

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de base

## Thème

**Etude d'extension du port de pêche de  
Zemmouri El Bahri Wilaya de Boumerdes**

Présenté par :

MEGHAOUI Nihad

Encadré par :

M. RAHMANI Douadi

Promotion 2024 / 2025

## **Thème**

**Etude d'extension du port de pêche de  
Zemmouri El Bahri Wilaya de Boumerdes**

## إهداء

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات ، الحمد لله حتى يبلغ الحمد منتهاه  
شارفت رحلة الألف ميل على الانتهاء ، سبعة عشر عاما من الجد والكل والسهر ، عمر من العمر مضى في طلب العلم ، فله الحمد والمنة .

في المقام الأول للوالدين، أمي وأبي

أمي ، ماما ، قبل حتى أن أبدأ الحديث اغرورقت عيناى تأثرا ، لولاك لما عبرت حتى غُسر الطريق ، لولاك لما أنا الآن في مقامى هذا ، وبدونك أنا لا شيء ،  
أعتذر عن كل المرات اللاتي كنت تقطعين نومك لإيقاظي ، و عن كل المرات اللاتي سهرت فيها من أجلي ، و عن كل سوء بدر مني عن قصد و عن غير قصد ،  
مزاجي من مزاجك، و فرحي من فرحك ، أحبك

أبي ، بابا ، درعي المتين ، أشكرك على كل المرات التي كنت تترك فراشك الدافئ لتوصلني لمحطة القطار و للحافلة و للمدرسة التي تبعد أميالا أيضا ، على  
حرصك الدائم و اهتمامك المطلق ، و أعتذر عن كل لحظة تعب تعبته من أجلنا  
دمت لي سندا لا يميل يا بابا ، أحبك

أسأل الله أن يطيل عمركما و يحفظكما و يرزقكما دوام الصحة و العافية، أن أكون باراً بكما و أن أنال رضاكما في الدنيا و الآخرة.

أخواي آدم و صابر

آدم ، أخي الذي يصغرني بأربعة سنوات ، كثيرا ما كنت أدرس ليلا و أبقى النور شغلا ، و كثيرا ما درست في مكانك و نمت في مكان آخر تاركا أيادي أدرس ،  
شكرا على جميع المرات اللاتي آثرتني ، و عن كل مرة قضيت لي طلبا ، و أشكرك على كل مرة أدخلت فيها السرور لقلبي بقطعة شوكولا تخفف بها عني ، و  
أعتذر عن عصبيتي " أحيانا " دمت ضلعا ثابتا أحبك

صابر ، نعم أخي الأصغر و لكنه يكبرني بأربعة عشرة عاما ، كتلة من الطاقة الإيجابية و السعادة اللامتناهية ، والله إنني أستقوي بك يا صغيري ، لقد كنت يوما  
في قلبي حلما ، و في صلاتي دعاء ، و الحمد لله على نعمه  
للمرة المليون أيقبو أحبك

أسأل الله أن يرزقكما كل ما تتمنيانه و أن أراكما في منازل عليا دينا و دنيا

لعائلتي ، مغاوي و وأوريجان ، كل باسمه ، الحمد لله الذي رزقني بكم ، الخير فيكم و أنتم أهله ، عسى أن يكون جزاؤكم في الدنيا و الآخرة بما تشتهييه أنفسكم  
وأن يرزقكم الله من واسع فضله و جزيل نعمه

لأبناء خالاتي و خالي

و خاصة هديل التي أعدها أختا أكثر من كونها ابنة خالة

لصديقتي صبرينة

كثيرا من أخبرتك أنه لم تمر علي و لن تمر ، صديقة مثلك ، لقد كنت أختا من رحم آخر ، كم قضينا أوقات رائعة طيلة الثلاث سنوات الماضية ، أنت من بين أنقى  
الأنفس التي التقيت بها ، تملكين قلبا طيبا و نفسا حنونة  
أتمنى لك الأفضل يا صديقة العمر

عبد المالك ، الأفضل دائما ، أتمنى لك نجاحا غير مسبوق في ميدان الطب داخل الوطن و خارجه

زميلة الدراسة و صديقة الطفولة رندة

ذات النفس الطيبة و الوجه البشوش

أشكرك على كل ما قدمته لنا طيلة سنوات الدراسة من مساعدة و من دروس و من تخفيف للضغط  
صدقة جارية تنتفعين بها بإذن الله

لصديقتي أميرة ، منال ، ليلى ، خولة ، بسرى ، باية ، آية ، ميسون

لجميع من ساهم في نجاح هذه المذكرة، شكرا من القلب

نهاد

# *Remerciement*

Avant tout, je rends grâce à Dieu, Le Tout-Puissant. Le tout puissant qui M'a donné la force, la patience et la santé pour accomplir ce travail, Alhamdoulilah.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mes parents, pour leur soutien inconditionnel, leur patience, leurs sacrifices et leur amour constant. Rien de ce que j'ai accompli n'aurait été possible sans eux. Que Dieu les protège.

Je remercie sincèrement Mme ABED, M. ABED et M. BOUKHARI mes encadrants de stage, pour leur professionnalisme, leur accompagnement et leur soutien ont été d'une aide précieuse tout au long de ce travail. On rencontre rarement des personnes comme eux , Leur présence a vraiment fait la différence.

J'adresse également mes remerciements à mon encadrant M. RAHMANI, dont les conseils avisés et l'inspiration m'ont beaucoup aidé à avancer.

Je tiens à adresser un remerciement très particulier à l'ingénieur Yacine BENMARAD. Il a été d'un grand soutien, toujours disponible, à l'écoute, Son aide a été précieuse, et je lui dois une part importante de la réussite de ce travail. Je remercie aussi l'ingénieur BOUHAFS Kenza pour sa présence et ses conseils.

Un grand merci également à l'ingénieur BENNACER kahina, l'ingénieure MOUSSAOUI Meriem et l'ingénieur Oussama, bien qu'ils ne soient pas directement du domaine de TP, ils n'ont jamais hésité à m'apporter leur aide, leur écoute et leurs conseils. Leur soutien généreux a beaucoup compté pour moi.

Mes remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

Je remercie également à toute la famille de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, professeurs et personnels administratifs, et surtout au personnel du service de scolarité DIB .

Nihad

## . ملخص

يُعدّ إنجاز ميناء عملية معقدة تتضمن سلسلة من العمليات التقنية الدقيقة، ويرجع ذلك أساسًا إلى الخصائص الخاصة بموقع الإنجاز. ورغم هذه التحديات، تم اختيار مشروع دراسة توسعة ميناء الصيد البحري لزموري البحري كموضوع لمذكرة التخرج، وقد تم إنجازه ضمن مديرية الأشغال العمومية لولاية بومرداس.

أتاح هذا المشروع فرصة لتطبيق المعارف المكتسبة خلال سنوات التكوين بالمدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية.

تمّ الشروع في العمل من خلال جمع وتحليل المعطيات الأساسية التي شملت ما يلي:

- حالة البنية التحتية الحالية (الموقع الجغرافي، وصف مجمل للمرافق المتواجدة)،
- المعطيات المناخية والطقسية (الرياح، درجات الحرارة، المناخ)،
- المعطيات المحيطية للموقع (أمواج، المد والجزر، التيارات)،
- الاحتياجات المحددة من طرف مديرية الأشغال العمومية لبومرداس.

سمح تحليل هذه المعطيات باقتراح عدة مخططات لتوسعة الميناء. ومن خلال اعتماد منهجية متعددة المعايير، تم اختيار المخطط الأنسب الذي يجمع بين الأمان، والوظيفية، وحسن استغلال المنشآت.

تواصل العمل من خلال إعداد الأبعاد الأولية والنهائية لمنشآت الحماية والرسو (الأرصعة والمنشآت العائمة)، بالاعتماد على طرق حساب معتمدة مثل: هيسون، مونونوبي أوكابي، الخرسانة المسلحة، واستخدام برمجيات متخصصة مثل:

**ROBOT، AutoCAD، Mike، SAP2000**

الكلمات المفتاحية :

ميناء، رصيف، سد، أمواج، ساحل

## • Résumé

La construction d'un port regroupe une série d'opérations complexes nécessitant une technicité particulière, principalement liée aux caractéristiques spécifiques du site. Malgré ces exigences, le projet d'étude de l'extension du port de pêche de Zemmouri El Bahri, a été retenu comme sujet de fin d'études au sein de la Direction des Travaux Publics (DTP) de Boumerdès

Ce travail a constitué une occasion de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de la formation à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).

Une collecte de données a ensuite été menée, portant principalement sur :

- L'état de l'infrastructure existante (situation géographique, caractéristiques du port actuel...),
- Les conditions climatiques et météorologiques (vents, températures, climat),
- Les données océanographiques du site (houle, marée, courants),
- Les besoins identifiés par la DTP de Boumerdes.

L'analyse de ces données a permis de tracer plusieurs variantes d'extension du port. Grâce à une approche multicritère, la variante la plus adaptée a été sélectionnée, combinant sécurité, fonctionnalité et optimisation des ouvrages.

Le projet s'est poursuivi par le pré-dimensionnement et le dimensionnement des ouvrages de protection et d'accostage (quais, appontements), en utilisant des méthodes de calcul reconnues (Hudson, Mononobé-Okabe, béton armé) et des logiciels spécialisés (SAP2000, ROBOT , Mike, AUTOCAD).

### **Mots-clés :**

Port, quai, houle, digue, côte

## • Abstract

The construction of a port involves a series of complex operations requiring specific technical expertise, mainly due to the unique characteristics of the site. Despite these challenges, the study project for the extension of the Zemmouri El Bahri fishing port was selected as the final year project, carried out within the Directorate of Public Works (DTP) of Boumerdès.

This project provided an opportunity to apply the knowledge acquired throughout the academic training at the National School of Public Works (ENSTP).

The first step consisted of data collection and analysis, focusing primarily on:

- The current state of infrastructure (geographical location, existing port characteristics, etc.),
- Climatic and meteorological conditions (winds, temperatures, climate),
- Oceanographic data of the site (wave conditions, tides, currents),
- Requirements identified by the DTP of Boumerdes.

The analysis of these data made it possible to develop several extension alternatives for the port. Using a multi-criteria approach, the most suitable alternative was selected, ensuring a balance between safety, functionality, and optimization of the port infrastructure.

The project then proceeded with the preliminary and final design of the protection and berthing structures (quays and jetties), using recognized calculation methods (Hudson, Mononobé-Okabe, reinforced concrete) and specialized software tools such as SAP2000, ROBOT, Mike, and AutoCAD.

### **Keywords:**

Port, dock, swell, pier, coast

# **Liste des tableaux**

## **Chapitre II : PRESENTATION DU PROJET**

Tableau II.1 Caractéristiques techniques du port de Zemmouri El Bahri	11
Tableau II.2 Capacité d'accueil du port	12
Tableau II.3 Hauteur significative en fonction de la période de retour par direction	13
Tableau II.4 Amplitude de la houle annuelle au large par période et par direction	13
Tableau II.5 Houle annuelle pour les différentes directions et périodes - Zone Est -	14
Tableau II.6 Les moyennes des résultats obtenus par direction à différentes profondeurs pour la houle - Zone Est -	15
Tableau II.7 Houle annuelle pour les différentes directions et périodes - Zone Ouest -	15
Tableau II.8 Les moyennes des résultats obtenus par direction à différentes profondeurs pour la houle - Zone Ouest -	15
Tableau II.9 Nombre et caractéristiques des embarcations	17
Tableau II.10 Profondeur d'eau nécessaire	17
Tableau II.11 Besoins en linéaire de quai et d'appontement	17
Tableau II.12 Besoins en surface	18

## **Chapitre III : AVANT PROJET SOMMAIRE**

Tableau III.1 Coût estimatif des deux variantes	20
Tableau III.2 Critères de comparaison	21

## **Chapitre IV : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PROTECTION**

Tableau IV.1 Profondeur au pied de l'ouvrage et houle de projet	25
Tableau IV.2 Matériaux utilisés pour la jetée principale	26
Tableau IV.3 Caractéristiques des constituants du musoir	26

Tableau IV.4 Caractéristiques de la butée et la contre butée	26
Tableau IV.5 Caractéristiques des constituants de la section courante	27
Tableau IV.6 Caractéristiques de la butée	27
Tableau IV.7 Caractéristiques des constituants du deuxième tronçon	27
Tableau IV.8 Caractéristiques de la butée	28
Tableau IV.9 Caractéristiques des constituants du troisième tronçon	28
Tableau IV.10 Profondeur au pied de l'ouvrage et houle du projet	28
Tableau IV.11 Matériaux utilisés pour la jetée secondaire	29
Tableau IV.12 caractéristiques du musoir	29
Tableau IV.13 Caractéristiques de la butée	29
Tableau IV.14 caractéristiques de la section courante	29
Tableau IV.15 caractéristiques de l'enracinement	30
Tableau IV.16 caractéristiques de l'épi	30
Tableau IV.17 .Vérifications de TERZAGHI	31
Tableau IV.18 Calcule de Run-Up	31

## **Chapitre V : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES INTERIEURS**

Tableau V.1 Valeurs des caractéristiques des matériaux de construction	32
Tableau V.2 Charges d'exploitation	33
Tableau V.3 Valeurs des caractéristiques géométriques par mètre linéaire du quai	37
Tableau V.4 Tableau récapitulatif des efforts appliqués - Cas statique -	39
Tableau V.5 Vérification de la stabilité générale du quai - Cas statique -	39
Tableau V.6 Tableau récapitulatif des efforts appliqués - Cas dynamique ascendant -	40
Tableau V.7 Vérification de la stabilité générale du quai - Cas dynamique ascendant -	40
Tableau V.8 Tableau récapitulatif des efforts appliqués - Cas dynamique descendant -	41
Tableau V.9 Vérification de la stabilité générale du quai - Cas dynamique descendant -	41

Tableau V.10 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 3 et le sol - Cas statique -	42
Tableau V.11 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3 et le sol - Cas statique -	42
Tableau V.12 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 3 et le sol – Cas dynamique ascendant -	43
Tableau V.13 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3 et le sol - Cas dynamique ascendant -	43
Tableau V.14 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 3 et le sol – Cas dynamique descendant -	44
Tableau V.15 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3 et le sol - Cas dynamique descendant -	44
Tableau V.16 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 3, type 2 et le sol - cas statique -	46
Tableau V.17 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3, type 2 et le sol - cas statique -	46
Tableau V.18 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 3, type 2 et le sol - cas dynamique ascendant -	47
Tableau V.19 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3, type 2 et le sol - cas dynamique ascendant -	47
Tableau V.20 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 3, type 2 et le sol - cas dynamique descendant -	48
Tableau V.21 19 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3, type 2 et le sol - cas dynamique descendant -	48
Tableau V.22 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 3, type 2 , type 4 et le sol - cas statique -	50
Tableau V.23 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3, type 2 , type 4 et le sol - cas statique -	50
Tableau V.24 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 3, type 2 , type 4 et le sol – cas dynamique ascendant -	51
Tableau V.25 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3, type 2 , type 4 et le sol - cas dynamique ascendant -	51

Tableau V.26 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 3, type 2 , type 4 et le sol – cas dynamique descendant -	52
Tableau V.27 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3, type 2 , type 4 et le sol - cas dynamique descendant -	52
Tableau V.28 Caractéristiques géométriques de l'appontement	60
Tableau V.29 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur l'appontement – cas statique -	61
Tableau V.30 Vérification de la stabilité de l'appontement – cas statique -	61
Tableau V.31 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur l'appontement cas dynamique	62
Tableau V.32 Vérification de la stabilité de l'appontement – cas dynamique -	62
Tableau V.33 Tableau récapitulatif des caractéristiques des matériaux	63
Tableau V.34 Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage suivant lx	63
Tableau V.35 Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage suivant ly	64
Tableau V.36 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinales	65
Tableau V.37 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales	65
Tableau V.38 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinale	65
Tableau V.39 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales	66
Tableau V.40 Tableau récapitulatif des caractéristiques des deux sections	66
Tableau V.41 Vérifications des armatures transversales	67
Tableau V.42 Vérification à l'effort tranchant	67
Tableau V.43 Tableau récapitulatif des armatures longitudinales en travée	68
Tableau V.44 Tableau récapitulatif des armatures longitudinales en appuis	68
Tableau V.45 Tableau récapitulatif des armatures transversales ( à la flexion simple )	68
Tableau V.46 Tableau récapitulatif des caractéristiques des deux sections	68
Tableau V.47 Vérification des armatures transversales	69
Tableau V.48 Vérification à l'effort tranchant	69
Tableau V.49 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinales	70
Tableau V.50 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales	70

Tableau V.51 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinales en travée	71
Tableau V.52 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales en travée	71
Tableau V.53 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinales en appuis	72
Tableau V.54 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales en appuis	72
Tableau V.55 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinales en travée	73
Tableau V.56 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales en travée	73
Tableau V.57 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinales en appuis	73
Tableau V.58 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales en appuis	74
Tableau V.59 Efforts appliqués sur le portique	74

### **Chapitre VI : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF**

Tableau VI.1 Devis estimatif et quantitatif de la jetée principale	76
Tableau VI.2 Devis estimatif et quantitatif de la jetée secondaire	77
Tableau VI.3 Devis estimatif et quantitatif de l'épi	77
Tableau VI.4 Devis estimatif et quantitatif des quais et des appontements	78
Tableau VI.5 Tableau récapitulatif des quantités et prix globaux	78

### **Chapitre VII : SIGNALISATION MARITIME**

Tableau VII.1 Les différents systèmes de balisage	80
---	----

### **Chapitre VIII : ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT**

Tableau VIII.1 Impacts environnementaux	84
Tableau VIII.2 Mesures moy in-situ des paramètres physico-chimique des six stations	86
Tableau VIII.3 Mesures d'atténuation d'ordre général	86

## Liste des figures

Figure I.1 Schéma d'une digues à talus	5
Figure I.2 Schéma d'une digue mixte	5
Figure I.3 Schéma d'une digue verticale.	5
Figure I.4 Schéma des différentes types des brises lames	6
Figure I.5 Epi	6
Figure I.6 Schéma d'un port maritime	7
Figure I.7 Les caractéristiques de la houle	8
Figure I.8 Types de déferlement	9
Figure II.1 Image satellitaire du port de pêche de Zemmouri El Bahri	11
Figure IV.1 Abaque pour le calcul de talus arrière	24
Figure VII.1 Système de balisage maritime de l'IALA (Régions de balisage A et B)	80
Figure VII.2 exemple de signalisation maritime pour la variante étudiée	83
Figure VIII.1 Délimitation de site d'étude	84

## Liste des notations et indices

$\gamma$  : Poids volumique du matériau

$\gamma'$  : Poids volumique déjaugé

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

C : Cohésion

$\phi$  : Angle de frottement interne

$\gamma_w$  : Densité de l'eau de mer

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$f_{c28}$  : Résistance à la compression du béton

$f_{t28}$  : Résistance à la traction du béton

F : Effort d'amarrage

$d_i$  : Bras d levée par rapport au centre du quai

Q : Charges d'exploitation

$F_s$  : Force due au séisme

$K_h$  : Accélération horizontale de séisme

$K_v$  : Accélération verticale de séisme

$F_r$  : Coefficient de sécurité au renversement

$F_g$  : Coefficient de sécurité au glissement

$F_p$  : Coefficient de sécurité au poinçonnement

$F_{gg}$  : coefficient de sécurité au grand glissement

$\alpha$  : Angle d'inclinaison de la charge

$K_a$  : Coefficient de poussée de Mononobe-Okabe

P : Poussée

$\sigma$  : Contrainte

$M_R$  : Moment de renversement

$M_S$  : Moment stabilisateur

S : Section

ELS : État limite de service

ELU : État limite ultime

$A_s$  : Section d'armatures

q : Charge

# Table des matières

إهداء	i
Remerciements	ii
Résumé	iv
Liste des tableaux	vi
Liste des figures	xi
Liste des notation et indices	xii
Table des matières	xiv
<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I: GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES</b>	<b>2</b>
<b>I.1. Introduction</b>	<b>2</b>
<b>I.2. Généralités sur les ouvrages portuaires</b>	<b>2</b>
I.2.1. Définition d'un port	2
I.2.2. Le rôle d'un port	2
I.2.3. Différents types de ports	3
I.2.4. Principaux types d'ouvrages d'un port maritime	4
<b>I.3. Généralités sur le milieu marin</b>	<b>8</b>
I.3.1. La houle	8
I.3.2. Les vents	9
I.3.3. Le fetch	9
I.3.4. La marée	10
<b>I.4. Conclusion</b>	<b>10</b>
<b>CHAPITRE II: Présentation du projet</b>	<b>11</b>
<b>II.1. Introduction</b>	<b>11</b>
<b>II.2. Situation géographique</b>	<b>11</b>
<b>II.3. Données générales</b>	<b>11</b>
<b>II.4. Données sur le projet</b>	<b>12</b>
II.4.1. Données météorologiques	12
II.4.2. Données Océanographiques	13
II.4.3. Données physiques	16
II.4.4. Données relatives aux besoins	17
II.4.5. Besoins pour l'aménagement	17
<b>II.5. Conclusion</b>	<b>18</b>
<b>CHAPITRE III: Analyse des variantes d'aménagement pour le choix de la variante à retenir</b>	<b>19</b>
<b>III.1. Introduction</b>	<b>19</b>

