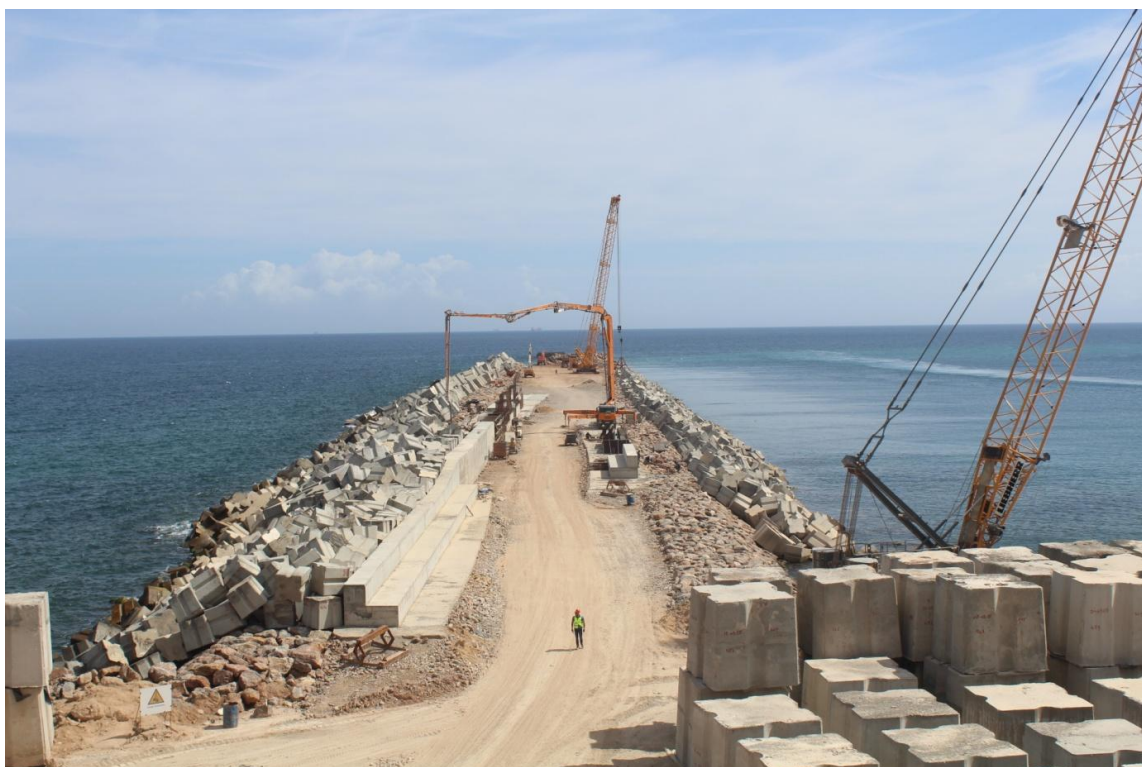
Tableau 4.9: Sections nominales des barres

Diamètre nominal en mm	Masse (kg/m)	Nombre de barres								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	0.221	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54
8	0.392	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52
10	0.613	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07
12	0.882	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18
14	1.201	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85
16	1.568	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10
20	2.450	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27
25	3.829	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18
32	6.273	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38
40	9.802	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10
		Sections nominales en cm <sup>2</sup>								

## **Annexe 5**

### **Photos de la partie réalisation**

Annexes 5 : Photos de la partie réalisation



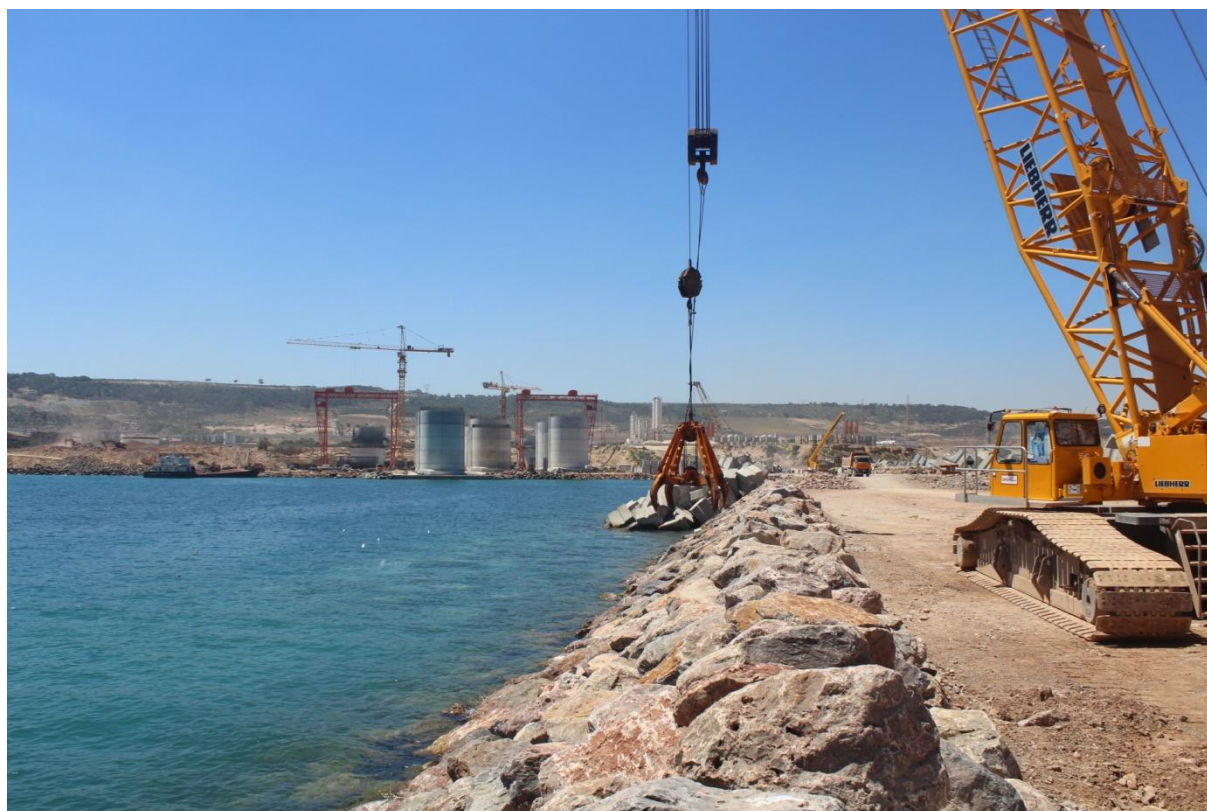
**Photo 1 : Mise en place des BCR de 5t dans le côté Ouest**



**Photo 2 : Mise en place des enrochements naturels dans le côté Ouest**



**Photo 3 : Mise en place des enrochements naturels dans le coté Ouest**



**Photo 4 : Mise en place des enrochements naturels dans le coté Est**



**Photo 5 : Mise en place des enrochements naturels dans le coté Est**



**Photo 6 : Ferrailage du couronnement**



**Photo 7 : Ferrailage du radier**



**Photo 8 : Ferrailage de la première élévation du caisson**



**Photos 9 : Mise en place des caissons dans la zone de stockage**



**Photo 10 : Mise en place du ferrailage de la cinquième élévation du caisson**



**Photo 11 : Mise en place des caissons dans la zone de stockage**



**Photo 12 : Transport du caisson par le dock flottant**



**Photos 13 : Mise en place du caisson sous l'eau**



**Photo 14 : Remplissage des caissons par les enrochements**