<b>III.2.</b>	<b>Description des variantes d'aménagement</b>	<b>19</b>
III.2.1.	Variante 01	19
III.2.2.	Variante 02	19
<b>III.3.</b>	<b>Estimation des couts de réalisation des variantes d'aménagement</b>	<b>20</b>
<b>III.4.</b>	<b>Etude de possibilité d'extension pour les variantes</b>	<b>20</b>
<b>III.5.</b>	<b>Analyse multicritères des variantes</b>	<b>21</b>
<b>III.6.</b>	<b>Conclusion</b>	<b>21</b>
<b>CHAPITRE IV: Dimensionnement des ouvrages de protection</b>		<b>22</b>
<b>IV.1.</b>	<b>Introduction</b>	<b>22</b>
<b>IV.2.</b>	<b>Choix de la structure</b>	<b>22</b>
<b>IV.3.</b>	<b>Choix des matériaux</b>	<b>22</b>
<b>IV.4.</b>	<b>Méthode de dimensionnement</b>	<b>22</b>
IV.4.1.	Dimensionnement de la carapace	22
IV.4.2.	Dimensionnement des filtres	23
IV.4.3.	Dimensionnement du noyau	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.4.4.	Dimensionnement de la butée	24
▪	Poids de la butée	24
<b>IV.5.</b>	<b>Vérification des lois de TERZAGHI</b>	<b>25</b>
<b>IV.6.</b>	<b>Dimensionnement des ouvrages de protection</b>	<b>25</b>
IV.6.1.	Dimensionnement de la jetée principale	25
IV.6.2.	Dimensionnement de la jetée secondaire	28
IV.6.3.	Dimensionnement de l'épi	30
<b>IV.7.</b>	<b>Vérification des lois de TERZAGHI</b>	<b>31</b>
<b>IV.8.</b>	<b>Calcul de Run-Up</b>	<b>31</b>
<b>IV.9.</b>	<b>Conclusion</b>	<b>31</b>
<b>CHAPITRE V: Dimensionnement des ouvrages intérieurs</b>		<b>32</b>
<b>V.1.</b>	<b>Introduction</b>	<b>32</b>
<b>V.2.</b>	<b>L'objet de la note de calcul</b>	<b>32</b>
<b>V.3.</b>	<b>Hypothèses de calcul</b>	<b>32</b>
V.3.1.	Caractéristiques des matériaux de construction	32
V.3.2.	Charges et surcharges d'exploitation	33
V.3.3.	Méthode de calcul	33
V.3.4.	Vérification de la stabilité du quai	35
<b>V.4.</b>	<b>Quai à -6m</b>	<b>37</b>
V.4.1.	Détermination des caractéristiques géométriques	37
V.4.2.	Calcul des sollicitations	37
V.4.3.	La stabilité générale	39
V.4.4.	Stabilité partielle	42
<b>V.5.</b>	<b>Ferraillage de la poutre de couronnement du quai à -6.5 m</b>	<b>54</b>

V.5.1.	Efforts appliqués sur la poutre de couronnement	54
V.5.2.	Les cas de charge	54
V.5.3.	Combinaison de charge	57
V.5.4.	Ferraillage de la poutre de couronnement	57
<b>V.6.</b>	<b>Appontement à - 4.5 m</b>	<b>61</b>
V.6.1.	Etude de la stabilité	61
V.6.2.	Vérification de la stabilité	62
V.6.1.	Etude des éléments du portique	63
<b>V.7.</b>	<b>Conclusion</b>	<b>76</b>
<b>CHAPITRE VI: Devis estimatif et quantitatif</b>		<b>77</b>
<b>VI.1.</b>	<b>Introduction</b>	<b>77</b>
<b>VI.2.</b>	<b>Évaluation des quantités et des coûts</b>	<b>77</b>
VI.2.1.	Ouvrages de protection	77
<b>VI.3.</b>	<b>Récapitulatif des quantités et prix globaux</b>	<b>79</b>
<b>VI.4.</b>	<b>Conclusion</b>	<b>79</b>
<b>CHAPITRE VII: Signalisation maritime</b>		<b>80</b>
<b>VII.1.</b>	<b>Introduction</b>	<b>80</b>
<b>VII.2.</b>	<b>Généralités sur les balises</b>	<b>80</b>
<b>VII.3.</b>	<b>Le Système de balisage maritime de l'IALA</b>	<b>80</b>
<b>VII.4.</b>	<b>Le système de balisage</b>	<b>81</b>
<b>VII.5.</b>	<b>L'aide à la navigation sur la variante étudiée</b>	<b>83</b>
<b>VII.6.</b>	<b>Conclusion</b>	<b>83</b>
<b>CHAPITRE VIII: Etude d'impact sur l'environnement</b>		<b>84</b>
<b>VIII.1.</b>	<b>Introduction</b>	<b>84</b>
<b>VIII.2.</b>	<b>Présentation des impacts spécifiques aux ports</b>	<b>84</b>
<b>VIII.3.</b>	<b>Analyse des impacts</b>	<b>85</b>
VIII.3.1.	Estimation des sources d'impact générer par le projet	85
VIII.3.2.	Etude chimique et biologique	86
<b>VIII.4.</b>	<b>Mesures d'atténuation d'ordre général</b>	<b>87</b>
<b>VIII.5.</b>	<b>Conclusion</b>	<b>88</b>
<b>CONCLUSION GENERALE</b>		<b>89</b>

## BIBLIOGRAPHIE

## ANNEXE

## ***INTRODUCTION GENERALE***

L'Algérie, par sa position stratégique sur la rive sud de la Méditerranée, bénéficie d'un linéaire côtier de plus de 1200 km, offrant un potentiel considérable pour le développement des activités maritimes, en particulier la pêche. Dans ce contexte, les ports de pêche jouent un rôle vital dans la structuration du secteur halieutique, en servant non seulement de point de débarquement pour les produits de la mer, mais aussi comme espaces de maintenance, de services et de développement économique local.

Le port de Zemmouri El Bahri, situé dans la wilaya de Boumerdès, constitue l'un des ports les plus actifs de la région Centre. Toutefois, l'accroissement du nombre d'embarcations, la modernisation des équipements de pêche, et l'augmentation des volumes débarqués ont conduit à une saturation progressive de ses infrastructures actuelles. Face à cette problématique, une opération d'extension du port a été envisagée, dans le cadre du schéma national de développement portuaire, afin d'améliorer les conditions d'exploitation et de renforcer la capacité d'accueil.

La Direction des Travaux Publics (DTP) de Boumerdès, en charge du suivi de ce projet, a mandaté une étude technique complète visant à définir les meilleures options d'aménagement possibles, en s'appuyant sur des données réelles du site (conditions océanographiques, caractéristiques géotechniques, besoins des usagers, etc.).

Dans le cadre de mon stage de fin d'études au sein de cette direction, le présent mémoire a pour objectif d'analyser les différentes variantes d'extension proposées pour le port de Zemmouri El Bahri. L'étude porte, d'une part, sur la collecte et l'interprétation des données existantes, et d'autre part, sur la comparaison technico-économique des variantes proposées, à travers l'évaluation de l'agitation des bassins portuaires, le dimensionnement des ouvrages de protection et d'accostage, ainsi que la prise en compte des normes de sécurité, de durabilité et de coût global du projet.

***CHAPITRE I***  
***GENERALITES SUR***  
***LES OUVRAGES MARITIMES***

## CHAPITRE I: GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES

### I.1. Introduction

Depuis toujours, l'homme a exploité les milieux marins, pour mener diverses activités, malgré les difficultés et les perturbations rencontrées. Pour cela, il a eu besoin d'espaces aménagés pour faciliter ces tâches et stocker ses bateaux : **une liaison entre la terre et la mer...**

Dans ce premier chapitre, nous allons définir quelques notions théoriques sur les ports ainsi que les différents phénomènes des milieux marins.

### I.2. Généralités sur les ouvrages portuaires

#### I.2.1. Définition d'un port

Un port est une infrastructure par lequel transitent des marchandises et/ou des passagers, située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau, et destinée à accueillir des bateaux et navires relié à une infrastructure à terre permettant un stockage de petites unités, comme des voiliers, ainsi que des transferts vers des réseaux ferroviaires et routiers.

#### I.2.2. Le rôle d'un port

- **Rôle économique des ports**

Le port est une liaison entre la mer et la terre, À ce titre, il comporte deux fonctions :

##### 1. La fonction industrielle

Le port peut comporter des Infrastructures et des équipements (Usines de transformation, zones industrielles dédiées...) qui permettent le traitement ou la transformation des matières premières qui transitent par voie maritime.

##### 2. La fonction de marché

Les ports permettent le mouvement des marchandises et des personnes entre le réseau maritime et les réseaux terrestres (ferroviaire, routier) et aérien. Cette fonction peut s'accompagner d'opérations commerciales. Cette fonction exige des équipements adaptés pour le stockage et le conditionnement des marchandises.

- **Rôle physique des ports**

Il offre des espaces de stockage, permet les opérations d'acconage, d'embarquement et de débarquement, et sert de point d'entrée et de sortie pour les importations et exportations.

### **I.2.3. Différents types de ports**

Les ports peuvent être classés selon leurs activités ou selon leur implantation géographique.

#### **I.2.3.1. Type de port d'après leur implantation géographique**

- **Les ports maritimes**

Ils sont situés sur la côte d'une mer ou d'un océan ; Ces ports ont besoin de d'avantage de protection contre les vagues et le vent en raison de leur exposition.

- **Les ports lacustres**

Une infrastructure aménagée sur les berges d'un lac, Les vagues peuvent poser des problèmes sur les grandes étendues d'eau, même en l'absence des effets des marées.

- **Les ports fluviaux**

Ils sont situés sur le bord d'un fleuve, d'une rivière ou d'un canal, Leur aménagement est conçu pour recevoir des barges ainsi que des navires de gabarit moyen.

- **Les ports à sec**

Un emplacement terrestre destiné à accueillir et stocker de petites unités de navigation en dehors de leurs périodes de navigation.

#### **I.2.3.2. Types de port d'après leur mission**

On distingue principalement:

- **Les ports de commerce**

Il est principalement aménagé pour effectuer des opérations d'acconage, qui englobent le transport des voyageurs ainsi que le chargement et le déchargement des marchandises.

- **Les ports de pêche**

Situé en bord de mer, d'étendue d'eau ou de rivière et réservé aux embarcations ou aux navires de pêche.

- **Les ports de plaisance**

Situé en bord de mer, de fleuve ou de lac qui accueille des bateaux qui mènent des activités de loisir.

- **Les ports militaires**

Accueillent les navires de guerre, certains sont ouverts au public, d'autres sont fermés pour des raisons de sécurité. On y trouve souvent des installations pour l'entretien des navires, la formation des marins et le ravitaillement des équipages.

- **Un port de travaux**

Une infrastructure temporaire ou permanente utilisée pour abriter les engins flottants et la construction, la réparation ou l'entretien d'ouvrages.

### **I.2.4. Principaux types d'ouvrages d'un port maritime**

Les ouvrages portuaires sont des structures complexes en raison de leurs interactions directes avec le milieu marin, ce qui impose des exigences particulières en matière de conception et de maintenance. On peut les classer dans deux catégories :

#### **I.2.4.1. Ouvrages extérieurs**

Les ouvrages de protection ont pour rôle de protéger les bassins portuaires des houles de large. Ils assurent aussi le calibrage du chenal d'accès pour les ports intérieurs.

- **Les digues**

Ce sont des structures en surélévation, naturel ou artificiel, principalement en terre, qui résistent à l'action conjointe des vagues et du courant et dont l'objectif premier est de fournir une protection contre les événements provoquant des inondations le long des côtes, des mers et des voies de navigation artificielles pour l'amarrage et le mouillage.

De nombreuses variantes de sections transversales de digue existent, chacune ayant un objectif propre prioritaire pour la réduction du risque d'inondation dans la zone endiguée. Parmi lesquels :

- **Les digues à talus**

Constituées uniquement de matériaux de sols (granulaires ou cohésifs) qui remplissent chaque fonction individuelle. Les matériaux employés peuvent varier de l'argile la plus fine aux limons, sables, graviers et enrochements. En fonction des matériaux disponibles, le remblai peut être homogène ou zoné avec une spécialisation de certains matériaux pour des composants individuels. Ce genre d'ouvrage peut être utilisé tant que la profondeur n'excède pas 50 m. Au-delà, les consommations en matériaux sont excessives sur un plan économique. Dans les cas de run-up les plus élevés, il peut y avoir un mur de couronnement en tête du remblai pour limiter le franchissement.

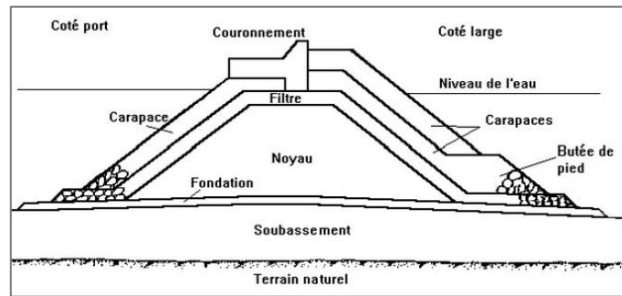


Figure I.1 Schéma d'une digue à talus

- Les digues mixtes

Dans certains cas, un mur, palplanche ou autre structure verticale est implanté au sommet du talus pour réduire le franchissement par les vagues. Elles sont utilisées lorsque l'espace disponible pour une extension de la base de la structure est restreint, ou les profondeurs sont importantes ou bien l'achat de terrain est trop onéreux.

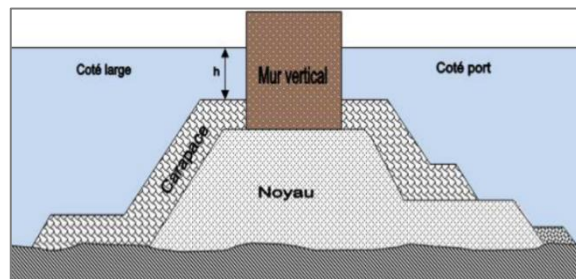


Figure I.2 Schéma d'une digue mixte

- Les digues verticales

La muraille est constituée par des blocs ou des caissons en béton armé qui résistent, par leur poids propre, aux efforts imposés par la houle, ils doivent donc être de grandes dimensions pour être suffisamment lourds. La houle ne doit pas déferler contre la muraille, faute de quoi, l'effort à prendre en compte est nettement plus élevé. Les digues verticales sont réservées aux grandes profondeurs et aux houles modérées.

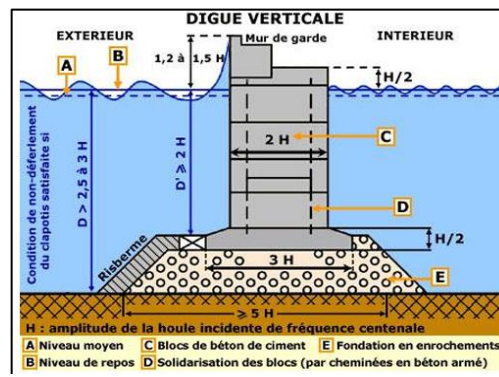


Figure I.3 Schéma d'une digue verticale.

- **Les jetées**

Ce sont des structures immergées de chaque côté, construites à l'embouchure des fleuves ou des bras de mer. Elles peuvent être constituées d'enrochements, de structures en béton ou en acier, et être massives ou sur pieux, afin de prévenir ou réduire l'agitation des vagues, stabiliser la position des chenaux d'accès et faciliter les opérations de manutention des marchandises. Les jetées se divisent en deux types : principales et secondaires.

- **Les brise-lames**

Ils sont utilisés comme mesures de protection côtière. Ces structures sont habituellement constituées de gros enrochements, de blocs préfabriqués, implantés à des distances prescrites au large pour réduire les hauteurs de vagues et autres effets des tempêtes.

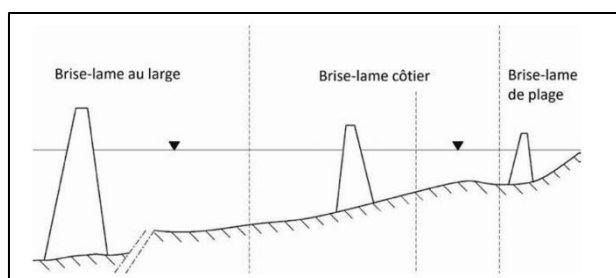


Figure I.4 Schéma des différents types des brises lames

- **Les épis**

Ces structures sont habituellement composées de gros enrochements ou de blocs préfabriqués avec une terminaison sur la plage et une autre s'étendant vers la mer à une distance prescrite. Ils aident à altérer le mouvement longitudinal au rivage du sable en favorisant l'accumulation des particules de sable sur l'estran ou en retardant les départs de sables.



Figure I.5 Epi

#### 1.2.4.2. Ouvrages intérieurs

▪ **Les ouvrages de protection et d'accès**

Les ouvrages de protection ont pour rôle de protéger les bassins portuaires des houles de large. Ils assurent aussi le calibrage du chenal d'accès pour les ports intérieurs.

▪ **Les plans d'eaux**

- Des bassins de marée, dont le niveau fluctue en fonction des variations de la marée.
- Des bassins à flot, où le niveau de l'eau suit celui des pleines mers ou est stabilisé à une hauteur définie.
- Une zone d'évitage, permettant au navire d'effectuer une manœuvre de rotation sur lui-même à 180° afin de s'amarrer dans une position facilitant son départ en cas de besoin.

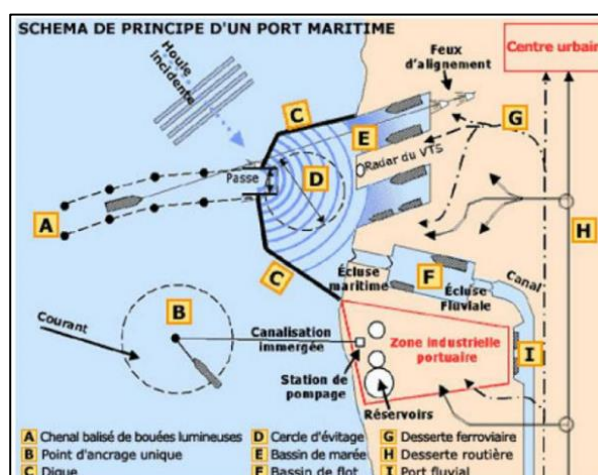


Figure I.6 Schéma d'un port maritime

▪ **Les ouvrages de réparation**

Les ouvrages de réparation et d'entretien: sont destinées à la réparation, l'entretien et la mise en peinture des navires. Parmi lesquels : écluses maritimes... ( Figure I.6 )

▪ **Les ouvrages d'accostage et d'amarrage**

Pendant leurs escales, les navires doivent pouvoir stationner en toute sécurité dans le port, à l'abri de l'agitation de la houle. Pour cela, il existe des ouvrages spécifiques permettant d'assurer cette protection.

▪ **Les quais**

Des 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) ainsi qu'aux efforts verticaux dus à leur poids propre. Leur rôle est de permettre l'amarrage et l'accostage des navires, supporter des charges importantes et faciliter les opérations de manutention des marchandises. Parmi les types de quais :

- Quai en caisson.
- Quai sur pieux.
- Quai en blocs de béton armé.

#### ▪ Les ducs d'Albe

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

#### ▪ Les appontements

L'ouvrage est conçu exclusivement pour l'accostage et/ou l'amarrage des navires. Il doit être capable de résister aux efforts horizontaux engendrés par l'accostage et l'amarrage, ainsi qu'aux efforts verticaux dus à son propre poids.

### I.3. Généralités sur le milieu marin

#### I.3.1. La houle

La surface de la mer présente généralement une suite indéfinie d'ondulations parallèles qui se propagent de façon sensiblement uniforme vers le rivage. On appelle houle cet ensemble d'ondulations ou de vagues.

Ils sont le résultat de l'interaction de violentes tempêtes avec de grandes quantités d'eau qui se produisent en pleine mer, à des milliers de kilomètres des masses terrestres.

##### I.3.1.1. Les caractéristiques de la houle

- La longueur d'onde correspond à la distance entre deux vagues (crêtes) successives.
- L'amplitude ou La hauteur de la vague se calcule en divisant la hauteur de la vague (mesurée entre la crête et le creux) par deux.
- La période représente l'intervalle de temps en secondes s'écoulant entre le passage de deux crêtes de vagues.
- La célérité (ou vitesse de déplacement d'une vague) est le rapport de la longueur d'onde par la période.

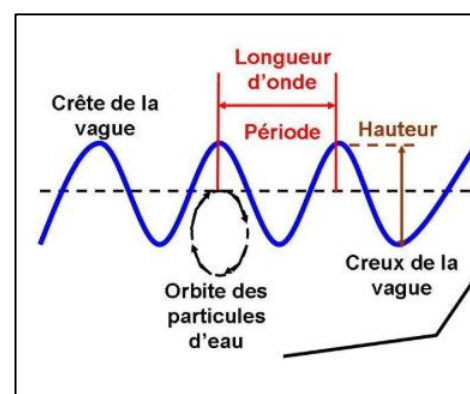


Figure I.7 Les caractéristiques de la houle

### I.3.1.2. Les déformations de la houle

- **Réfraction de la houle**

Lorsque la houle se propage dans un milieu à profondeur variable, sa célérité, ainsi que son amplitude et sa longueur d'onde, la période restant constante. Si le fond varie de façon irrégulière, la célérité n'est plus la même tout le long du front de houle. Les crêtes se déforment en plan : on dit que la houle réfracte.

- **Diffraction de la houle**

Lorsque la houle est partiellement arrêtée par un ouvrage, elle contourne celui-ci et des oscillations se manifestent derrière l'ouvrage : c'est la diffraction.

- **La réflexion**

Lorsque la houle aborde une paroi imperméable, elle se réfléchit partiellement sur celle-ci. La houle réfléchie, en se combinant à la houle incidente, donne naissance à des oscillations stationnaires appelées clapotis.

- **Déferlement de la houle**

Lorsque la cambrure de la houle augmente et dépasse une valeur limite, les vagues deviennent instables. La cambrure limite peut être atteinte sous l'effet soit du vent, soit de la diminution de profondeur qui augmente le creux et diminue la longueur d'onde. La vague est alors totalement ou partiellement détruite : c'est le déferlement. on s'intéresse en ces trois types :

- Le déferlement glissant à pentes douce.
- Le déferlement plongeant à pentes plus raide.
- Le déferlement gonflant à pentes très fortes.

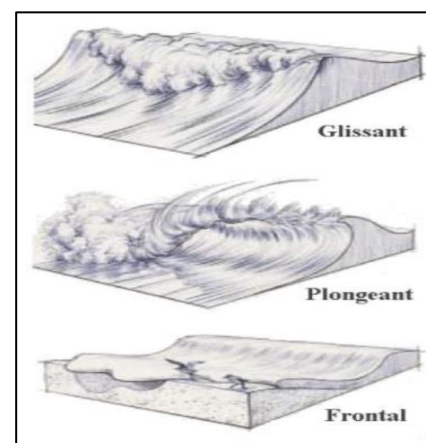


Figure 1.8 Types de déferlement

### I.3.2. Les vents

Les trains de vagues engendrées par un vent local constituent la mer du vent. Cette mer du vent est d'autant plus forte que le vent est fort, ou souffle longtemps, ou sur une étendue d'eau (fetch). Ces vagues se transforment en houle lorsque le vent faiblit ou lorsqu'elles se propagent en dehors de l'aire génératrice.

### I.3.3. Le fetch

La distance en mer ou sur un plan d'eau au-dessus de laquelle souffle un vent donné sans rencontrer d'obstacle (une côte par exemple).

### **I.3.4. La marée**

Des oscillations périodiques de l'eau des mers et océans, se traduisant par une montée et une descente du niveau de la mer en un même endroit. Ce phénomène résulte de l'attraction combinée de la Lune et du Soleil sur les particules d'eau. Il se manifeste à des moments variés selon la rotation de la Terre et son intensité varie en fonction des positions respectives de la Lune et du Soleil par rapport à la Terre.

### **I.4. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons abordé plusieurs notions théoriques afin de mieux comprendre l'interaction entre la mer et la terre. Ces concepts nous permettront, dans la suite de cette étude, d'analyser plus en détail les aspects liés à l'aménagement des espaces portuaires et leur adaptation aux contraintes maritimes.

***CHAPITRE II***  
***PRESENTATION DU PROJET***

## CHAPITRE II: PRESENTATION DU PROJET

### II.1.Introduction

Avant l'étude technique, il est essentiel de commencer par une connaissance précise du site. Ce chapitre présente les données de base qui permettent de situer le projet dans son contexte.

### II.2.Situation géographique

Le port de Zemmouri El Bahri ( ex Courbet marine ) est situé à environ 12 km de la wilaya de Boumerdes, à 45 Km à l'Est d'Alger, 35 Km à l'Ouest de Dellys et à 40 Km au Nord-Ouest du chef-lieu de Tizi-Ouzou. Il est accessible par une petite route qui descend de la route nationale RN 24 reliant Alger à Béjaia sur le littoral

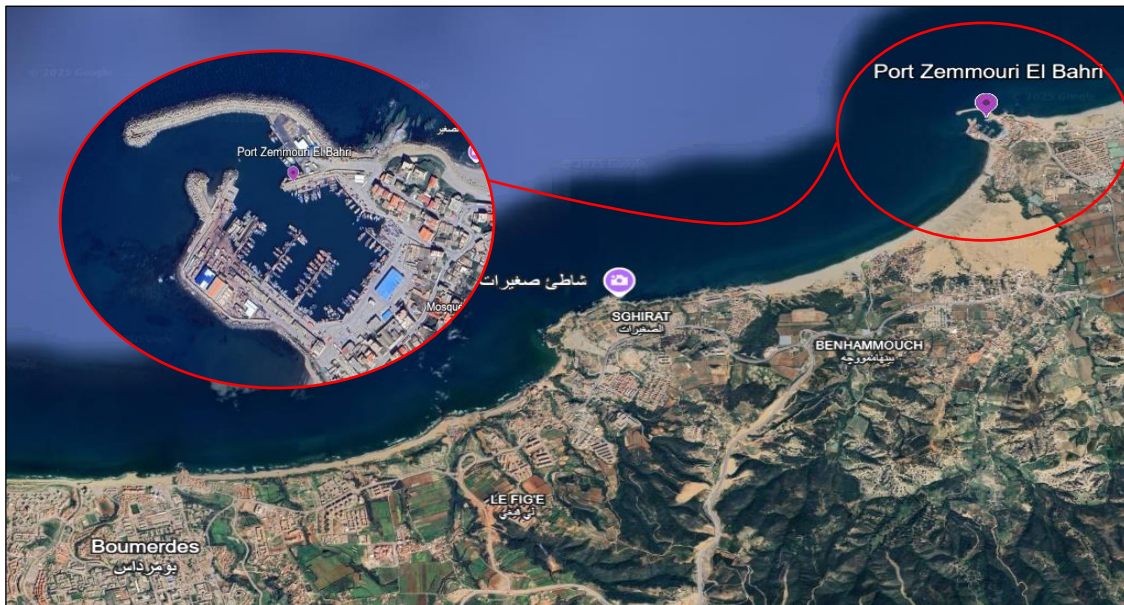


Figure II.1 Image satellitaire du port de pêche de Zemmouri El Bahri

### II.3.Données générales

#### ▪ L'état actuelle de port

Le port de Zemmouri El Bahri est établi à l'abri de deux jetée au Nord et une jetée secondaire à l'Ouest.

Tableau II.1 Caractéristiques techniques du port de Zemmouri El Bahri

Caractéristiques techniques	Valeurs
Longueur de la jetée principale	380 ml
Longueur de la jetée secondaire	410 ml
Quai d'accostage	255 ml

Appontement d'accostage	270 ml
Quai de débarquement	75 ml
Quai d'avitaillement	40 ml
Quai flottant	25 ml
Superficie du terre-plein	4 Ha
Superficie du plan d'eau	5 Ha
Tirant d'eau	-3 à -5 m

▪ **Capacité d'accueil**

Tableau II.2 Capacité d'accueil du port

	Chalutiers	Sardiniers	Petits métiers	Plaisanciers
Nombre des unités	3	87	94	11

▪ **Équipements du port**

- 1 Halle de vente
- 68 Cases pêcheurs
- 2 Fabriques de glace
- 1 Chambre froide
- 1 Station gasoil
- 1 Magasin de vente d'articles de pêche

**II.4. Données sur le projet**

**II.4.1. Données météorologiques**

**II.4.1.1. Climat et température**

La Wilaya de Boumerdès a un climat méditerranéen caractérisé par un été sec et chaud et un hiver humide et froid , avec des températures moyennes variant de 6°C à 31.5°C.

**II.4.1.2. Le vent**

Suite aux observations établis à partir des données de MEDATALS entre 1999 et 2004 en méditerranée, et les enregistrement journalier (données satellitaires) dans la zone du port, allant du 01 Janvier 2010 au 31 Décembre 2021 il a été conclu que :

- Le régime des vents dans la zone d'étude est dominé par les vents provenant des secteurs terrestres dans l'ensemble (SW, SSW, S, SSE, E , WSW et ENE) .
- Une fréquence d'apparition aux alentours des 70 % de l'ensemble des vents.
- Des vitesses maximales qui atteignent 20m/s pour les directions comprises entre 240° et 270°N les 16 m/s pour celles comprises entre 45° et 90° .

## II.4.2. Données Océanographiques

### II.4.2.1. La houle

Le principe de l'analyse de la houle au large repose sur des observations effectuées à bord de navires. Les données proviennent d'un document du U.S. Naval Weather Command intitulé "Summary of Synoptic Meteorological Observation" (S.S.M.O). Elles couvrent une période de 8 ans, de 1963 à 1970. Une analyse statistique de ces données de base permet de déterminer les secteurs de houle prédominants ainsi que leurs amplitudes respectives :

- En période hivernale (novembre à février) dans les secteurs d'Ouest à Nord-Ouest.
- En période estivale (avril à septembre), ce sont les houles d'est et de Nord-Est.

Les hauteurs de la houle en fonction de la période de retour sont reprises dans le tableau suivant :

Tableau II.3 Hauteur significative en fonction de la période de retour par direction

Direction des houles	Est	Nord-Est	Nord	Nord-Ouest	Ouest	Toutes Directions
<b>Biennale</b>	4,12 m	4,93 m	4,90 m	4,16 m	7,36 m	7,44 m
<b>Quinquennale</b>	4,70 m	5,67 m	5,75 m	4,87 m	8,43 m	8,34 m
<b>Décennale</b>	5,14 m	6,23 m	6,38 m	5,40 m	9,22 m	9,02 m
<b>Vingtennale</b>	5,59 m	6,79 m	7,02 m	5,94 m	10,02 m	9,70 m
<b>Cinquantenale</b>	6,17 m	7,53 m	7,87 m	6,65 m	11,08 m	10,60 m
<b>Centennale</b>	6,62 m	8,08 m	8,50 m	7,18 m	11,88 m	11,27 m

D'après les résultats de l'étude de propagation de la houle, cette dernière peut atteindre une hauteur maximale d'environ 11.88 mètres au large.

#### ▪ Etude de la réfraction de la houle

L'étude de la réfraction de la houle a pour objet l'exploitation des caractéristiques de la houle au large pour définir les caractéristiques de la houle à la côte. Les données de la houle à la côte serviront de données d'entrée au calcul du transit sédimentaire et/ou pour le dimensionnement des ouvrages maritimes.

Les données de houle utilisées pour calculer la réfraction proviennent du document *Summary of Synoptic Meteorological Observations (SSMO)*, couvrant la période de 1963 à 1970. Grâce à un traitement statistique de ces relevés, il est possible d'identifier la fréquence d'apparition des houles selon leur direction et leur période.

Tableau II.4 Amplitude de la houle annuelle au large par période et par direction

Période	Direction de la houle		
	N 360 °	N 30°	N 315°
<b>6</b>	1,00 m	1,09 m	1,10 m
<b>8</b>	2,67 m	2,56 m	2,64 m

10	4,92 m	5,05 m	4,53 m
----	--------	--------	--------

Le coefficient de réfraction (Kr) pour les houles annuelles a été calculé pour chaque direction retenue à une profondeur d'environ -10 m.

*La zone d'étude a été subdivisée en 2 zones distinctes de part et d'autre du port existant, soit la zone Est et la zone Ouest.*

### 1. Zone Est

Tableau II.5 Houle annuelle pour les différentes directions et périodes - Zone Est -

Direction en degré	Période en (s)	Amplitude de la houle au large hs (m)	Amplitude de la houle en a – 10 m (m)	Angle d'arrivée (degré)	Coefficient de réfraction Kr a – 10 m
N 360°	6	1	0.93	358	0.93
N 360°	8	2.67	2.49	355	0.93
N 360°	10	4.92	4.4	352	0.89
N 315°	6	1.10	1.02	318	0.93
N 315°	8	2.64	2.46	321	0.93
N 315°	10	4.53	4.15	324	0.92
N 30°	6	1.09	0.95	22	0.87
N 30°	8	2.56	2.14	15	0.84
N 30°	10	5.05	4.12	9	0.82

Pour les houles annuelles, on remarque que les houles de directions N 360°, N 315° sont peu réfractées et conservent leur énergie, leurs coefficients de réfraction sont compris entre 0.89 et 0.93.

D'autres part, la houle de la direction N 30° est plus ou moins réfractée, leur déviation est comprise entre 8° et 21°.

Tableau II.6 Les moyennes des résultats obtenus par direction à différentes profondeurs pour la houle - Zone Est -

Direction en degré	Période de retour	Hs au large (m)	-20 m		-15 m		-10 m		-5 m	
			Hs(m)	Kr	Hs(m)	Kr	Hs(m)	Kr	Hs(m)	Kr
N 360°	100 ans	8.5	7.8	0.92	7.4	0.87	5.7	0.67	3.1	0.36
N 315°	100 ans	7.18	6.61	0.92	6.59	0.92	5.23	0.73	2.9	0.40
N 30°	100 ans	8.08	7.02	0.87	6.8	0.84	5.43	0.67	3.06	0.38

Pour les houles Centennales, celles de secteur N 360° et N315° présentent les plus forts coefficients de réfraction. Elles atteignent le site frontalement.

La houle de direction N 30° présente de faibles coefficients de réfraction par rapport aux autres directions.

## 2. Zone ouest

Tableau II.7 Houle annuelle pour les différentes directions et périodes - Zone Ouest -

Direction en degré	Période en (s)	Amplitude de la houle au large hs (m)	Amplitude de la houle en a – 10 m (m)	Angle d'arrivée (degré)	Coefficient de réfraction Kr à – 10 m
N360°	6	1	0.89	354	0.89
N360°	8	2.67	2.33	348	0.87
N360°	10	4.92	4.16	343	0.84
N315°	6	1.10	1.02	315	0.93
N315°	8	2.64	2.46	316	0.93
N315°	10	4.53	4.16	317	0.92
N30°	6	1.09	0.83	15	0.76
N30°	8	2.56	1.83	6	0.71
N30°	10	5.05	3.41	359	0.67

Pour les houles annuelles, on remarque que la houle de directions N 360° sont plus ou moins réfractées et conservent leur énergie. Leurs coefficients de réfraction sont compris entre 0.84 et 0.89.

La déviation de la houle de direction N315° est presque nulle donc elle arrive sur le site frontalement en conservant ainsi son énergie.

Par contre, la houle de la direction N 30° est très réfractée et perdre environ 40 % de son énergie.

Tableau II.8 Les moyennes des résultats obtenus par direction à différentes profondeurs pour la houle - Zone Ouest -

Direction En degré	Période de retour	Hs au large (m)	-20 m		-15 m		-10 m		-5 m	
			Hs(m)	Kr	Hs(m)	Kr	Hs(m)	Kr	Hs(m)	Kr
N 360°	100 ans	8.5	7.8	0.92	7.21	0.85	5.41	0.63	2.67	0.31
N 315°	100 ans	7.18	7.05	0.98	6.87	0.96	5.23	0.73	2.70	0.37
N 30°	100 ans	8.08	5.3	0.65	5.1	0.63	4.66	0.58	2.57	0.32

Pour les houles centennales, celle de secteur N315° présente les plus forts coefficients de réfraction. Elle atteint le site frontalement.

La houle de direction N 360° est un peu plus réfractée comparativement à la houle de direction N 315°. Pour la houle de direction N30°, elle est très réfractée, son coefficient de réfraction à-10 m est 0.58.

Les houles de secteur N 360° et N 315° sont défavorables pour les ouvrages futurs.

#### **II.4.2.2. Le marée**

L'amplitude des marées sur la côte algérienne est assez faible, elle est de l'ordre de 30-50 cm. par conséquent, les courants induits par la houle au large ou à la côte sont avec le courant atlantique responsable de la majorité des phénomènes dynamiques et hydro sédimentaires.

#### **II.4.2.3. Les courants**

Le littoral algérien est soumis à des courants marins orientés d'ouest en est, avec une vitesse avoisinant 1 m/s. Étant donné leur faible impact, ces courants ne sont pas à prendre en compte dans la conception des ouvrages de protection.

### **II.4.3. Données physiques**

#### **II.4.3.1. Levé bathymétrique**

La campagne de bathymétrie a été faite en parallèle avec la topographie pour permettre par la suite de faire l'étude de réfraction de la houle et dégager le meilleur positionnement des ouvrages de protection.

#### **II.4.3.2. La géomorphologie**

Les données utilisées pour cette étude sont les résultats de la campagne de reconnaissances générales : Les sondages à la lance, les prélèvements d'échantillons, analyse granulométrique...

A partir des résultats des essais pressiométriques obtenus sur le site, le sol est classé en catégorie S2, correspondant au site ferme, et cela d'après la classification des sites du RPA 99/2003.

#### **II.4.3.3. Données hydrologiques**

La zone littorale de la province de Boumerdes est sillonnée par deux oueds importants: Oued Isser et Oued Sebaou situés les deux à l'est de notre site d'études.

#### **II.4.3.4. Sismicité**

La wilaya de Boumerdes est caractérisée par une forte activité sismique qui est liée à un contexte dynamique créée par la remontée de la plaque africaine contre la plaque eurasiatique. Avec la présence de la faille de Thénia sur une longueur totale d'au moins 35 km qui a causé le séisme de 21 mai 2003 qui a fait des dégâts importants.

La zone de Zemmouri El Bahri est classée selon le **RPA 24** comme zone VI groupe A .

## II.4.4. Données relatives aux besoins

### II.4.4.1. Ressources halieutiques

L'étude de faisabilité a confirmé la possibilité d'extension du port en raison de la richesse halieutique de la zone. Selon les données fournies par la direction de la pêche de la wilaya de Boumerdes, plusieurs espèces à forte valeur commerciale sont présentes, avec des volumes de débarquements réguliers.

### II.4.4.2. La flottille de pêche

Pour l'exploitation des ressources halieutiques, la Direction de la pêche et des ressources halieutiques de la wilaya de Boumerdes a estimé que la flottille de pêche à l'horizon de 2030 est :

Tableau II.9 Nombre et caractéristiques des embarcations

Désignation	Nombre		Longueur (m)		Largeur m	Tirant d'eau m
<b>Thoniers</b>	05		18 à 35		6 à 7	4.2 à 5
<b>Chalutiers</b>	20		10 à 25		4 à 6	3 à 4
<b>Sardiniers</b>	50		6 à 22		3 à 5	2 à 3
<b>Petit métiers</b>	30	120	12	4.80 à 9	4	0.70 à 3

## II.4.5. Besoins pour l'aménagement

### II.4.5.1. Profondeur d'eau nécessaire

La profondeur minimale à respecter au pied des quais est la suivante :

Tableau II.10 Profondeur d'eau nécessaire

Désignation	Profondeur au pied des quais
<b>Thoniers / Chalutiers</b>	6.50 m
<b>Sardiniers / Petit métiers</b>	4.50 m

### II.4.5.2. Schéma d'aménagement

#### ▪ Besoins en linéaire de quai et d'appontement

Tableau II.11 Besoins en linéaire de quai et d'appontement

Désignation	Quantité
Linéaire nécessaire pour l'amarrage	1230 ml
Linéaire de quai pour le débarquement	170 ml
Linéaire nécessaire pour l'avitaillement en fuel	50 ml
<b>Total</b>	<b>1450 ml</b>

- **Besoins en surface**

Tableau II.12 Besoins en surface

Désignation	Surface (m <sup>2</sup> )
Mise à sec des petits métiers	4000 m <sup>2</sup>
Linéaire pour la réparation	6000 m <sup>2</sup>
Surfaces pour le Roulev	6000 m <sup>2</sup>
Rangement outillage et accessoires	20000 m <sup>2</sup>
Halle de vente, entrepôts frigorifiques	1600 m <sup>2</sup>
Bâtiments administratifs	150 m <sup>2</sup>
Parking	5700 m <sup>2</sup>
Total	43450 m <sup>2</sup>

## II.5. Conclusion

Ces éléments de base offrent une première lecture du site, de ses spécificités et de l'état actuel du port. Ils constituent un point de départ indispensable pour effectuer les meilleurs choix en matière de variantes d'aménagement.

Par ailleurs, l'étude met en évidence que la zone ouest du port présente un certain nombre de contraintes techniques et physiques qui réduisent considérablement son potentiel d'aménagement futur.

## ***CHAPITRE III***

# ***ANALYSE DES VARIANTES D'AMENAGEMENT POUR LE CHOIX DE LA VARIANTE A RETENIR***

## CHAPITRE III: AVANT PROJET SOMMAIRE

### III.1. Introduction

Pour évaluer le potentiel de chaque variante, deux esquisses d'aménagement sont proposées et comparées selon des critères techniques liés au fonctionnement et à la faisabilité. Ce choix vise à optimiser l'aménagement tout en réduisant les risques liés à l'ensablement, à la navigation et à l'exploitation du port.

### III.2. Description des variantes d'aménagement

#### III.2.1. Variante 01

La variante d'aménagement comprend :

- Une jetée principale de 1300 ml, enracinée à 400 m de la plage, fondée entre -4 m et -12 m.
  - Une jetée secondaire de 385 ml, greffée au coude de l'ancienne jetée principale, fondée entre -4 m et -10 m.
  - Un linéaire de quai d'environ 1496 ml , y compris les appontements.
  - Une cale de halage pour la réparation des embarcations.
  - Une estacade pour rouleau avec une capacité de levage de 250 tonnes.
  - Un terre-plein ayant une superficie totale de 11 Ha.
  - Le volume prévu pour le dragage est de 60 000 m<sup>3</sup>.
- La surface totale du plan d'eau est d'environ 17 Ha.  
– La passe d'entrée est orientée vers le Nord-Ouest.

#### III.2.2. Variante 02

La variante d'aménagement comprend :

- Une jetée principale de 1345 ml, enracinée à 400 m de la plage. Elle est constituée d'un musoir et de trois tronçons. Le premier tronçon de 660 ml fondé entre les profondeurs de -12 et -10, Le second tronçon de 525 ml est situé à des profondeurs de -5 et -10 et le dernier tronçon de 160 mètres est fondé entre les profondeurs de -2 et -5.
- Une jetée secondaire de 275 ml, greffée à environ 100 m du musoir de l'ancienne jetée principale de l'ancien port, fondée entre -5 m et -9 m.
- Un linéaire de quai d'environ 1343 ml , y compris les appontements.
- Une cale de halage pour la réparation des embarcations.
- Une estacade pour rouleau avec une capacité de levage de 300 tonnes.
- Un terre-plein ayant une superficie totale d'environ 9 Ha.
- Le volume prévu pour le dragage est de 40 000 m<sup>3</sup>.

- La surface totale du plan d'eau est d'environ 20 Ha.
- La passe d'entrée est orientée vers le Nord-Ouest.

### III.3. Estimation des coûts de réalisation des variantes d'aménagement

Sur la base des prix unitaires pratiqués par les entreprises et les avant- métrés des ouvrages, une estimation des coûts de construction des deux (02) variantes d'aménagement proposées au niveau du site et qui est donnée par :

Tableau III.1 Coût estimatif des deux variantes

Désignation	Variante 1	Variante 2
Jetée principale	4 320 000 000	4 470 000 000
Jetée secondaire	726 000 275	518 576 625
Terre-pleins	1 250 500 000	1 022 045 455
Ouvrage d'accostage y compris les appontements	1 670 358 000	1 500 000 000
Dragage	255 000 000	170 000 000
Sous Total -DA	8 221 858 275	7 680 622 080
Installation de chantier et aléas (10%) -DA	822 000 000	7 68 100 000
TOTAL HT-DA	9 043 858 275	8 448 722 080
TVA 19% -DA	1 718 333 072	1 605 257 195
Total TTC-DA	10 762 191 347	10 053 979 275
Total arrondi TTC-DA	<b>10 800 000 000</b>	<b>10 100 000 000</b>

\* Ces coûts ne concernent que les grands travaux cités dans le tableau ci-dessus, les travaux secondaires tels que l'électricité, installation du réseau et autres ne sont pas pris en considération.

### III.4. Etude de possibilité d'extension pour les variantes

- La bathymétrie du fond marin est assez régulière et la pente varie de 1,2 à 1,5%.
- La zone est bien desservie via des accès routiers, deux routes communales conduisent à la RN 24.
- Le site est exposé aux houles nord, nord-est et nord-ouest.
- La plage d'une largeur d'environ 150 m et 13 km de longueur facilite l'extension du port. Affluence moyen des estivants pendant la période estivale.

La zone **Est** est la plus convenable et pratique pour faire l'extension

### III.5. Analyse multicritères des variantes

Une étude comparative des différentes variantes a été établie sur la base des critères suivants

- Coûts de construction
- Agitation résiduelle
- Capacité d'accueil par rapport aux besoins exprimés
- Gain en surfaces des terre-pleins
- Gain en superficie du plan d'eau

Chaque critère est évalué selon un système de notation comprenant trois niveaux :

- **A** : plus favorable (10 points)
- **B** : peu favorable (08 points)
- **C** : plus défavorable (06 points)

Tableau III.2 Critères de comparaison

N°	Désignation	Variante 1	Variante 2
01	Coût de construction	08	10
02	Agitation résiduelle	08	10
03	Capacité d'accueil par rapport aux besoins exprimés	08	08
04	Gain en surfaces des terre-pleins	06	08
05	Gain en superficie du plan d'eau	06	08
Notation global		<b>36/50</b>	<b>46/50</b>

Sur la base de ces critères sus citées les deux variantes montrent une similitude vis-à-vis de l'agitation résiduelle, les deux variantes d'aménagement offrent des bonnes conditions de navigation à l'entrée du port et une stabilité au niveau des ouvrages d'accostage.

Par contre, la variante n°2 est moins chère que la variante n°1, le rapport du coût de construction de la première variante sur la deuxième est de l'ordre 1.07 .

### III.6. Conclusion

À la lumière de cette comparaison entre les différentes variantes, celle qui a été retenue est la variante 2, et ce, suite aux qualifications favorables qu'elle présente du point de vue technico-économique. Cette dernière va faire l'objet d'une étude détaillée. Par ailleurs, à la suite de l'étude de l'agitation, un ajout d'un deuxième épi de 75 m a été proposé afin d'améliorer la protection du plan d'eau..

***CHAPITRE IV***  
***DIMENSIONNEMENT DES***  
***OUVRAGES DE PROTECTION***

## CHAPITRE IV: DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PROTECTION

### IV.1. Introduction

Après avoir retenu la variante d'aménagement, ce chapitre présente le dimensionnement des ouvrages de protection, en tenant compte des conditions maritimes du site et des exigences techniques du projet.

### IV.2. Choix de la structure

Le choix du type de structure repose sur plusieurs paramètres, notamment le coût, la faisabilité technique, la disponibilité des matériaux et les préférences du maître d'ouvrage.

Dans notre cas, les ouvrages de protection retenus sont des digues à talus surmontées d'un couronnement en béton armé, un choix justifié par la nécessité d'adapter la structure aux faibles profondeurs et aux fortes houles.

### IV.3. Choix des matériaux

Les enrochements naturels sont utilisés principalement dans le corps de la jetée et dans les zones à faibles profondeurs, où leur emploi est le plus approprié. Cependant, la disponibilité limitée des blocs naturels de plus de 10 tonnes a conduit au recours à des blocs préfabriqués pour la carapace. Le type d'enrochement envisagé dans ce projet est le BCR qui offre le meilleur rapport qualité-prix.

### IV.4. Méthode de dimensionnement

#### IV.4.1. Dimensionnement de la carapace

##### ▪ Poids des blocs de la carapace

Il existe de nombreuses formules empiriques pour déterminer le poids unitaire des enrochements des ouvrages à talus. La méthode utilisée dans cette partie est celle élaborée par HUDSON (1953).

La formule de stabilité de HUDSON se présente comme suit :

$$W = \frac{1}{K_D} \frac{\gamma_s}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1\right)^3} \frac{H_b^3}{\cos \alpha}$$

- W : poids unitaire des blocs de la carapace en tonne
- $\gamma_s$  : densité du matériau constitutif du bloc en t/m<sup>3</sup>
- $\gamma_0$  : densité de l'eau de mer égale à 1.026 t/ m<sup>3</sup>
- H : hauteur de la houle de projet en m

- $\alpha$  : angle du talus d'encrochement par rapport à l'horizontale
- $K_D$  : coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON

▪ **Epaisseur de la carapace**

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

- E : épaisseur de la carapace
- n : nombre de couches (= 2)
- $K_{\Delta}$  : coefficient de couche
- $\gamma_S$  : densité du matériau
- W : le poids des blocs de carapace

▪ **Nombre des blocs de la carapace**

$$N_s = n K_{\Delta} (1 - p) \left( \frac{\gamma_S}{W} \right)^{\frac{2}{3}}$$

- $N_s$  : nombre de blocs.
- $K_{\Delta}$  : coefficient de couche.
- p : porosité moyenne.
- $\gamma_S$  : densité du matériau.
- W : le poids des blocs de carapace.

#### IV.4.2. Dimensionnement des filtres

##### 1. Dimensionnement du filtre support

• **Poids du filtre support**

$$\frac{w}{10} < w_1 < \frac{w}{5}$$

• **L'épaisseur du filtre support**

$$E = n K_{\Delta} \left( \frac{w_1}{\gamma_S} \right)^{\frac{1}{3}}$$

## 2. Dimensionnement du filtre de transition

- Poids du filtre de transition

$$\frac{w}{200} < w_1 < \frac{w}{100}$$

- L'épaisseur du filtre de transition

$$E = n K_{\Delta} \left( \frac{w_2}{\gamma_S} \right)^{\frac{1}{3}}$$

### IV.4.3. Enrochements du talus arrière (ouvrage peu franchi)

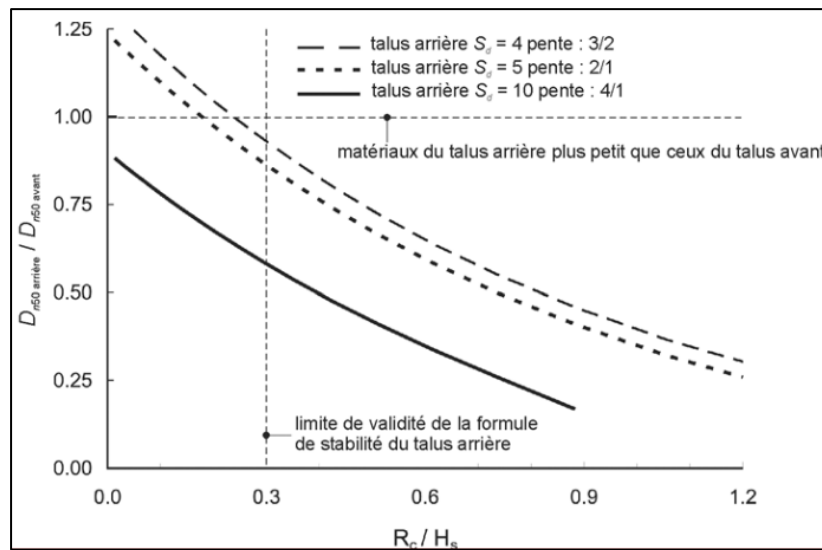


Figure IV.1 Abaque pour le calcul de talus arrière

### IV.4.4. Dimensionnement de la butée

- Poids de la butée

$$W = \frac{0.1}{K_D} \frac{\gamma_S}{\left( \frac{\gamma_S}{\gamma_0} - 1 \right)^3} \frac{H_b^3}{\cos \alpha} \frac{H}{h}$$

- L'épaisseur de la butée

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

- $h$  : la côte d'utilisation de l'enrochement calculé par rapport au niveau de repos .

#### IV.5. Vérification des lois de TERZAGHI

Les conditions à vérifier sont :

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

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

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

On calcule le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer par les formules :

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

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

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

Avec  $w_i$  et  $w_s$  sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

#### IV.6. Dimensionnement des ouvrages de protection

##### IV.6.1. Dimensionnement de la jetée principale

Tableau IV.1 Profondeur au pied de l'ouvrage et houle de projet

Désignation	Musoir	Trancon1	Trancon2	Trancon3
Profondeur au pied de l'ouvrage (m)	12	12	10	5
Houle du projet (m)	5.86	5.47	4.83	2.86

- \* Les matériaux utilisés pour chaque couche sont :

**CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PROTECTION**

*Tableau IV.2 Matériaux utilisés pour la jetée principale*

<b>La carapace</b>	<b>BCR</b>
<b>Le filtre de transition</b> <b>Le filtre support</b> <b>La butée</b>	<b>Enrochements naturels anguleux</b>
<b>Le noyau</b>	<b>Tout venant de carrière TVC</b>

**IV.6.1.1. Le musoir ( P1 )**

Les musoirs sont fortement sollicités par la houle, notamment à cause de la diffraction et du franchissement. Ces effets concentrent l'énergie des vagues sur la structure. Pour réduire cette énergie, on met en place des BCR qui agissent comme dissipateurs.

*Tableau IV.3 Caractéristiques des constituants du musoir*

Données		Résultats		Choix
<b>Carapace</b>	$\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$ $H=5.47$ $\cot \alpha = 3/2$ $KD = 6.8$ $K\Delta = 1.10$ $P=44\%$	<b>Poids</b>	$W=16.03 \text{ t}$	$W=16 \text{ t}$
		<b>Epaisseur</b>	$E= 4.14 \text{ m}$	$E=4.10 \text{ m}$
		<b>Nombre de blocs</b>	$N= 0.347 \text{ blocs/m}^2$	$35 \text{ blocs /100m}^2$
<b>Filtre support</b>	$n = 2$ $K\Delta = 1.15$ $\gamma_s=2.6\text{t/m}^3$	<b>Poids</b>	$1.6 < W1 < 3.2$	1 à 3 tonnes
<b>Filtre de transition</b>		<b>Epaisseur</b>	$E1=2.11 \text{ m}$	$E= 2.2 \text{ m}$
<b>Noyau</b>	-	<b>Poids</b>	$0.0003 < W3 < 0.0005$	0 à 0.5 tonnes
<b>Talus arrière</b>	-	<b>Poids</b>	-	1 à 3 tonnes
		<b>Epaisseur</b>	-	$E= 3.7 \text{ m}$

*Tableau IV.4 Caractéristiques de la butée et la contre butée*

<b>La butée</b>	$H=5.86 \text{ m}$ $h = 1.3H = 7.62\text{m}$ $K\Delta = 3.2$ $K\Delta = 1.15$	<b>Poids</b>	$W= 2.32\text{t}$	2 à 5 t
		<b>Epaisseur</b>	$E=2.539 \text{ m}$	$E= 2.6 \text{ m}$
<b>Contre butée</b>	$H=5.86$ $h = 1.3H = 7.62\text{m}$ $KD = 3.2$ $K\Delta = 1.15$	<b>Poids</b>	$W= 2.32\text{t}$	2 à 5 t
		<b>Epaisseur</b>	$E=2.539 \text{ m}$	$E= 2.6 \text{ m}$

IV.6.1.2. Le premier tronçon ( P2 )

Tableau IV.5 Caractéristiques des constituants de la section courante

Données		Résultats		Choix
Carapace	$\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$ $H = 5.86 \text{ m}$ $\cot \alpha = 3/2$ $KD = 5$ $K\Delta = 1.10$ $P = 44\%$	Poids	$W = 26.81 \text{ t}$	$W = 27 \text{ t}$
		Epaisseur	$E = 4.89 \text{ m}$	$E = 4.9 \text{ m}$
		Nombre de blocs	$N = 0.245 \text{ blocs/m}^2$	25 blocs /100m <sup>2</sup>
Filtre support	$n = 2$ $K\Delta = 1.15$ $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$	Poids	$2.7 < W1 < 5.4$	3 à 6 tonnes
Filtre de transition		Epaisseur	$E1 = 2.76 \text{ m}$	$E1 = 2.8 \text{ m}$
		Poids	$0.135 < W2 < 0.27$	0.3 à 1t
		Epaisseur	$E2 = 1.448 \text{ m}$	$E2 = 1.5 \text{ m}$
Noyau	-	Poids	$0.0045 < W3 < 0.006$ 75	0 à 0.5 tonnes
Talus arrière	-	Poids	-	2 à 5 tonnes
		Epaisseur	-	$E = 4.3 \text{ m}$

Tableau IV.6 Caractéristiques de la butée

Données		Résultats		Choix
La butée	$H = 5.47$ $h = 1.3H = 7.11 \text{ m}$ $KD = 3.5$	Poids	$W = 1.727 \text{ t}$	1 à 3 t
		Epaisseur	$E = 1.78 \text{ m}$	$E = 1.8 \text{ m}$

IV.6.1.3. Le deuxième tronçon ( P3 )

Tableau IV.7 Caractéristiques des constituants du deuxième tronçon

Données		Résultats		Choix
Carapace	$H = 4.83 \text{ m}$ $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$ $\cot \alpha = 3/2$ $KD = 6.8$ $K\Delta = 1.10$ $P = 44\%$	Poids	$W = 11.04 \text{ t}$	$W = 11 \text{ t}$
		Epaisseur	$E = 3.64 \text{ m}$	$E = 3.7 \text{ m}$
		Nombre de blocs	$N = 0.446 \text{ blocs/m}^2$	45 blocs /100m <sup>2</sup>
Filtre support	$n = 2$ $K\Delta = 1.15$ $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$	Poids	$1.1 < W1 < 2.2$	1 à 3 tonnes
Filtre de transition		Epaisseur	$E1 = 2.11 \text{ m}$	$E1 = 2.10 \text{ m}$
		Poids	$0.135 < W2 < 0.27$	0.3 à 1t
		Epaisseur	$E2 = 1.449 \text{ m}$	$E2 = 1.5 \text{ m}$
Noyau	-	Poids	$0.0018 < W3 < 0.0028$	0 à 0.5 tonnes
Talus arrière	-	Poids	-	1 à 3 tonnes
		Epaisseur	-	$E = 3.6 \text{ m}$

Tableau IV.8 Caractéristiques de la butée

Données		Résultats		Choix
La butée	H=4.83 m h = 1.3H = 6.28 m KΔ = 3.2	Poids	W= 1.15 t	1 à 3 t
	KΔ = 1.15	Epaisseur	E=2.11 m	E= 2.1 m

#### IV.6.1.4. Le troisième tronçon ( P5 )

Tableau IV.9 Caractéristiques des constituants du troisième tronçon

Données		Résultats		Choix
Carapace	$\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$ H=2.86 m cot $\alpha = 3/2$ KD = 3.5 KΔ = 1.15 P=44%	Poids	W=3.21 t	W= 4 t
		Epaisseur	E=2.65m	E=2.7 m
		Nombre de blocs	N=1.035 blocs/m <sup>2</sup>	104 blocs /100m <sup>2</sup>
Filtre support	n = 2 KΔ = 1.15 $\gamma_s=2.6\text{t/m}^3$	Poids	0.4 < W1 < 0.8	0.5 à 2 tonnes
		Epaisseur	E1=1.801m	E1=1.80 m
Noyau	-	Poids	0.0006 < W3 < 0.001	0 à 500kg
Talus arrière	-	Poids	-	0.5 à 2 tonnes
		Epaisseur	-	E1=1.80 m
La butée	$\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$ KD = 3.5 h = 1.3H = 3.72 m KΔ = 1.15	Poids	W= 0.247 t	0.3 à 1 t
		Epaisseur	E=1.448 m	E= 1.5 m

#### IV.6.2. Dimensionnement de la jetée secondaire

Tableau IV.10 Profondeur au pied de l'ouvrage et houle du projet

	Musoir	Section courante	Enracinement
Profondeur au pied de l'ouvrage	9	9	5
Houle du projet	5.47	5.47	4.83

- \* Les matériaux utilisés pour chaque couche sont :

Tableau IV.11 Matériaux utilisés pour la jetée secondaire

<b>La carapace</b>	<b>Bloc cubique rainuré BCR</b>
<b>Le filtre de transition</b>	<b>Enrochement naturel anguleux</b>
<b>Le filtre support</b>	<b>Enrochement naturel anguleux</b>
<b>Le noyau</b>	<b>Tout venant de carrière TVC</b>

#### IV.6.2.1. Le musoir

Tableau IV.12 caractéristiques du musoir

Données		Résultats		Choix
<b>Carapace</b>	$\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$ H= 5.47 m cot $\alpha = 3/2$ KD = 5 K $\Delta$ = 1.10 P=44%	Poids	W=21.81t	W=22 t
		Epaisseur	E=4.57m	E=4.6m
		Nombre de blocs	N=0.281 blocs/m <sup>2</sup>	28 blocs /100m <sup>2</sup>
<b>Filtre support</b>	n = 2 K $\Delta$ = 1.15 $\gamma_s=2.6\text{t/m}^3$	Poids	2.2 < W1 < 4.4	3 à 6 tonnes
		Epaisseur	E1=2.761 m	E1=2.8 m
<b>Filtre de transition</b>		Poids	0.11 < W2 < 0.22	0.3 à 1t
		Epaisseur	E2= 1.448 m	E2=1.5 m
<b>Noyau</b>	-	Poids	0.0036<W3<0.0055	0 à 0.5 tonnes
<b>Talus arrière</b>	-	Poids	-	2 à 5 tonnes
		Epaisseur	-	E1=4.3 m

Tableau IV.13 Caractéristiques de la butée

Données		Résultats		choix
<b>La butée</b>	H=5.47m h = 1.3H = 7.11m KD = 3.2	Poids	W= 1.89 t	2 à 5 t
		Epaisseur	E=2.539 m	E= 2.6 m

#### IV.6.2.1. La section courante

Tableau IV.14 caractéristiques de la section courante

Données		Résultats		Choix
<b>Carapace</b>	$\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$ H= 5.47 m P=44% KD = 6.8 K $\Delta$ = 1.10	Poids	W=16.03 t	W=16 t
		Epaisseur	E= 4.11 m	E=4.10 m
		Nombre de blocs	N= 0.347 blocs/m <sup>2</sup>	35 blocs /100m <sup>2</sup>

**CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PROTECTION**

<b>Filtre support</b>	n = 2 KΔ = 1.15 γ <sub>s</sub> =2.6t/m <sup>3</sup>	Poids	1.6 < W1 < 3.2	1 à 3 tonnes
		Epaisseur	E1=2.11 m	E= 2.1 m
<b>Filtre de transition</b>		Poids	0.08 < W2 < 0.16	0.3 à 1 tonnes
		Epaisseur	E2= 1.448 m	E=1.5 m
<b>Noyau</b>	-	Poids	0.0003<W3<0.0005	0 à 0.5 tonnes
<b>Talus arrière</b>	-	Poids	-	1 à 3 tonnes
		Epaisseur	-	E1=3.6 m
<b>La butée</b>	H=5.47m KD = 3.2	Poids	W= 1.89 t	2 à 5 t
		Epaisseur	E=2.539 m	E= 2.6 m

**IV.6.2.2. L'enracinement**

*Tableau IV.15 caractéristiques de l'enracinement*

Données		Résultats		Choix
<b>Carapace</b>	γ <sub>s</sub> = 2.4 t/m <sup>3</sup> H=4.51 m cot α = 3/2 KD = 6.8 KΔ = 1.10 P=44%	Poids	W=8.99 t	W=9 t
		Epaisseur	E=3.4m	E=3.4m
		Nombre de blocs	N=0.5104 blocs/m <sup>2</sup>	51 blocs/100m <sup>2</sup>
<b>Filtre support</b>	n = 2 KΔ = 1.15 γ <sub>s</sub> =2.6t/m <sup>3</sup>	Poids	0.9 < W1 < 1.8	1 à 3 tonnes
		Epaisseur	E1=2.11m	E1=2.10m
<b>Noyau</b>	-	Poids	0.0015<W3<0.0022	0 à 500kg
<b>Talus arrière</b>	-	Poids	-	1 à 3 tonnes
		Epaisseur	-	E1=2.10m
<b>La butée</b>	H = 4.51m KD = 3.5	Poids	W= 1.17 t	1 à 3 t
		Epaisseur	E=2.107 m	E= 2.1 m

**IV.6.3. Dimensionnement de l'épi**

*Tableau IV.16 caractéristiques de l'épi*

Données		Résultats		Choix
<b>Carapace</b>	γ <sub>s</sub> = 2.6 t/m <sup>3</sup> H=50% H <sub>s</sub> H=2.74m cot α = 3/2 K <sub>D</sub> = 4 KΔ = 1.15 P=40%	Poids	W=2.47 t 0.5<W<3.125	2 à 5 tonnes
		Epaisseur	E=2.27 m	E = 2.3m
		Nombre de blocs	N=1.497 blocs/m <sup>2</sup>	150 blocs /100m <sup>2</sup>
<b>Noyau</b>	-	Poids	0.0004<W3<0.00063	0 à 0.5 tonnes
<b>Talus arrière</b>	-	Poids	-	2 à 5 tonnes
		Epaisseur	-	E = 2.5 m

**IV.7. Vérification des lois de TERZAGHI pour les différentes catégories d'énrochements**

Tableau IV.17 .Vérifications de TERZAGHI

catégorie d'énrochem ent	Noyau 0 à 0.5t	0.3 à 1 t	0.5 à 2 t	1 à 3 t	3 à 6 t
$\phi_i$	0	0.604	0.716	0.902	1.3
$\phi_s$	0.716	0.902	1.137	1.302	1.64
$D_{15}$	0.107	0.649	0.78	0.962	1.35
$D_{50}$	0.358	0.753	0.927	1.102	1.47
$D_{85}$	0.609	-	-	-	-
$\frac{D_{15} (Filtre)}{D_{85} (Noyau)}$	-	<b>1.07 ≤ 5 vérifiée</b>	<b>1.28 ≤ 5 vérifiée</b>	<b>1.58 ≤ 5 vérifiée</b>	<b>2.22 ≤ 5 vérifiée</b>
$\frac{D_{50} (Filtre)}{D_{50} (Noyau)}$	-	<b>2.10 ≤ 25 vérifiée</b>	<b>2.59 ≤ 25 vérifiée</b>	<b>3.08 ≤ 25 vérifiée</b>	<b>4.12 ≤ 25 vérifiée</b>
$\frac{D_{15} (Filtre)}{D_{15} (Noyau)}$	-	<b>4 ≤ 6.07 ≤ 20 vérifiée</b>	<b>4 ≤ 7.30 ≤ 20 vérifiée</b>	<b>4 ≤ 9 ≤ 20 vérifiée</b>	<b>4 ≤ 12.62 ≤ 20 vérifiée</b>

**IV.8. Calcule de Run-Up**

Le calcul du run-up a été effectué selon la méthode empirique développée par le CERC.

Tableau IV.18 Calcule de Run-Up

	profile	$H_s$	T	$H_b$	$H'_0$	$h_s$	$\frac{h_s}{H'_0}$	$R_u$
Jetée principale	Musoir	5.86	13.05	5.71	4.48	12	2.68	7.48
	Tronçon 1	5.47	14.03	5.20	3.77	12	3.18	6.27
	Tronçon 2	4.83	13.74	4.59	3.28	10	3.05	5.29
	Tronçon 3	2.86	13.74	2.79	1.66	5	3.02	3.11
Jetée secondaire	Musoir	5.47	13.05	5.20	4.00	9	2.25	7.61
	Tronçon 1	5.47	13.05	5.20	4.00	9	2.25	7.61
	Tronçon 2	4.51	13.05	4.40	3.21	5	1.58	7.39

**IV.9. Conclusion**

Le dimensionnement effectué repose sur une analyse approfondie des sollicitations marines et des spécificités de la variante retenue. La confirmation de ce dimensionnement sera assurée par les résultats des essais sur le modèle réduit.

***CHAPITRE V***  
***DIMENSIONNEMENT DES***  
***OUVRAGES INTERIEURS***

**CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES INTERIEURS**

**V.1.Introduction**

Ce chapitre commence par étudier la stabilité du quai, en particulier en ce qui concerne le glissement, le renversement, le poinçonnement et le glissement profond dans les cas statiques et dynamiques. Cela sera suivi par le calcul du ferrailage de la poutre de couronnement. Et en fin, le dimensionnement des appontements sera effectué.

**V.2.L’objet de la note de calcul**

Dans le cadre de l'extension du port de Zemmouri El Bahri, il sera prévue des structures d'accostage de type quai en blocs en forme de "I" en béton fondé à -6.50 m et des appontements fondés à -4.50 m, constitués de piles sur semelles rectangulaires reliées en tête par une poutre en béton armé et des appontements fondés à -6.50 de type caissons reliés par des poutres en béton armé.

**V.3.Hypothèses de calcul**

**V.3.1. Caractéristiques des matériaux de construction**

*Tableau V.1 Valeurs des caractéristiques des matériaux de construction*

<b>Données géotechniques</b>	<b>Remblai à l’arrière de mur et dans les évidements</b>	
	Poids volumique	$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
	Poids volumique déjaugé	$\gamma' = 1.1 \text{ t/ m}^3$
	Angle de frottement interne	$\varphi = 37^\circ$
	Cohésion	$c = 0 \text{ t/ m}^2$
	<b>Assise en enrochement</b>	
	Poids volumique déjaugé	$\gamma' = 1.1 \text{ t/ m}^3$
	Angle de frottement interne	$\varphi = 37^\circ$
	Cohésion	$c = 0 \text{ t/ m}^2$
	Contrainte admissible	$\sigma_{adm} = 60 \text{ t/m}^2$
<b>Matériaux</b>	<b>Acier</b>	
	Acier de type	<b>Fe E400</b>
	<b>Béton de masse</b>	
	Poids volumique	$\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$
	Poids volumique déjaugé	$\gamma'_b = 1.4 \text{ t/ m}^3$
	<b>Béton armé</b>	
	Poids volumique	$\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$
Poids volumique déjaugé	$\gamma'_b = 1.5 \text{ t/ m}^3$	

**V.3.2. Charges et surcharges d’exploitation**

- **Charges permanentes**
  - Poids propre du mur
  - Poids du remblai dans les évidements et sur les blocs
  - Poussée des terres
  - Poussée hydrostatique du marnage
  - Poussée hydrodynamique
  - Bollards
  
- **Surcharges d’exploitation**

Tableau V.2 Charges d'exploitation

	Surcharge (t/m <sup>2</sup> )	Effort d’amarrage (t/ml)	Effort d’accostage (t/ml)	Poussée due aux charges roulantes
Quai à -6.50	1.50	2.50	2.50	30 T
Appontement à -4.50	1.50	3.00	3.00	-

**V.3.3. Méthode de calcul**

**V.3.3.1. Détermination des caractéristiques géométriques**

Le volume, le poids, le bras de levier horizontal et vertical ainsi que les moments correspondants seront déterminés pour chaque blocs, évidements et remblais en utilisant les formules suivantes :

Comme les blocs sont de forme géométrique complexe, pour simplifier les calculs on les décompose en formes géométriques usuelles (triangle, carré, rectangle...).

**V.3.3.2. Calcul des sollicitations**

- **Poussée des terres**

Les remblais agissent sur le mur par une poussée des terres, Cette poussée est calculée avec la méthode de « Coulomb » qui tient compte de l’orientation de cette poussée par rapport à l’écran. le coefficient de poussée est calculé avec la formule de « Mononobe Okabe ».

$$V = S \times H \ ; \ P = V \times \gamma \ ; \ M = P \times d$$

$$PH = P \times \cos(\delta - \lambda)$$

$$PV = P \times \sin(\delta - \lambda)$$

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

▪ **Poussées dues aux surcharges**

Par son exploitation, l'ouvrage est exposé à une surcharge sur le quai-même et sur la dalle de circulation reposant sur le remblai. Par suite ces surcharges doivent être prises en compte dans la mesure qu'elles aggravent les conditions de calculs.

$$Kq = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)}$$

$$\sigma = Kq \times q$$

$$Pq = \sigma \times H$$

▪ **Poussée due à la charge roulante**

Le schéma suivant montre la façon avec laquelle l'effort d'un essieu, transmis à une roue d'une surface d'impact (b×L), est diffusé sur l'écran vertical du quai.

$$h = a \times \tan(\varphi)$$

$$d = (a + b) \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - a \tan \varphi$$

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

$$Ph = P \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

▪ **Poussée hydrostatique de marnage**

Cette force est occasionnée par la présence de la nappe. Lorsque le niveau du plan d'eau est inférieur à celui de la nappe, des efforts agissent sur le quai dans le même sens que celui de la poussée des terres.

Bien que le phénomène de la marée soit faible, nous le tiendrons en compte dans nos calculs.

On distingue deux poussées :

- **Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur 30 cm**

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

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

- **Poussée hydrostatique triangulaire.**

$$Pm = \sigma \times H$$

- **Effort d'amarrage**

Les amarres du navire sont attachées à des bollards auxquelles on impose les efforts. L'effort d'amarrage est appliqué à +0.3 m au-dessus du niveau supérieur du quai.

$$M = F \times (h_{immergée} + h_{émergée} + 0.3)$$

- **Poussée hydrodynamique**

Pour les ouvrages immergés, lors du séisme, ils sont soumis à des efforts hydrodynamiques, les pressions sont généralement évaluées à partir de la théorie de « WESTERGAARD », qui donne une distribution parabolique des surpressions.

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

- **Force du séisme**

$$SI = P \times K_h$$

#### V.3.4. Vérification de la stabilité du quai

- **Stabilité au glissement**

Cet état est matérialisé par l'équilibre des forces. Ainsi il devient important d'envisager l'éventualité du déplacement du quai sur le plan de sa fondation. Les forces horizontales tendent à basculer le mur du quai et la somme des forces verticales s'opposent à cette action.

$$Fg = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.5 \text{ cas statique}$$

$$Fg = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.1 \text{ cas dynamique}$$

- **Stabilité au renversement**

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

$$Fg = \frac{Ms}{Mr} > 1.5 \text{ cas statique}$$

$$Fg = \frac{Ms}{Mr} > 1.1 \text{ cas dynamique}$$

- **Stabilité au poinçonnement**

Cette condition doit être vérifiée pour le sol de fondation ainsi que pour l'assise en enrochement. C'est le rapport entre la contrainte limite supportée par le sol ou l'assise en enrochement et la contrainte verticale imposée par les blocs du quai.

Pour le sol de fondation on utilise la formule de *MAYERHOF* .

$$\sigma_{sol} = Q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \times B \times N_{\gamma} \times \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 + (CNc + \gamma' DNq) \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

## V.4. Quai à -6m

### V.4.1. Détermination des caractéristiques géométriques

Le quai est composé de 4 types de blocs préfabriqués en béton de masse, et une poutre de couronnement. On va déterminer :

- Les caractéristiques géométriques de chaque bloc et du couronnement
- Le poids des remblais dans les évidements et au-dessus des blocs.

Les valeurs des caractéristiques géométriques du quai sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.3 Valeurs des caractéristiques géométriques par mètre linéaire du quai

Elément considéré	Volume (m <sup>3</sup> )	Poids (t/ml)	dv (m)	Mv ( t.m/ml)	dh (m)	MH ( t.m/ml )
<b>Bloc type 1</b>	22.38	10.45	0.8	8.35	3.18	33.21
<b>Bloc type 2</b>	16.41	7.65	2.7	20.66	2.79	21.34
<b>Bloc type 3</b>	13.68	6.38	4.6	29.37	2.5	15.95
<b>Bloc type 4</b>	13.26	7.11	6.69	47.54	2.14	15.20
<b>Couronnement</b>	7.41	6.19	7.97	49.29	1.64	10.17
<b>Remblai au-dessus du bloc type1</b>	27.3	11.38	5.53	62.91	5.32	60.52
<b>Remblai au-dessus du bloc type 2</b>	3	1.31	6.48	8.49	4.6	6.03
<b>Remblai au-dessus du bloc type 3</b>	4.8	2.29	7.15	16.35	4.25	9.72
<b>Remblai au-dessus du couronnement</b>	5.57	3.34	8.33	27.85	2.76	9.23
<b>Evidement 1</b>	4.84	1.77	1.15	2.04	2.25	3.99
<b>Evidement 2</b>	8.8	3.23	2.7	8.71	2.25	7.26
<b>Evidement 3</b>	7.92	2.90	4.6	13.36	2.25	6.53
<b>Evidement 4 immergé</b>	7.48	2.74	6.35	17.42	2.25	6.17
<b>Evidement 4 non immergé</b>	1.32	0.79	7.35	5.82	2.25	1.78
<b>Total</b>	144.17	67.53	4.71	318.16	3.07	207.10

**NB** : Les détails du calcul sont reportés dans **annexe V**.

### V.4.2. Calcul des sollicitations

#### ▪ Poussée des terres

La poussée des terres dans le cas statique et dynamique s'applique sur le quai comme suit :

- Sur un écran vertical à partir de la cote 0.00m à +1.50m « sol non immergé » **Pp1**.
- Sur un écran vertical à partir de la côte 0.00 m à -5.5 m « sol immergé » **Pp2**.
- Sur un écran vertical en béton à partir de la côte -5.5 m à -6.10 m « sol immergé » **Pp3**.
- Sur un écran incliné en béton à partir de la côte -6.10 m à - 7.2 m « sol immergé » **Pp4**.

▪ **Poussée des surcharges**

Dans ce cas de poussée, dans le cas statique et dynamique, on a trois cas d'application de la charge sur le quai :

- Sur un écran vertical à partir de la côte +1.50m à -5.5m **Pq1**.
- Sur un écran vertical en béton à partir de la côte -5.5m à -6.1m **Pq2**.
- Sur un écran incliné en béton à partir de la côte -6.1m à -7.2 m **Pq3**.

▪ **Poussée due à la charge roulante**

Les efforts qui seront transmis par la charge roulante (camion de 30 tonnes) au quai sont :

- Deux charges de 12 T (les deux essieux arrière).
- Une charge de 6 T (essieu avant).

Le cas de charge **Pr** le plus défavorable, celui d'une roue de 6 T, positionnée au droit de l'écran vertical du quai.

▪ **Poussée hydrostatique de Marnage**

On distingue deux poussées :

- Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à +0.3m **Pm1**.
- Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à -7.2m **Pm2**.

▪ **Effort d'amarrage**

Pour notre cas on a l'effort d'amarrage est de **Pa=2.5t/ml**.

▪ **Poussée hydrodynamique**

Elle s'applique à partir de la cote 0.00 m à -7.2 m **Ph**.

▪ **Force du séisme**

Elle s'applique au centre de gravité du quai. **SI**.

**NB** : Les détails du calcul pour chaque cas sont reportés dans **l'annexe V**.

V.4.3. La stabilité générale

✚ Cas statique

Tableau V.4 Tableau récapitulatif des efforts appliqués - Cas statique -

Charges		Pv	dh	Ms	Ph	dv	MR	
<b>Charges permanents</b>								
Poids propre	P	67.53	3.07	207.10	-	-	-	
Poussée des terres	Pp	Pp1	0.28	6	1.68	0.38	7.7	2.93
		Pp2	4.41	6	26.46	5.86	3.64	21.33
		Pp3	0.53	6	3.18	1.15	1.33	1.53
		Pp4	-0.112	5.67	-0.64	0.244	0.43	0.10
Marnage	Pm	Pm1	-	-	-	0.052	7.31	0.38
		Pm2	-	-	-	2.52	3.6	9.07
<b>Total</b>	<b>G</b>	<b>72.64</b>	<b>-</b>	<b>237.78</b>	<b>10.21</b>	<b>-</b>	<b>35.34</b>	
<b>Charges d'exploitation</b>								
Les surcharges	Pq	Pq1	1.47	6	8.82	1.957	5.2	10.18
		Pq2	0.095	6	0.57	0.184	1.3	0.24
		Pq3	0.013	5.67	0.07	0.027	0.55	0.01
	Total	1.58	-	9.46	2.17	-	10.45	
La charge roulante	Pr	-	-	-	0.703	6.49	4.54	
Amarrage	Pa	-	-	-	2.5	9	22.50	
<b>Combinaisons de charges</b>								
<b>G + 1.5 (Pq + Pa)</b>		<b>75.01</b>	<b>251.97</b>	<b>17.215</b>	<b>84.75</b>			
<b>G + 1.5 (Pr + Pa)</b>		<b>72.64</b>	<b>237.78</b>	<b>15.0145</b>	<b>75.93</b>			

Tableau V.5 Vérification de la stabilité générale du quai - Cas statique -

<b>Stabilité au glissement</b>		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.5$	$F_g = 3.28 > 1.5$	Vérifiée
	$F_g = 3.64 > 1.5$	Vérifiée
<b>Stabilité au renversement</b>		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.5$	$F_r = 2.97 > 1.5$	Vérifiée
	$F_r = 3.13 > 1.5$	Vérifiée
<b>Stabilité au poinçonnement</b>		
$F_p = \frac{\sigma_{sol,assise}}{\sigma_v} \geq 1.5$	$F_p = 9.90 > 1.5$ $\sigma_v < \sigma_{adm}$	Vérifiée

**Cas dynamique ascendant**

Tableau V.6 Tableau récapitulatif des efforts appliqués - Cas dynamique ascendant -

Charges		Pv	dh	Ms	Ph	dv	MR	
<b>Charges permanentes</b>								
<b>Poids propre</b>	P	67.53	3.07	207.10	-	-	-	
<b>Poussée des terres</b>	Pp	Pp1	0.57	6	3.42	0.76	7.7	5.85
		Pp2	8.91	6	53.46	11.82	3.64	43.02
		Pp3	1.06	6	6.36	2.32	1.33	3.09
		Pp4	-0.81	5.67	-4.59	1.76	0.43	0.76
<b>Poussée hydro</b>	Ph	-	-	-	9.31	2.88	26.81	
<b>Total</b>	G	77.26	-	265.75	25.97	-	79.53	
<b>Charges d'exploitation</b>								
<b>Les surcharges</b>	Pq	Pq1	2.99	6	17.94	3.97	5.2	20.64
		Pq2	0.16	6	0.96	0.35	1.3	0.46
		Pq3	0.13	5.67	0.74	0.27	0.55	0.15
		Total	3.28	-	19.64	4.59	-	21.21
<b>La charge roulante</b>	Pr	-	-	-	0.703	6.49	4.56	
<b>Amarrage</b>	Pa	-	-	-	2.5	9	22.5	
<b>Séisme</b>								
	SI	-	-	-	20.26	4.71	95.42	
<b>Combinaisons de charges</b>								
<b>G + Pq + Pa + SI</b>		<b>80.54</b>		<b>285.39</b>	<b>53.32</b>		<b>218.7</b>	
<b>G + Pr + Pa +SI</b>		<b>77.26</b>		<b>265.75</b>	<b>49.433</b>		<b>202.1</b>	

Tableau V.7 Vérification de la stabilité générale du quai - Cas dynamique ascendant -

<b>Stabilité au glissement</b>		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.1$	$F_g = 1.14 > 1.1$	Vérifiée
	$F_g = 1.18 > 1.1$	Vérifiée
<b>Stabilité au renversement</b>		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.1$	$F_r = 1.30 > 1.1$	Vérifiée
	$F_r = 1.31 > 1.1$	Vérifiée
<b>Stabilité au poinçonnement</b>		
$F_p = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_v} \geq 1.1$	$F_p = 0.96 > 1.1$ $\sigma_v < \sigma_{adm}$	Non Vérifiée Vérifiée

**⇒ Solution proposée**

Il est proposé d'augmenter la couche de sol de fondation de 0,5 m afin de vérifier et garantir la stabilité au poinçonnement de la structure :

Avec H=1.2m

$$F_{p1} = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_v} = \frac{31.02}{29.13} = 1.4 > 1.1 \text{ vérifiée}$$

**✚ Cas dynamique descendant**

Tableau V.8 Tableau récapitulatif des efforts appliqués - Cas dynamique descendant -

Charges		Pv	dh	Ms	Ph	dv	MR	
<b>Charges permanentes</b>								
<b>Poids propre</b>	P	67.53	3.07	207.10	-	-	-	
<b>Poussée des terres</b>	Pp	Pp1	0.67	6	4.02	0.89	7.7	6.85
		Pp2	10.44	6	62.64	13.86	3.64	50.45
		Pp3	1.25	6	7.50	2.72	1.33	3.62
		Pp4	0.37	5.67	2.10	0.80	0.43	0.34
<b>Poussée hydro</b>	Ph	-	-	-	9.31	2.88	26.81	
<b>Total</b>	G	80.26	-	283.36	27.58	-	88.07	
<b>Charges d'exploitation</b>								
<b>Les surcharges</b>	Pq	Pq1	3.50	6	21.00	4.64	5.2	24.13
		Pq2	0.18	6	1.08	0.40	1.3	0.52
		Pq3	0.16	5.67	0.91	0.35	0.55	0.19
		Total	3.84	-	22.99	5.39	-	24.84
<b>La charge roulante</b>	Pr	-	-	-	0.703	6.49	4.56	
<b>Amarrage</b>	Pa	-	-	-	2.5	9	22.5	
<b>Séisme</b>								
	SI	-	-	-	20.26	4.71	95.42	
<b>Combinaisons de charges</b>								
<b>G + Pq + Pa + SI</b>		<b>84.1</b>		<b>306.35</b>	<b>55.73</b>		<b>230.83</b>	
<b>G + Pr + Pa +SI</b>		<b>80.26</b>		<b>283.36</b>	<b>51.043</b>		<b>210.55</b>	

Tableau V.9 Vérification de la stabilité générale du quai - Cas dynamique descendant -

<b>Stabilité au glissement</b>		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.1$	$F_g = 1.14 > 1.1$	Vérifiée
	$F_g = 1.18 > 1.1$	Vérifiée
<b>Stabilité au renversement</b>		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.1$	$F_r = 1.33 > 1.1$	Vérifiée
	$F_r = 1.35 > 1.1$	Vérifiée
<b>Stabilité au poinçonnement</b>		
$F_p = \frac{\sigma_{sol,assise}}{\sigma_v} \geq 1.1$	$F_p = 0.97 > 1.1$ $\sigma_v < \sigma_{adm}$	Non Vérifiée Vérifiée

Avec H=1.2m

$$F_{p1} = \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_v} = \frac{38.80}{30.14} = 1.29 > 1.1 \text{ vérifiée}$$

#### V.4.4. Stabilité partielle

##### V.4.4.1. Vérification de la stabilité du couronnement, bloc type 4 et le sol

- **Poussée des terres**

La poussée des terres dans le cas statique et dynamique s'applique sur le quai comme suit :

- Sur un écran vertical à partir de la cote 0.75m à +1.50m « sol non immergé » **Pp1** ;
- Sur un écran vertical en béton à partir de la côte 0.00m à 0.75m « sol non immergé » **Pp2** ;
- Sur un écran vertical en béton à partir de la côte 0.00m à -1.70 m « sol immergé » **Pp3**.

- **Poussée des surcharges**

Dans ce cas de poussée, dans le cas statique et dynamique, on a trois cas d'application de la charge sur le quai :

- Sur un écran vertical à partir de la côte +1.50m à +0.75m **Pq1** ;
- Sur un écran vertical en béton à partir de la côte +0.75 m à -1.70m **Pq2**.

- **Poussée due à la charge roulante**

Dans ce calcul ne sera considéré que le cas de charge **Pr** le plus défavorable, celui d'une roue de 6t (0.25×0.25) m, positionnée au droit de l'écran vertical du quai

- **Poussée hydrostatique de Marnage**

On distingue deux poussées :

- Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à +0.3m **Pm1**.
- Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à -1.7m **Pm2**.

- **Effort d'amarrage**

Pour notre cas on a l'effort d'amarrage est de **Pa=2.5t/ml**.

- **Poussée hydrodynamique**

Elle s'applique à partir de la cote 0.00 m à -1.7 m **Ph** .

- **Force du séisme**

Elle s'applique au centre de gravité du l'ensemble. **SI**.

**NB** : Les détails du calcul pour chaque cas sont reportés dans **l'annexe V**.

 Cas statique

Tableau V.10 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4 et le sol - Cas statique -

Charges		Pv	dh	Ms	Ph	dv	MR	
<b>Charges permanentes</b>								
<b>Poids propre</b>	P	20.17	2.11	42.55	-	-	-	
<b>Poussée des terres</b>	Pp	Pp1	0.071	3.5	0.25	0.094	2.70	0.25
		Pp2	0.153	3.5	0.54	0.331	2.01	0.67
		Pp3	0.589	3.5	2.06	1.28	0.68	0.87
<b>Marnage</b>	Pm	Pm1	-	-	-	0.052	1.81	0.09
		Pm2	-	-	-	0.595	0.85	0.51
<b>Total</b>	G	20.98	-	45.40	2.35	-	2.39	
<b>Charges d'exploitation</b>								
<b>Les surcharges</b>	Pq	Pq1	0.16	3.5	0.56	0.21	2.83	0.59
		Pq2	0.35	3.5	1.23	0.75	1.23	0.92
	Total	0.51	-	1.79	0.96	-	1.51	
<b>La charge roulante</b>	Pr	-	-	-	1.06	0.69	0.73	
<b>Amarrage</b>	Pa	-	-	-	2.5	3.5	8.75	
<b>Combinaisons de charges</b>								
<b>G + 1.5 Pq + Pa</b>		<b>21.745</b>	<b>48.085</b>	<b>7.54</b>	<b>17.78</b>			
<b>G + 1.5 Pr + Pa</b>		<b>20.98</b>	<b>45.4</b>	<b>7.69</b>	<b>16.61</b>			

Tableau V.11 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4 et le sol - Cas statique -

<b>Stabilité au glissement</b>		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.5$	$F_g = 2.17 > 1.5$	<b>Vérifiée</b>
	$F_g = 2.06 > 1.5$	<b>Vérifiée</b>
<b>Stabilité au renversement</b>		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.5$	$F_r = 2.70 > 1.5$	<b>Vérifiée</b>
	$F_r = 2.73 > 1.5$	<b>Vérifiée</b>

**+** Cas dynamique ascendant

Tableau V.12 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4 et le sol – Cas dynamique ascendant -

Charges		Pv	dh	Ms	Ph	dv	MR		
<b>Charges permanentes</b>									
<b>Poids propre</b>	P	20.17	2.11	42.55	-	-	-		
<b>Poussée des terres</b>	Pp	Pp1	0.143	3.5	0.50	0.190	2.7	0.51	
		Pp2	0.290	3.5	1.02	0.631	2.01	1.27	
		Pp3	1.15	3.5	4.03	2.50	0.681	1.70	
<b>Poussée hydro</b>	Ph	-	-	-	0.519	0.68	0.35		
<b>Total</b>	G	21.75	-	48.10	3.84	-	3.83		
<b>Charges d'exploitation</b>									
<b>Les surcharges</b>	Pq	Pq1	0.318	3.5	1.11	0.422	2.83	1.19	
		Pq2	0.659	3.5	2.31	1.436	1.23	1.77	
		Total	0.98	-	3.42	1.86	-	2.96	
<b>La charge roulante</b>	Pr	-	-	-	1.06	0.69	0.73		
<b>Amarrage</b>	Pa	-	-	-	2.5	3.5	8.75		
<b>Séisme</b>									
	SI	-	-	-	6.06	1.83	11.09		
<b>Combinaisons de charges</b>									
<b>G + Pq + Pa + SI</b>		<b>22.73</b>		<b>51.52</b>		<b>14.26</b>		<b>26.63</b>	
<b>G + Pr + Pa +SI</b>		<b>21.75</b>		<b>48.1</b>		<b>13.46</b>		<b>24.4</b>	

Tableau V.13 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4 et le sol - Cas dynamique ascendant -

<b>Stabilité au glissement</b>		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.1$	$F_g = 1.20 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
	$F_g = 1.22 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
<b>Stabilité au renversement</b>		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.1$	$F_r = 1.93 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
	$F_r = 1.97 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>

**+** Cas dynamique descendant

Tableau V.14 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4 et le sol – Cas dynamique descendant -

Charges		Pv	dh	Ms	Ph	dv	MR		
<b>Charges permanentes</b>									
Poids propre	P	20.17	2.11	42.55	-	-	-		
Poussée des terres	Pp	Pp1	0.168	3.5	0.59	0.223	2.7	0.60	
		Pp2	0.336	3.5	1.18	0.732	2.01	1.47	
		Pp3	1.322	3.5	4.63	2.878	0.682	1.96	
Poussée hydro	Ph	-	-	-	0.519	0.68	0.35		
<b>Total</b>	<b>G</b>	<b>22.00</b>	<b>-</b>	<b>48.94</b>	<b>4.35</b>	<b>-</b>	<b>4.39</b>		
<b>Charges d'exploitations</b>									
Les surcharges	Pq	Pq1	0.373	3.5	1.31	0.494	2.83	1.40	
		Pq2	0.752	3.5	2.63	1.637	1.23	2.01	
		Total	1.13	-	3.94	2.13	-	3.41	
La charge roulante	Pr	-	-	-	1.06	0.69	0.73		
Amarrage	Pa	-	-	-	2.5	3.5	8.75		
<b>Séisme</b>									
	SI	-	-	-	6.06	1.83	11.09		
<b>Combinaisons de charges</b>									
<b>G + Pq + Pa + SI</b>		<b>23.13</b>		<b>52.88</b>		<b>15.04</b>		<b>27.64</b>	
<b>G + Pr + Pa +SI</b>		<b>22</b>		<b>48.94</b>		<b>13.97</b>		<b>24.96</b>	

Tableau V.15 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4 et le sol - Cas dynamique descendant -

<b>Stabilité au glissement</b>		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.1$	$F_g = 1.16 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
	$F_g = 1.19 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
<b>Stabilité au renversement</b>		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.1$	$F_r = 1.91 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
	$F_r = 1.96 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>

**V.4.4.2. Stabilité du couronnement avec le bloc type 4 et le type 3**

▪ **Poussée des terres**

La poussée des terres dans le cas statique et dynamique s'applique sur le quai comme suit :

- Sur un écran vertical à partir de la cote +1.50m à 0.00 m « sol non immergé » **Pp1** ;
- Sur un écran vertical en béton à partir de la côte 0.00m à -1.70 m « sol non immergé » **Pp2** ;
- Sur un écran vertical en béton à partir de la côte -1.70 m à - 3.5 m « sol immergé » **Pp3**.

▪ **Poussée des surcharges**

Dans ce cas de poussée, dans le cas statique et dynamique, on a trois cas d'application de la charge sur le quai :

- Sur un écran vertical à partir de la côte +1.50m à -1.70 m **Pq1** ;
- Sur un écran vertical en béton à partir de la côte -1.70 m à -3.50 m **Pq2**.

▪ **Poussée due à la charge roulante**

Dans ce calcul ne sera considéré que le cas de charge **Pr** le plus défavorable, celui d'une roue de 6t (0.25×0.25) m, positionnée au droit de l'écran vertical du quai

▪ **Poussée hydrostatique de Marnage**

On distingue deux poussées :

- Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à +0.3m **Pm1**.
- Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à -3.5 m **Pm2**.

▪ **Effort d'amarrage**

Pour notre cas on a l'effort d'amarrage est de **Pa=2.5t/ml**.

▪ **Poussée hydrodynamique**

Elle s'applique à partir de la cote 0.00 m à -3.5 m **Ph** .

▪ **Force du séisme**

Elle s'applique au centre de gravité du l'ensemble. **SI**.

**NB** : Les détails du calcul pour chaque cas sont reportés dans l'**annexe V**.

 Cas statique

Tableau V.16 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4, type 3 et le sol - cas statique -

Charges		Pv	dh	Ms	Ph	dv	MR	
<b>Charges permanentes</b>								
<b>Poids propre</b>	P	31.74	2.36	74.75	-	-	-	
<b>Poussée des terres</b>	Pp	Pp1	0.284	4	1.14	0.377	4	1.51
		Pp2	0.866	4	3.46	1.149	2.51	2.88
		Pp3	1.013	4	4.05	2.205	0.81	1.79
<b>Marnage</b>	Pm	Pm1	-	-	-	0.052	3.61	0.19
		Pm2	-	-	-	1.22	1.75	2.14
<b>Total</b>	G	33.90	-	83.40	5.00	-	8.50	
<b>Charges d'exploitation</b>								
<b>Les surcharges</b>	Pq	Pq1	0.674	4	2.70	0.894	3.4	3.04
		Pq2	0.254	4	1.02	0.553	0.9	0.50
	Total	0.93	-	3.71	1.45	-	3.54	
<b>La charge roulante</b>	Pr	-	-	-	0.703	4.19	2.95	
<b>Amarrage</b>	Pa	-	-	-	2.5	5.3	13.25	
<b>Combinaisons de charges</b>								
<b>G + 1.5 Pq + Pa</b>		<b>35.30</b>	<b>88.97</b>	<b>10.93</b>	<b>33.69</b>			
<b>G + 1.5 Pr + Pa</b>		<b>33.9</b>	<b>83.4</b>	<b>9.80</b>	<b>32.8</b>			

Tableau V.17 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4, type 3 et le sol - cas statique -

<b>Stabilité au glissement</b>		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.5$	$F_g = 2.43 > 1.5$	<b>Vérifiée</b>
	$F_g = 2.61 > 1.5$	<b>Vérifiée</b>
<b>Stabilité au renversement</b>		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.5$	$F_r = 2.64 > 1.5$	<b>Vérifiée</b>
	$F_r = 2.54 > 1.5$	<b>Vérifiée</b>

**✚ Cas dynamique ascendant**

Tableau V.18 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4, type 3 et le sol - cas dynamique ascendant -

Charges		Pv	dh	Ms	Ph	dv	MR	
<b>Charges permanentes</b>								
<b>Poids propre</b>	P	31.74	2.36	74.75	-	-	-	
<b>Poussée des terres</b>	Pp	Pp1	0.573	4	2.29	0.760	4	3.04
		Pp2	1.748	4	6.99	2.319	2.51	5.82
		Pp3	1.933	4	7.73	4.209	0.81	3.41
<b>Poussée hydro</b>	Ph	-	-	-	2.20	1.4	3.08	
<b>Total</b>	G	35.99	-	91.77	9.49	-	15.35	
<b>Charges d'exploitation</b>								
<b>Les surcharges</b>	Pq	Pq1	1.358	4	5.43	1.802	3.4	6.13
		Pq2	0.485	4	1.94	1.055	0.9	0.95
	Total	1.84	-	7.37	2.86	-	7.08	
<b>La charge roulante</b>	Pr	-	-	-	0.703	4.19	2.95	
<b>Amarrage</b>	Pa	-	-	-	2.5	5.3	13.25	
<b>Séisme</b>								
	SI	-	-	-	9.52	2.82	26.84	
<b>Combinaisons de charges</b>								
<b>G + Pq + Pa + SI</b>		<b>37.83</b>	<b>99.14</b>	<b>24.37</b>	<b>62.52</b>			
<b>G + Pr + Pa +SI</b>		<b>35.99</b>	<b>91.77</b>	<b>22.213</b>	<b>58.39</b>			

Tableau V.19 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4, type 3 et le sol - cas dynamique ascendant -

<b>Stabilité au glissement</b>		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.1$	$F_g = 1.17 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
	$F_g = 1.22 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
<b>Stabilité au renversement</b>		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.1$	$F_r = 1.59 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
	$F_r = 1.57 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>

**✚ Cas dynamique descendant**

Tableau V.20 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4, type 3 et le sol - cas dynamique descendant -

Charges		Pv	dh	Ms	Ph	dv	MR	
<b>Charges permanentes</b>								
<b>Poids propre</b>	P	31.74	2.36	74.75	-	-	-	
<b>Poussée des terres</b>	Pp	Pp1	0.67	4	2.68	0.890	4	3.56
		Pp2	2.05	4	8.20	2.72	2.51	6.83
		Pp3	2.25	4	9.00	4.91	0.81	3.98
<b>Poussée hydro</b>	Ph	-	-	-	2.20	1.4	3.08	
<b>Total</b>	G	36.71	-	94.63	10.72	-	17.44	
<b>Charges exploitation</b>								
<b>Les surcharges</b>	Pq	Pq1	1.59	4	6.36	2.11	3.4	7.17
		Pq2	0.55	4	2.20	1.20	0.9	1.08
		Total	2.14	-	8.56	3.31	-	8.25
<b>La charge roulante</b>	Pr	-	-	-	0.703	4.19	2.95	
<b>Amarrage</b>	Pa	-	-	-	2.5	5.3	13.25	
<b>Séisme</b>								
	SI	-	-	-	9.52	2.82	26.84	
<b>Combinaisons de charges</b>								
<b>G + Pq + Pa + SI</b>		<b>38.85</b>		<b>103.19</b>	<b>26.05</b>		<b>65.78</b>	
<b>G + Pr + Pa +SI</b>		<b>36.71</b>		<b>94.63</b>	<b>23.443</b>		<b>60.48</b>	

Tableau V.21 19 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4, type 3 et le sol - cas dynamique descendant -

<b>Stabilité au glissement</b>		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.1$	$F_g = 1.12 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
	$F_g = 1.18 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
<b>Stabilité au renversement</b>		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.1$	$F_r = 1.57 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
	$F_r = 1.56 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>

**V.4.4.3. Stabilité du couronnement avec bloc type 4, type 3, type 2 et le sol**

▪ **Poussée des terres**

La poussée des terres dans le cas statique et dynamique s’applique sur le quai comme suit :

- Sur un écran vertical à partir de la cote +1.50m à 0.00 m « sol non immergé » **Pp1** ;
- Sur un écran vertical en béton à partir de la côte 0.00m à - 3.5 m « sol non immergé » **Pp2** ;
- Sur un écran vertical en béton à partir de la côte - 3.5 m à - 5.5 m « sol immergé » **Pp3**.

- **Poussée des surcharges**

Dans ce cas de poussée, dans le cas statique et dynamique, on a trois cas d'application de la charge sur le quai :

- Sur un écran vertical à partir de la cote +1.50m à - 3.5 m **Pq1** ;
- Sur un écran vertical en béton à partir de la cote - 3.5 m à -5.50 m **Pq2**.

- **Poussée due à la charge roulante**

Dans ce calcul ne sera considéré que le cas de charge **Pr** le plus défavorable, celui d'une roue de 6t (0.25×0.25) m, positionnée au droit de l'écran vertical du quai

- **Poussée hydrostatique de Marnage**

On distingue deux poussées :

- Poussée hydrostatique appliquée à partir de la cote 0.00 à +0.3m **Pm1**.
- Poussée hydrostatique appliquée à partir de la cote 0.00 à -5.5 m **Pm2**.

- **Effort d'amarrage**

Pour notre cas on a l'effort d'amarrage est de **Pa=2.5t/ml**.

- **Poussée hydrodynamique**

Elle s'applique à partir de la cote 0.00 m à -5.5 m **Ph** .

- **Force du séisme**

Elle s'applique au centre de gravité du l'ensemble. **SI**.

**NB** : Les détails du calcul pour chaque cas sont reportés dans l'**annexe V**.

 Cas statique

Tableau V.22 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4, type 3, type 2 et le sol - cas statique -

Charges		Pv	dh	Ms	Ph	dv	MR	
<b>Charges permanentes</b>								
Poids propre	P	43.93	2.49	109.38	-	-	-	
Poussée des terres	Pp	Pp1	0.284	4.2	1.19	0.377	6	2.26
		Pp2	2.269	4.2	9.53	3.01	3.30	9.93
		Pp3	1.48	4.2	6.22	3.22	0.99	3.19
Marnage	Pm	Pm1	-	-	-	0.052	5.61	0.29
		Pm2	-	-	-	1.92	2.75	5.28
<b>Total</b>	<b>G</b>	<b>47.96</b>	<b>-</b>	<b>126.32</b>	<b>8.58</b>	<b>-</b>	<b>20.95</b>	
<b>Charges d'exploitations</b>								
Les surcharges	Pq	Pq1	1.05	4.2	4.41	1.40	4.5	6.30
		Pq2	0.28	4.2	1.18	0.614	1	0.61
	Total	1.33	-	5.59	2.01	-	6.91	
La charge roulante	Pr	-	-	-	0.703	6.19	4.35	
Amarrage	Pa	-	-	-	2.5	7.3	18.25	
<b>Combinaisons de charges</b>								
<b>G + 1.5 Pq + Pa</b>		<b>49.955</b>	<b>134.71</b>	<b>15.345</b>	<b>58.69</b>			
<b>G + 1.5 Pr + Pa</b>		<b>47.96</b>	<b>126.32</b>	<b>13.3845</b>	<b>54.85</b>			

Tableau V.23 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4, type 3, type 2 et le sol - cas statique -

<b>Stabilité au glissement</b>		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.5$	$F_g = 2.45 > 1.5$	<b>Vérifiée</b>
	$F_g = 2.71 > 1.5$	<b>Vérifiée</b>
<b>Stabilité au renversement</b>		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.5$	$F_r = 2.30 > 1.5$	<b>Vérifiée</b>
	$F_r = 2.30 > 1.5$	<b>Vérifiée</b>

**✚ Cas dynamique ascendant**

Tableau V.24 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4, type 3, type 2 et le sol – cas dynamique ascendant -

Charges		Pv	dh	Ms	Ph	dv	MR	
<b>Charges permanentes</b>								
Poids propre	P	43.93	2.49	109.38	-	-	-	
Poussée des terres	Pp	Pp1	0.573	4.2	2.41	0.760	6	4.56
		Pp2	4.579	4.2	19.23	6.077	3.30	20.05
		Pp3	2.965	4.2	12.45	6.456	0.99	6.39
Poussée hydro	Ph	-	-	-	5.43	2.2	11.95	
<b>Total</b>	<b>G</b>	<b>52.05</b>	<b>-</b>	<b>143.47</b>	<b>18.72</b>	<b>-</b>	<b>42.95</b>	
<b>Charges d'exploitation</b>								
Les surcharges	Pq	Pq1	2.079	4.2	8.73	2.759	4.5	12.42
		Pq2	0.404	4.2	1.70	0.880	1	0.88
	Total	2.48	-	10.43	3.64	-	13.30	
La charge roulante	Pr	-	-	-	0.703	6.19	4.35	
Amarrage	Pa	-	-	-	2.5	7.3	18.25	
<b>Séisme</b>								
	SI	-	-	-	13.18	5.57	73.46	
<b>Combinaisons de charges</b>								
<b>G + Pq + Pa + SI</b>		<b>54.53</b>	<b>153.9</b>	<b>38.04</b>	<b>147.96</b>			
<b>G + Pr + Pa +SI</b>		<b>52.05</b>	<b>143.47</b>	<b>35.103</b>	<b>139.01</b>			

Tableau V.25 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4, type 3, type 2 et le sol - cas dynamique ascendant -

<b>Stabilité au glissement</b>		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.1$	$F_g = 1.10 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
	$F_g = 1.12 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
<b>Stabilité au renversement</b>		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.1$	$F_r = 1.1 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
	$F_r = 1.1 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>

**+** Cas dynamique descendant

Tableau V.26 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur le couronnement, le bloc type 4, type 3, type 2 et le sol – cas dynamique descendant -

Charges		Pv	dh	Ms	Ph	dv	MR	
<b>Charges permanentes</b>								
Poids propre	P	43.93	2.49	109.38	-	-	-	
Poussée des terres	Pp	Pp1	0.67	4.2	2.81	0.890	6	5.34
		Pp2	5.36	4.2	22.51	7.11	3.30	23.46
		Pp3	3.46	4.2	14.53	7.528	0.99	7.45
Poussée hydro	Ph	-	-	-	5.43	2.2	11.95	
<b>Total</b>	<b>G</b>	<b>53.42</b>	<b>-</b>	<b>149.24</b>	<b>20.96</b>	<b>-</b>	<b>48.20</b>	
<b>Charges d'exploitation</b>								
Les surcharges	Pq	Pq1	2.48	4.2	10.42	3.29	4.5	14.81
		Pq2	0.61	4.2	2.56	1.34	1	1.34
	Total	3.09	-	12.98	4.63	-	16.15	
La charge roulante	Pr	-	-	-	0.703	6.19	4.35	
Amarrage	Pa	-	-	-	2.5	7.3	18.25	
<b>Séisme</b>								
	SI	-	-	-	13.18	5.57	73.46	
<b>Combinaisons de charges</b>								
<b>G + Pq + Pa + SI</b>		<b>56.51</b>	<b>162.22</b>	<b>41.27</b>	<b>156.06</b>			
<b>G + Pr + Pa +SI</b>		<b>53.42</b>	<b>149.24</b>	<b>37.343</b>	<b>144.26</b>			

Tableau V.27 Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 4, type 3, type 2 et le sol - cas dynamique descendant -

<b>Stabilité au glissement</b>		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.1$	$F_g = 1.1 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
	$F_g = 1.1 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
<b>Stabilité au renversement</b>		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.1$	$F_r = 1.1 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>
	$F_r = 1.1 > 1.1$	<b>Vérifiée</b>

### V.5. Ferrailage de la poutre de couronnement du quai à -6.5 m

La poutre de couronnement, est une poutre en béton arme réalisée sur place, elle constitue la partie supérieure du quai, et assure la liaison des piles de bloc. Elle est constituée de plot de 10 m de longueur séparé par des joints, et comporte des bollards et des anneaux de 30 t.

#### V.5.1. Efforts appliqués sur la poutre de couronnement

##### ▪ Efforts horizontaux

La poutre de couronnement est supposée être très rigide d'où sa réaction linéairement répartie. Les efforts agissant horizontalement sur la poutre de couronnement sont l'effort d'amarrage sur les bollards  $F=2.50$  t/ml et l'effort d'accostage  $F=2.5$  t/ml

$$- M_{max} = \frac{Fl^2}{32} = \frac{5 \times 10^2}{32} = 15.62 \text{ t.m}$$

$$- V_{max} = \frac{Fl}{4} = \frac{5 \times 10}{4} = 12.5 \text{ t}$$

##### ▪ Efforts verticaux

- Poids propres de la poutre

$$G_1 = 6.19 \times 10 = 61.9 \text{ t}$$

- Remblai au-dessus du couronnement

$$G_2 = 3.34 \times 10 = 33.4 \text{ t}$$

- Charge du chariot élévateur

$$Q = 12.5 \text{ t}$$

#### V.5.2. Les cas de charge

Les cas de charge les plus défavorables sont :

##### V.5.2.1. Tassement d'une pile au niveau du joint

Dans ce cas la poutre travaille en console (encastrée d'un côté et libre de l'autre). Les cas considérés sont :

##### ✚ L'influence de poids propre

$$G = 9.53 \text{ t/ml}$$

$$l = 1.5 \text{ m}$$

$$- M_{max} = -\frac{Gl^2}{2} = -\frac{9.53 \times 1.5^2}{2} = -10.72 \text{ tm}$$

$$- V_{max} = -Gl = 9.53 \times 1.5 = -14.30 \text{ t}$$

#### ✚ L'influence de la charge du chariot

Le cas le plus défavorable est obtenu lorsqu'on place la charge concentrée du chariot élévateur sur l'extrémité libre.

$$P = 12.5 \text{ t}$$

$$l = 1.5 \text{ m}$$

$$M_{max} = -Pl = -12.5 \times 1.5 = -18.75 \text{ t.m}$$

$$V_{max} = -P = -12.5 \text{ t}$$

#### V.5.2.2. Tassement d'une pile a la limite d'un joint

La poutre est encastree d'un cote et simplement appuyee de l'autre :

#### ✚ L'influence de poids propre

- $G = 9.53 \text{ t/ml}$
- $l = 3 \text{ m}$

$$- M_{max}^{appui} = -\frac{Gl^2}{8} = -\frac{9.53 \times 3^2}{8} = -10.72 \text{ t.m}$$

$$- M_{max}^{trav} = \frac{9Gl^2}{128} = \frac{9 \times 9.53 \times 3^2}{128} = 6.03 \text{ t.m}$$

$$- V_{max} = -\frac{5Gl}{8} = -\frac{9 \times 9.53 \times 3}{8} = -17.87 \text{ t}$$

#### ✚ L'influence de la charge du chariot

La sollicitation la plus défavorable est obtenue lorsque la charge concentrée du chariot élévateur est placée comme montre le schéma.

La position critique créant un moment maximal à l'encastrement est donnée par la condition suivante :

- $b = \frac{1}{\sqrt{3}} = 1.73\text{m}$
- $a = l - b = 1.27\text{ m}$

$$- M_{max}^{appui} = - \frac{Pab(a+2b)}{2l^2} = 7.22\text{ t.m}$$

$$- V_{max}^{appui} = \frac{Pb(a^2+2ab+2l^2)}{2l^3} = 9.61\text{ t}$$

Le moment maximal en travée est donnée par la condition suivante :

- $b = \frac{1}{2}(3 - \sqrt{3}) = 1.90\text{ m}$
- $a = l - b = 1.10\text{ m}$

$$- M_{max}^{trav} = \frac{Pa^2b(2a+3b)}{2l^3} = 4.20\text{ t.m}$$

### V.5.2.3. Tassement d'une pile entre les joints

On considère que la poutre est encastree des deux cotes.

#### l'influence du poids propre

- $G = 9.53\text{ t}$
- $l = 3\text{m}$

$$- M_{max} = - \frac{Gl^2}{12} = 7.15\text{ t.m}$$

$$- V_{max} = \frac{Gl}{2} = \frac{9.63 \times 3}{2} = 14.30\text{ t}$$

#### l'influence de la charge du chariot

Les sollicitations les plus defavorables sont obtenues en plaçant la charge concentree à mi-travée.

- $P = 12.5\text{ t}$
- $l = 3\text{m}$

$$- M_{max} = \frac{Pl}{8} = \frac{12.5 \times 3}{8} = 4.68\text{ t.m}$$

$$- V_{max} = \frac{P}{2} = \frac{12.5}{2} = 6.25\text{ t}$$

### V.5.3. Combinaison de charge

- **Au niveau de l'appui**

D'après les calculs ci-dessus on constate que le moment le plus défavorable est obtenu dans le premier cas « tassement d'une pile au niveau d'un joint ».

$$M_{\max} = - 29.47 \text{ t.m}$$

- **Au niveau de la travée**

Au niveau de la travée c'est le deuxième cas « Tassement d'une pile entre deux joints » qui donne le moment fléchissant le plus défavorable.

$$M_{\max} = 10.23 \text{ t.m}$$

- **Effort tranchant maximum**

On constate que c'est le premier cas « tassement d'une pile au niveau d'un joint » qui donne l'effort tranchant maximal.

$$V_{\max} = 1.35 \times 14.30 + 1.5 \times 12.5 = 38.06 \text{ t}$$

- **Efforts horizontaux**

$$M_{\max} = 15.62 \text{ t.m}$$

$$V_{\max} = 12.5 \text{ t}$$

### V.5.4. Ferrailage de la poutre de couronnement

#### Armatures longitudinales

- **Sous l'effet des charges verticales**

–  $b = 1.3 \text{ m}$  ;  $h = 1 \text{ m}$  ;  $d = 0.9 \text{ m}$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$  ;  $F_e E400$  ; Fissuration très préjudiciable

- \* **Dimensionnement en flexion simple**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq 0.8 \times [\min\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})\}] = 172.44 \text{ Mpa}$$

$$X = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} d = 0.55 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0.72m$$

$$\bar{M}_1 = 0.5 b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 4.63 MN.m$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 16.15 \text{ cm}^2$$

▪ **Nappe supérieure**

$$M_{ser} = 0.2947 MN.m < \bar{M}_1 \quad \text{SSAC}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = 23.74 \text{ cm}^2$$

Condition De non Fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} \quad \text{Vérifiée}$$

Choix des armatures :

$$5 \text{ HA25} = 24.54 \text{ cm}^2$$

▪ **Nappe inférieure**

$$M_{ser} = 0.1023 MN.m < \bar{M}_1 \quad \text{SSAC}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = 8.24 \text{ cm}^2$$

Condition De non Fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} \quad \text{Non vérifiée}$$

Donc on prend  $A_{min}$

Choix des armatures :

$$6 \text{ HA20} = 18.85 \text{ cm}^2$$

▪ **Sous l'effet des charges horizontales**

–  $b = 1 \text{ m}$  ;  $h = 1.3 \text{ m}$  ;  $d = 1.17 \text{ m}$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$  ;  $F_e E400$  ; Fissuration très préjudiciable

\* **Dimensionnement en flexion simple**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq 0.8 \times [\min\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\}] = 172.44 \text{ Mpa}$$

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d = 0.71 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.93 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = 0.5 b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 5.94 \text{ MN.m}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 16.15 \text{ cm}^2$$

▪ **Nappe extérieur**

$$M_{ser} = 0.1562 \text{ MN.m} < \bar{M}_1 \quad \text{SSAC}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = 9.70 \text{ cm}^2$$

Condition De non Fragilité :

$$A_{ser} \geq A_{min} \text{ Non vérifiée}$$

Donc on prend  $A_{min}$

Choix des armatures :

$$6 \text{ HA20} = 18.85 \text{ cm}^2$$

▪ **Nappe intérieure**

On prend les mêmes armatures que celles de la nappe extérieure.

✚ **Armatures transversales**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{y_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 3 \text{ MPa}$$

$$V_u^{max} = 38.06 \text{ t}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = 0.327 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{max} < \bar{\tau}_u \text{ Condition verifïer}$$

Diamètres des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t \right\}$$

$$\phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

On prend  $\phi_t = 12 \text{ mm}$

$$A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

\* L'espace entre les barres :

$$V_u^r = V_u^{max} - \frac{p_u h}{2} = 22.25 \text{ t}$$

$$\tau_u^r = \frac{V_u^r}{b_0 d} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$- St_1 \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u^r - 0.3 f_{tjk})} = 28.64 \text{ cm}$$

$$- St_2 \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$- St_3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0} = 17.38 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 17 \text{ Cm}$

**V.6.Appontement à - 4.5 m**

L'appontement est une plate-forme destinée à permettre l'amarrage des navires et c'est un lieu d'embarquement et de débarquement.

**V.6.1. Etude de la stabilité**

Le portique est composé d'une semelle, de trois piles, d'un chevêtre, de deux poutres de rive et un béton coulé sur place.

Tableau V. 28 Caractéristiques géométriques de l'appontement

Elément	Formules	Volume (m <sup>3</sup> )	Poids (t)	dv (m)	Mv (t.m)	Dh (m)	mh (t.m)
Semelle	0.6x8x1.5	7.20	10.80	0.30	3.24	4.00	43.20
Piles	3 x (0.3 <sup>2</sup> ) π x 5.1	4.33	6.50	3.15	20.48	4.00	26.00
Chevêtre	[(1x0.8x0.8) x 3]+ [0.2x2x0.8+0.35x0.4x2]*2	3.12	7.80	6.48	50.54	4.00	31.20
Poutres de rives	2[0.84x0.25+0.25x1.4]x4	4.48	11.20	6.78	75.94	4.00	44.80
Poutre centrale	3.94*0.68*0.25	0.67	1.67	6.63	11.07	4.00	6.68
Prédalle	2*[2([(0.10+0.20)/2]x0.35x3.55)+2([(0.1+0.2)/2]x0.35x2.28)+3.55*2.28*0.15]	3.66	9.15	6.90	63.14	4.00	36.60
Béton coulé sur place	2*[3.5*4*0.4 – (3.5*0.05/2)*4- 0.25*2.28*3.55]	7.85	19.63	6.93	136.04	4.00	78.52
<b>Total</b>	-	<b>31.31</b>	<b>66.75</b>	<b>5.40</b>	<b>360.45</b>	<b>4.00</b>	<b>267.00</b>

**✚ Calcul des efforts**

▪ **Les surcharges**

Les surcharges de service sont de F= 1.5 t/m<sup>2</sup>.

$$Q = 1.5 \times 4 \times 7.5 = 45 \text{ t}$$

▪ **L'effort d'amarrage**

L'effort d'amarrage s'applique au niveau des bollards fixés sur l'appontement, à une hauteur de 30 cm au-dessus de la dalle de l'appontement.

Cet effort est réparti sur l'ouvrage par l'intermédiaire des poutres de rive dont la longueur est de 4.00m, L'effort d'amarrage est estimé à F<sub>am</sub> =15 t.

$$M_{am} = 7.45 \times 15 = 111.75 \text{ t.m}$$

▪ **L’effort d’accostage**

Il s’applique au milieu de la poutre de rive, et il est estimé à  $F_{acc}=15$  t.

$$M_{acc} = 6.4 \times 15 = 96 \text{ t.m}$$

▪ **L’effort sismique**

L’effort sismique est donné par :

$$SI = 0.30 \times 66.75 = 20.03 \text{ t/ml}$$

Le moment sismique appliqué au centre de masse de l’élément :

$$M_{SI} = 20.03 \times 4.67 = 93.52 \text{ t.m}$$

**V.6.2. Vérification de la stabilité**

 **Cas statique**

Tableau V.29 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur l’appontement – cas statique -

Cas de charge	Charge	Pv	dh	MS	Ph	dv	Mr
Poids propre	G	66.75	4.00	267.01	-	-	-
Surcharge	Q	45	4.00	180.00	-	-	-
Effort d’accostage	Facc	-	-	-	15	6.4	96
Effort d’amarrage	Fam	-	-	-	15	7.45	111.75
Combinaison de charge	G + 1.5 (Q Am + Acc)	134.25	-	532.01	45	-	311.63

Tableau V.30 Vérification de la stabilité de l’appontement – cas statique -

Stabilité au glissement		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.5$	$F_g = 2.48 > 1.5$	Vérifiée
Stabilité au renversement		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.5$	$F_r = 1.69 > 1.5$	Vérifiée

**Cas dynamique**

Tableau V.31 Tableau récapitulatif des efforts appliqués sur l'appontement – cas dynamique -

Cas de charge	Charge	Pv	dh	MS	Ph	dv	Mr
Poids propre	G	66.75	4.00	267.01	-	-	-
Surcharge	Q	45	4.00	180.00	-	-	-
Effort d'accostage	Facc	-	-	-	15	6.4	96
Effort d'amarrage	Fam	-	-	-	15	7.45	111.75
Séisme	SI	-	-	-	20.03	4.67	93.52
Combinaison de charge	G + Q + Fam + Facc + SI	111.75	-	447.01	50	-	301.27

Tableau V.32 Vérification de la stabilité de l'appontement – cas dynamique -

Stabilité au glissement		
$F_g = \frac{Pv}{Ph} \tan \varphi > 1.1$	$F_g = 1.68 > 1.1$	Vérifiée
Stabilité au renversement		
$F_r = \frac{Ms}{Mr} > 1.1$	$F_r = 1.48 > 1.1$	Vérifiée

**V.6.1. Etude des éléments du portique**

**Caractéristiques des matériaux**

**Le béton**

- Résistance caractéristique à la compression  $f_{c28}$
- Résistance caractéristique à la traction

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

- Contrainte admissible du béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

- Coefficient de poisson  $\nu$
- L'enrobage est de 5 cm car l'ouvrage est exposé à la mer.

**L'acier**

- Fissuration très préjudiciable.
- L'acier est de type Fe500.
- La limite d'élasticité de l'acier est  $f_e$
- La contrainte de l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- La contrainte admissible pour un cas de fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} \leq 0.8 \times [\min\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\}]$$

Tableau V.33 Tableau récapitulatif des caractéristiques des matériaux

Le béton				
$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\nu$	enrobage (cm)
30	2.4	18	0.2	5
L'acier				
$f_e$ (MPa)	$\gamma_s$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\eta$	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)
400	1.5	347.83	1.6	172.44

**NB** : Les détails des calculs des moments et des efforts sont présentés en **Annexe V**

**V.6.1.1. La prédalle**

La prédalle est un élément préfabriqué, qui sert de coffrage perdu pour le béton coulé sur place, elle est munie de nervures de forme trapézoïdale sur les quatre (04) cotes la servant d'appuis.

La prédalle est soumise à son propre poids, le poids du béton coulé sur place et aux surcharges, donc la détermination des armatures se fera en flexion simple.

- $l_x = 2.28 \text{ m}$
- $l_y = 3.55 \text{ m}$
- $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.64$

$$0.4 \leq \alpha \leq 1$$

**Donc la dalle travaille dans les deux sens**

**✚ Détermination du ferrailage longitudinal**

**1. Détermination de la section d'acier suivant le sens  $l_x$**

Tableau V.34 Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage suivant  $l_x$

<b>d</b>	<b>X</b> (m)	<b>Z</b> (m)	$\overline{M_1}$ (MN.m/ml)	$M_{ser}$ (MN.m/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{y \text{ min}}$	$A_{x \text{ min}}$
0.0925	0.056	0.0738	0.0848	0.0101	7.94	1.2	1.42

- Condition de non fragilité est vérifier  $A_{ser} \geq A_{min}$
- Choix des barres :

$$4 \text{ HA16} = 8.04 \text{ cm}^2$$

2. Détermination de la section d'acier suivant le sens ly

Tableau V.35 Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage suivant ly

d	X (m)	Z (m)	$\overline{M}_1$ (MN.m/ml)	$M_{ser}$ (MN.m/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{y\ min}$	$A_{x\ min}$
0.0825	0.0503	0.0657	0.1071	0.00517	4.56	1.2	1.42

- Condition de non fragilité est vérifiée  $A_{ser} \geq A_{min}$
- Choix des barres :

**3 HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>**

**✚ Détermination du ferrailage transversale**

Il n'est pas nécessaire de prévoir d'armatures transversales si on ne prévoit pas de reprise de bétonnage sur l'épaisseur de la dalle et si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{y_b}$$

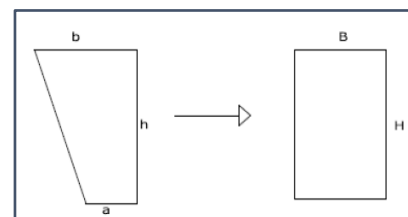
- \*  $0.07 \frac{f_{cj}}{y_b} = 1.4 \text{ Mpa}$
- $\tau_u^x = \frac{V_u^x}{b_0 d} = \frac{2.96}{2.28 \cdot 0.0925} = 0.14 \text{ Mpa} < 1.4 \text{ Mpa}$
- $\tau_u^y = \frac{V_u^y}{b_0 d} = \frac{2.61}{3.55 \cdot 0.0825} = 0.089 \text{ Mpa} < 1.4 \text{ Mpa}$

**Donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.**

**V.6.1.2. Les poutres d'appuis**

Les prédalles ont des appuis continus de forme trapézoïdale. On transforme la section trapézoïdale des nervures en forme rectangulaire en utilisant les transformations de BELAZOUGUI

- $H = h - \frac{b(b-a)}{6(b+a)} = 0.34 \text{ m}$
- $B = \frac{2}{3} \frac{b^2 + 2ab}{a+b} = 0.18 \text{ m}$



**✚ Détermination du ferrailage longitudinale**

Tableau V.36 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinales

X (m)	Z (m)	$\overline{M}_1$ (MN.m/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
0.189	0.243	0.0744	1.60	0.532

- Condition de non fragilité est vérifier  $A_{ser} \geq A_{min}$
- Choix des barres :

**4 HA8=2.01cm<sup>2</sup>**

**✚ Détermination du ferrailage transversale**

Tableau V.37 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales

$V_u^{max}(t)$	0.612	$\varnothing_t(mm)$	8
$\tau_u^{max}(MPA)$	0.198	$A_t(cm)$	1.01
$\overline{\tau}_u(MPA)$	3 > 0.198 vérifier	$St_1(cm)$	97.58
$V_u^r(t)$	0.99	$St_2(cm)$	27.54
$\tau_u^r(MPA)$	0.18	$St_3(cm)$	56.11
<b>d(m)</b>	0.306	$St_0(cm)$	25

**V.6.1.3. La poutre de rive**

Cette poutre a pour rôle d’assurer la continuité de l’appointement, son exécution se fait autant qu’une poutre isolée appuyée sur deux appuis et autant qu’une poutre continue.

**1. Poutre simplement appuyée sur deux côtés**

▪ **Calcul des armatures**

\* *A la flexion simple*

**✚ Armatures longitudinales**

Le ferrailage va se faire pour la nervure de la poutre de section (0.25x0.84) et de 4 m portée.

Tableau V.38 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinale

d	X (m)	Z (m)	$\overline{M}_1$ (MN.m/ml)	$M_{ser}$ (MN.m/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$
0.225	0.137	0.179	0.185	0.0427	13.83	1.84

- Condition de non fragilité est vérifier  $A_{ser} \geq A_{min}$
- Choix des barres :

7 HA16 = 14.07 cm<sup>2</sup>

**✚ Armatures transversale**

Tableau V.39 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales

$V_u^{max}(t)$	5.99	$\phi_t(mm)$	6
$\tau_u^{max}(MPa)$	0.3169	$A_t(cm)$	1.13
$\bar{\tau}_u(MPa)$	3 > 0.3169 vérifier	$St_1(cm)$	14.16
$V_u^r(t)$	5.61	$St_2(cm)$	20.25
$\tau_u^r(MPa)$	0.2974	$St_3(cm)$	13.45
$d(m)$	0.225	$St_0(cm)$	13

**\* A la torsion**

Pour l'évaluation des contraintes dues au couple de torsion, on utilise la méthode de torsion creuse équivalente d'épaisseur :

$$e_i = \frac{b_i}{6}$$

La contrainte tangente de torsion s'évalue par la formule :

$$\tau_{ui} = \frac{M_t}{2\Omega_i e_i}$$

Les résultats de calcul pour les deux sections  $\Omega_1, \Omega_2$  sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.40 Tableau récapitulatif des caractéristiques des deux sections

Section		Formules	Valeurs
Section 1	$e_1(m)$	0.25/6	0.041
	$\Omega_1(m^2)$	(0.2-2×0.0208) (0.84-0.0208+0.0208)	0.1331
	$u_1(m)$	2[(0.2-2×0.0208) +(0.84-0.0208+0.0208)]	2.023
	$\tau_1(MPa)$	1.504 / (2×0.1331×0.041)	1.35
Section 2	$e_2(m)$	0.25/6	0.041
	$\Omega_2(m^2)$	(1.4-2×0.0208) (0.25-2×0.0208)	0.2830
	$u_2(m)$	2[(1.4-2×0.0208) +(0.25-2×0.0208)]	3.133
	$\tau_2(MPa)$	1.504/ (2×0.2830×0.041)	0.65

**✚ Armatures longitudinales**

$$A_L^1 = \frac{M_t^u u_1}{2\sigma_{st}\Omega_1} = 3.29 \text{ cm}^2$$

$$A_L^2 = \frac{M_t^u u_2}{2\sigma_{st}\Omega_2} = 2.39 \text{ cm}^2$$

**✚ Armatures transversale**

Tableau V.41 Vérifications des armatures transversales

$\tau_1 \leq \overline{\tau u}$	$\tau_2 \leq \overline{\tau u}$
$1.35 \leq 3$ vérifiée	$0.65 \leq 3$ vérifiée

La section d'acier transversale est donnée par la formule :

$$S_t = \min \{ 0.9 d ; 40 ; 15 \theta_{\min} \} = \{ 20.25 ; 40 ; 180 \} = 20.25 \text{ m}$$

Pour un espacement de  $S_t = 20\text{cm}$ , la section d'acier transversale est :

$$A_{\min} = \frac{0.4 S_t b}{f_e} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_T^1 = \frac{M_t^u S_t}{2\sigma_{st}\Omega_1} = 0.32 \text{ cm}^2 \leq A_{\min}$$

$$A_T^2 = \frac{M_t^u S_t}{2\sigma_{st}\Omega_2} = 0.15 \text{ cm}^2 \leq A_{\min}$$

▪ **Vérification à l'effort tranchant**

Tableau V.42 Vérification à l'effort tranchant

$\frac{A_L^1 f_e}{e_1 u_1} \geq \max \left( \frac{\tau_{u1}}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right)$	$1.58 \text{ Mpa} \geq 0.675 \text{ Mpa}$	Vérifiée
$\frac{A_L^2 f_e}{e_2 u_2} \geq \max \left( \frac{\tau_{u2}}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right)$	$0.74 \text{ Mpa} \geq 0.325 \text{ Mpa}$	Vérifiée
$\frac{A_t^1 f_e}{e_1 S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_{u1}}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right)$	$1.56 \text{ Mpa} \geq 0.675 \text{ Mpa}$	Vérifiée
$\frac{A_t^2 f_e}{e_2 S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_{u2}}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right)$	$0.73 \text{ Mpa} \geq 0.325 \text{ Mpa}$	Vérifiée

2. *Poutre continue sur plusieurs appuis*

▪ **Calcul des armatures**

\* *A la flexion simple*

**✚ Armatures longitudinales**

Le ferrailage va se faire pour la nervure de la poutre de section (0.55 x 0.84) et d'une portée de 4 m.

1. En travée

Tableau V.43 Tableau récapitulatif des armatures longitudinales en travée

d	X (m)	Z (m)	$\overline{M}_1$ (MN.m/ml)	$M_{ser}$ (MN.m/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$
0.54	0.33	0.43	1.07	0.0483	6.51	6.25

- Condition de non fragilité est vérifiée  $A_{ser} \geq A_{min}$
- Choix des barres :

$$6HA12=6.79\text{cm}^2$$

2. En appuis

Tableau V.44 Tableau récapitulatif des armatures longitudinales en appuis

d	X (m)	Z (m)	$\overline{M}_1$ (MN.m/ml)	$M_{ser}$ (MN.m/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$
0.54	0.33	0.43	1.07	0.0603	8.13	6.25

- Condition de non fragilité est vérifiée  $A_{ser} \geq A_{min}$
- Choix des barres :

$$8HA12=9.05 \text{ cm}^2$$

✚ Armatures transversale

Tableau V.45 Tableau récapitulatif des armatures transversales (à la flexion simple)

$V_u^{max}(t)$	7.19	$\phi_t(\text{mm})$	10
$\tau_u^{max}(\text{MPa})$	0.159	$A_t(\text{cm})$	3.14
$\tau_u(\text{MPa})$	3 > 0.159 vérifiée	$St_1(\text{cm})$	0.95
$V_u^r(t)$	5.59	$St_2(\text{cm})$	40
$\tau_u^r(\text{MPa})$	0.123	$St_3(\text{cm})$	37.38
d(m)	0.54	$St_0(\text{cm})$	37

\* A la torsion

Les résultats de calcul pour les deux sections  $\Omega_1, \Omega_2$  sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.46 Tableau récapitulatif des caractéristiques des deux sections

Section		Formules	Valeurs
Section 1	$e_1(\text{m})$	0.60/6	0.1
	$\Omega_1(\text{m}^2)$	(0.6-2×0.05) (0.84-0.05+0.0208)	0.4054
	$u_1(\text{m})$	2[(0.6-2×0.05) + (0.84-0.054+0.0208)]	2.122
	$\tau_1(\text{MPa})$	3.59/ (2×0.1×0.4054)	0.44
Section 2	$e_2(\text{m})$	0.25/6	0.041
	$\Omega_2(\text{m}^2)$	(1.4-0.0208-0.05) (0.25-2×0.0208)	0.2778
	$u_2(\text{m})$	2[(1.4-0.0208-0.05) +(0.25-2×0.0208)]	3.07
	$\tau_2(\text{MPa})$	3.59/ (2×0.2778×0.041)	1.58

**✚ Armatures longitudinales**

$$A_L^1 = \frac{M_t^u u_1}{2\sigma_{st}\Omega_1} = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_L^2 = \frac{M_t^u u_2}{2\sigma_{st}\Omega_2} = 5.7 \text{ cm}^2$$

**✚ Armatures transversale**

Tableau V.47 Vérification des armatures transversales

$\tau_1 \leq \overline{\tau u}$	$\tau_2 \leq \overline{\tau u}$
$0.44 \leq 3.5 \text{ vérifiée}$	$1.58 \leq 3.5 \text{ vérifiée}$

La section d'acier transversale est donnée par la formule :

$$S_t = \min \{ 0.9 d ; 40 ; 15 \theta_{\min} \} = \{ 20.25 ; 40 ; 180 \} = 20.25 \text{ m}$$

Pour un espacement de  $S_t = 20\text{cm}$ , la section d'acier transversale est :

$$A_{min} = \frac{0.4 S_t b}{f_e} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_T^1 = \frac{M_t^u S_t}{2\sigma_{st}\Omega_1} = 0.25 \text{ cm}^2 \leq A_{min}$$

$$A_T^2 = \frac{M_t^u S_t}{2\sigma_{st}\Omega_2} = 0.37 \text{ cm}^2 \leq A_{min}$$

▪ **Vérification à l'effort tranchant**

Tableau V.48 Vérification à l'effort tranchant

$\frac{A_L^1 f_e}{e_1 u_1} \geq \max \left( \frac{\tau_{u1}}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right)$	$0.51 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa}$	Vérifiée
$\frac{A_L^2 f_e}{e_2 u_2} \geq \max \left( \frac{\tau_{u2}}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right)$	$1.69 \text{ Mpa} \geq 0.69 \text{ Mpa}$	Vérifiée
$\frac{A_t^1 f_e}{e_1 S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_{u1}}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right)$	$0.5 \text{ Mpa} \geq 0.4 \text{ Mpa}$	Vérifiée
$\frac{A_t^2 f_e}{e_2 S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_{u2}}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right)$	$1.8 \text{ Mpa} \geq 0.69 \text{ Mpa}$	Vérifiée

3. Flexion transversale

Pendant l'accostage des bateaux les poutres vont fléchir latéralement, nous considérons un effort maximal de 3 t/m et un seul accostage à la fois. Cet effort est repris par une table de dimension 1.40×0.25

✚ Armatures longitudinales

Le ferrailage va se faire pour la nervure de la poutre de section (1.40×0.25) et d'une portée de 4 m.

Tableau V.49 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinales

d	X (m)	Z (m)	$\overline{M}_1$ (MN.m/ml)	$M_{ser}$ (MN.m/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$
1.26	0.77	1	1.73	0.0775	4.49	4.31

- Condition de non fragilité est vérifiée  $A_{ser} \geq A_{min}$
- Choix des barres :

$$4HA12 = 4.52\text{cm}^2$$

✚ Armatures transversale

Tableau V.50 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales

$V_u^{max}$ (t)	11.63	$\phi_t$ (mm)	8
$\tau_u^{max}$ (MPa)	0.36	$A_t$ (cm)	2.01
$\overline{\tau}_u$ (MPa)	3.5 > 0.36 vérifiée	$St_1$ (cm)	88.93
$V_u^r$ (t)	8.92	$St_2$ (cm)	40
$\tau_u^r$ (MPa)	0.283	$St_3$ (cm)	80.4
d(m)	1.26	$St_0$ (cm)	40

V.6.1.4. Le chevêtre

Le chevêtre reprend des efforts horizontaux transmis par les poutres de rives, ces efforts sont principalement l'amarrage et l'accostage.

Il est soumis à la flexion simple due au poids propre, charge uniformément répartis ramenées par les prédalles et les poutres de rives, ainsi qu'aux surcharges de service.

Dans l'étude du chevêtre on distingue deux phases : hors service (pas de chargement) et une phase en service (avec surcharge).

1. En phase hors service

\* En travée section en T

▪ Calcul des armatures

+ Armatures longitudinales

$$M_{bt} = \frac{\overline{\sigma}_{st} \left( d - \frac{h_0}{3} \right)}{30 (d - h_0)} b h_0^2$$

Pour  $M_{ser} \leq M_{bt}$  on a l'axe neutre dans la table donc le calcul de la section d'acier se fait comme pour une section rectangulaire (0.55×0.8).

Tableau V.51 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinales en travée

d	$M_{bt}$	X (m)	Z (m)	$\overline{M}_1$ (MN.m/ml)	$M_{ser}$ (MN.m/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$
0.495	0.3	0.3	0.39	0.76	0.0225	3.34	5.46

+ - Condition de non fragilité

$A_{ser} \geq A_{min}$  Condition non vérifiée

$$A_s = A_{min} = 5.46 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres :

$$2HA10+2HA16=5.59\text{cm}^2$$

+ Armatures transversale

Tableau V.52 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales en travée

$V_u^{max}(t)$	3.27	$\Phi_t(\text{mm})$	8
$\tau_u^{max}(\text{MPa})$	0.0826	$A_t(\text{cm})$	2
$\overline{\tau}_u(\text{MPa})$	$3 > 0.0826$ vérifiée	$St_1(\text{cm})$	1.31
$V_u^r(t)$	2.37	$St_2(\text{cm})$	40
$\tau_u^r(\text{MPa})$	0.0598	$St_3(\text{cm})$	25
d(m)	0.495	$St_0(\text{cm})$	25

\* Aux appuis section rectangulaire

▪ Calcul des armatures

▪

✚ Armatures longitudinales

\* A la flexion simple

✚ Armatures longitudinales

Tableau V.53 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinales en appuis

d	X (m)	Z (m)	$\overline{M}_1$ (MN.m/ml)	$M_{ser}$ (MN.m/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$
0.89	0.415	0.542	1.62	0.0038	0.40	7.45

- Condition de non fragilité

$$A_{ser} \geq A_{min} \text{ Condition non vérifiée}$$

$$A_s = A_{min} = 7.45 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres :

$$5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

✚ Armatures transversale

Tableau V.54 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales en appuis

$V_u^{max}(t)$	5.43	$\varnothing_t(\text{mm})$	8
$\tau_u^{max}(\text{MPa})$	0.101	$A_t(\text{cm})$	2
$\overline{\tau}_u(\text{MPa})$	3 > 0.101 vérifiée	$St_1(\text{m})$	1.32
$V_u^r(t)$	3.21	$St_2(\text{cm})$	40
$\tau_u^r(\text{MPa})$	0.0594	$St_3(\text{cm})$	24.69
d(m)	0.67	$St_0(\text{cm})$	24

2. En service

\* En travée section en T

▪ Calcul des armatures

✚ Armatures longitudinales

Pour  $M_{ser} \leq M_{bt}$  on a l'axe neutre dans la table donc le calcul de la section d'acier se fait comme pour une section rectangulaire (0.55×0.8).

\* *A la flexion simple*

✚ **Armatures longitudinales**

Tableau V.55 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinales en travée

d	$M_{bt}$	X (m)	Z (m)	$\overline{M}_1$ (MN.m/ml)	$M_{ser}$ (MN.m/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$
0.495	0.25	0.30	0.39	0.84	0.0525	7.81	5.46

- Condition de non fragilité est vérifiée  $A_{ser} \geq A_{min}$
- Choix des barres :

$$4HA16=8.04\text{cm}^2$$

✚ **Armatures transversale**

Tableau V.56 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales en travée

$V_u^{max}$ (t)	7.54	$\Phi_t$ (mm)	10
$\tau_u^{max}$ (MPa)	0.19	$A_t$ (cm)	3.14
$\overline{\tau}_u$ (MPa)	3 > 0.19 vérifiée	$St_1$ (m)	0.89
$V_u^r$ (t)	5.47	$St_2$ (cm)	40
$\tau_u^r$ (MPa)	0.138	$St_3$ (cm)	39.25
d (m)	0.495	$St_0$ (cm)	39

\* **Aux appuis section rectangulaire**

- Calcul des armatures

✚ **Armatures longitudinales**

\* *A la flexion simple*

✚ **Armatures longitudinales**

Tableau V.57 Tableau récapitulatif des résultats des armatures longitudinales en appuis

d	X (m)	Z (m)	$\overline{M}_1$ (MN.m/ml)	$M_{ser}$ (MN.m/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$
0.89	0.41	0.53	1.56	0.00755	0.826	5.46

- Condition de non fragilité

$$A_{ser} \geq A_{min} \text{ Condition non vérifiée}$$

$$A_s = A_{min} = 5.46 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres :

$$2HA10+2HA16=5.59\text{cm}^2$$

**✚ Armatures transversale**

Tableau V.58 Tableau récapitulatif des résultats des armatures transversales en appuis

$V_u^{max}(t)$	11.84	$\Phi_t(\text{mm})$	8
$\tau_u^{max}(\text{MPa})$	0.299	$A_t(\text{cm})$	2
$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	3.5 > 0.299 vérifiée	$St_1(\text{m})$	0.327
$V_u^r(t)$	9.48	$St_2(\text{cm})$	40
$\tau_u^r(\text{MPa})$	0.239	$St_3(\text{cm})$	25
$d(\text{m})$	0.675	$St_0(\text{cm})$	25

**V.6.1.5. Etude du portique**

L'étude du portique (chevêtre-piles-semelle) doit être réalisée afin de déterminer les efforts agissant sur les piles.

Tableau V.59 Efforts appliqués sur le portique

<b>Efforts verticaux</b>	Poids du chevêtre	7.80 t
	Poids des poutres de rives	11.20 t
	Poids de la prédalle	10.82 t
	Poids du béton coulé sur place	19.63 t
	Surcharge	1.5 t
<b>Efforts horizontaux</b>	Effort d'accostage	15 t
	Effort d'amarrage	15 t
	Effort sismique	14.84 t

Les sollicitations du portique sont obtenues après une modélisation en utilisant le logiciel « SAP2000 ».

**NB :** Les diagrammes des sollicitations sont reportés en **Annexe V**.

**V.6.1.6. Les piles**

Le calcul de la section se fait en Flexion Composée. Le ferrailage s'est fait avec le logiciel « Robot EXPERT 2010 »

- $N_{max} = - 0.502 \text{ MN}$
- $M_{y \text{ max}} = 0.192 \text{ MN.m}$
- $D = 60 \text{ cm}$
- $A_s = 28.3 \text{ cm}^2$

Choix des armatures :

$$6 \text{ HA } 25 = 29.45 \text{ cm}^2$$

On adopte des armatures transversales  $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$  avec un espacement  $St_0 = 25 \text{ cm}$

#### V.6.1.7. La semelle

La semelle est filante sous trois poteaux et sollicitée en flexion déviée.

Le calcul de la section se fait en Flexion déviée. Le ferrailage s'est fait avec le logiciel « **Robot EXPERT 2010** »

##### **Données :**

- $L = 8 \text{ m}$
- $b = 1.5 \text{ m}$
- $H = 0.6 \text{ m}$
- $M^+ = 47.85 \text{ KN.m}$
- $M^- = -95.7 \text{ KN.m}$

##### **Résultats :**

- Nappe supérieure :  $A_{s1 \text{ min}} = 45 \text{ cm}^2$
- Nappe inférieure :  $A_{s2 \text{ min}} = 45 \text{ cm}^2$
- Choix des armatures :

$$10 \text{ HA } 25 = 49.1 \text{ cm}^2$$

#### V.7. Conclusion

Au terme de ce chapitre, les différentes structures ont fait l'objet d'un dimensionnement détaillé. La stabilité, tant globale que partielle, a été vérifiée pour l'ensemble des éléments, et les armatures ont été définies conformément aux sollicitations prévues et aux normes. Ces résultats confirment que les ouvrages peuvent être réalisés dans de bonnes conditions de sécurité et de durabilité.

***CHAPITRE VI***  
***DEVIS ESTIMATIF ET***  
***QUANTITATIF***

## CHAPITRE VI: DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF

### VI.1. Introduction

Ce chapitre vise à établir un bilan quantitatif et estimatif des structures étudiées, exprimé en coût par mètre linéaire.

Les quantités de matériaux seront évaluées, puis associées à leurs prix unitaires afin de déterminer le coût global de chaque composant de l'ouvrage.

### VI.2. Évaluation des quantités et des coûts

#### VI.2.1. Ouvrages de protection

##### 1. La jetée principale

Tableau VI.1 Devis estimatif et quantitatif de la jetée principale

	Élément	Unité	Quantité	Prix unitaire (Kda)	Coût (Kda)
musoir	Carapace BCR 27 T	ML	70	6000	420000
	Filtre de support 3-6 T	ML	70	165	11550
	Filtre de transition 0.3-1 T	ML	70	350	24500
	Le noyau 0-500 kg	ML	70	1200	84000
	La butée 2-5 T	ML	70	150	10500
	contre butée 2-5 T	ML	70	150	10500
Premier tronçon	Carapace BCR 16 T	ML	590	3600	2124000
	Filtre de support 1-3 T	ML	590	1200	708000
	Filtre de transition 0.3-1 T	ML	590	350	206500
	Le noyau 0-500 kg	ML	590	1200	708000
	La butée 1-3 T	ML	590	1200	708000
Deuxième tronçon	Carapace BCR 11 T	ML	525	2500	1312500
	Filtre de support 1-3 T	ML	525	1200	630000
	Filtre de transition 0.3-1 T	ML	525	350	183750
	Le noyau 0-500 kg	ML	525	1200	630000
	La butée 1-3 T	ML	525	1200	630000
Troisième tronçon	Carapace 4 T	ML	160	900	144000
	Filtre de support 0.5-2 T	ML	160	150	24000
	Le noyau 0-500 kg	ML	160	1200	192000
	La berme 0.3-1 T	ML	160	350	56000
	Totale	-	<b>1345</b>	-	<b>8817800</b>

1. Jetée secondaire

Tableau VI.2 Devis estimatif et quantitatif de la jetée secondaire

	<i>Élément</i>	<i>Unité</i>	<i>Quantité</i>	<i>Prix unitaire (Kda)</i>	<i>Coût (Kda)</i>
musoir	Carapace BCR 22 T	ML	60	500	30000
	Filtre de support 3-6 T	ML	60	165	9900
	Filtre de transition 0.3-1 T	ML	60	350	21000
	Le noyau 0-500 kg	ML	60	1200	72000
	La butée 2-5 T	ML	60	150	9000
Profil courant	Carapace BCR 16 T	ML	185	3600	666000
	Filtre de support 1-3 T	ML	185	1200	222000
	Filtre de transition 0.3-1 T	ML	185	350	64750
	Le noyau 0-500 kg	ML	185	1200	222000
	La butée 2-5 T	ML	185	150	27750
Profil enracinement	Carapace BCR 9 T	ML	30	2000	60000
	Filtre de support 1-3 T	ML	30	1200	36000
	Le noyau 0-500 kg	ML	30	1200	36000
	La butée 1-3 T	ML	30	1200	36000
	<b>Totale</b>	-	<b>275</b>	-	<b>1512400</b>

2. L'épi

Tableau VI.3 Devis estimatif et quantitatif de l'épi

	<i>Élément</i>	<i>Unité</i>	<i>Quantité</i>	<i>Prix unitaire (Kda)</i>	<i>Coût (Kda)</i>
épi	Carapace 0.3-1 T	ML	75	350	26250
	Le noyau 0-500 kg	ML	75	1200	90000
	<i>Total</i>	ML	<b>75</b>	-	<b>116 250</b>

3. Les quais et les appontements

Tableau VI.4 Devis estimatif et quantitatif des quais et des appontements

Élément	Unité	Quantité	Prix unitaire (Kda)	Coût (Kda)
Quai à -6.5 m	ML	736	620	456320
Appontement à - 4.5 m	ML	607	620	376340
<b>Total</b>	<b>ML</b>	<b>1343</b>	<b>-</b>	<b>832 660</b>

VI.3. Récapitulatif des quantités et prix globaux

Tableau VI.5 Tableau récapitulatif des quantités et prix globaux

Désignation	Devée ( DA )
Jetée principale	<b>8 817 800 000</b>
Jetée secondaire	<b>1 512 400 000</b>
Epi	<b>116 250 000</b>
Terre-pleins	<b>1 022 045 500</b>
Ouvrage d'accostage y compris les appontements	<b>832 660 000</b>
Dragage	<b>255 000 000</b>
Sous Total -DA	<b>12 556 155 500</b>
Installation de chantier et aléas (10%) -DA	<b>1 381 177 105</b>
TOTAL HT-DA	<b>13 811 771 050</b>
TVA 19% -DA	<b>2 624 236 500</b>
Total TTC-DA	<b>16 436 007 550</b>
Total arrondi TTC-DA	<b>16 500 000 000</b>

\*Il convient toutefois de noter que d'autres tâches secondaires, bien que moins coûteuses, restent essentielles à la fonctionnalité et à la réussite globale de l'infrastructure portuaire.

VI.4. Conclusion

Le devis quantitatif et estimatif a permis d'évaluer les différents postes du projet : ouvrages extérieurs, intérieurs, dragage et terre-plein. On remarque que les ouvrages extérieurs représentent plus de 60 % du coût total ce qui témoigne de leur importance technique et financière dans l'ensemble du projet.

***CHAPITRE VII***  
***SIGNALISATION MARITIME***

## CHAPITRE VII: SIGNALISATION MARITIME

### VII.1. Introduction

Le phare est un élément essentiel du balisage maritime, mais il existe un autre élément tout aussi important, les balises.

### VII.2. Généralités sur les balises

- Les balises maritimes sont bien plus que de simples structures en mer. Elles constituent un langage visuel permettant aux navigateurs de comprendre et d'interpréter les conditions maritimes, les dangers potentiels et les voies navigables.
- Les balises sont constituées d'un corps, d'un voyant qui coiffe le corps, et éventuellement d'un feu qui permet d'identifier la balise de nuit.
- La signification de la balise est fournie par la couleur du corps, la forme et la couleur du voyant à la nuit.
- Le feu permet d'identifier la balise par son rythme et sa couleur.

### VII.3. Le Système de balisage maritime de l'IALA

Le système de balisage maritime de l'IALA établit des règles techniques pour la signalisation des chenaux et dangers. Il comprend deux régions, A et B, dont la différence principale réside dans l'orientation des marques latérales à l'entrée des ports. Les caractéristiques des autres balises sont identiques dans les deux régions

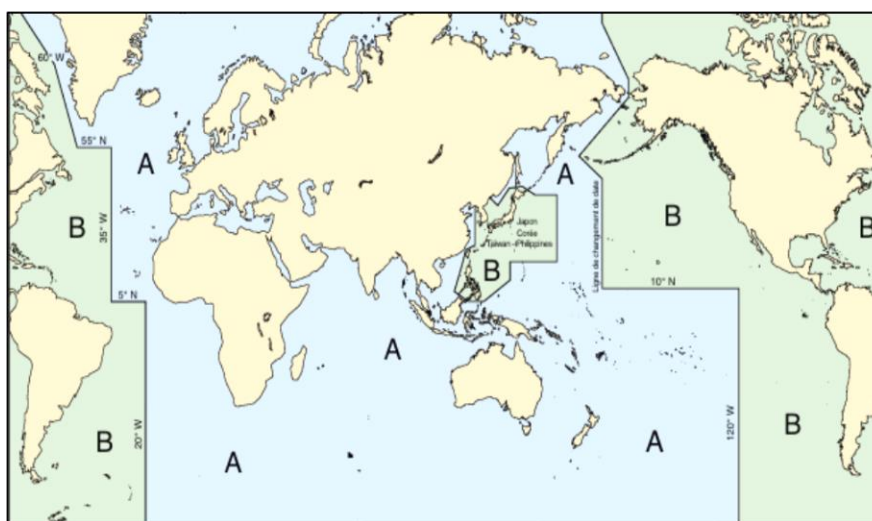
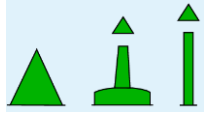
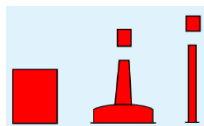
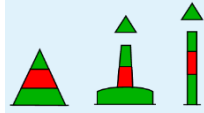

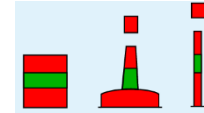

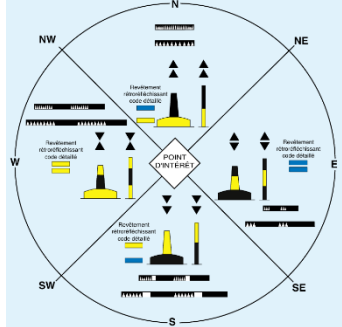
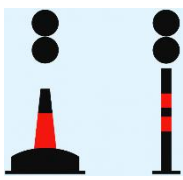


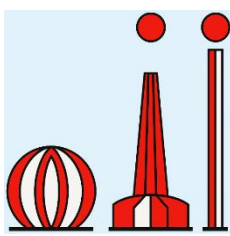
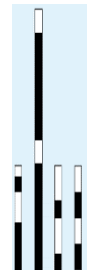
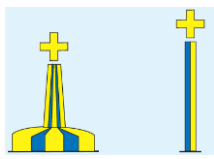



Figure VII.1 Système de balisage maritime de l'IALA (Régions de balisage A et B)

VII.4. Le système de balisage

Tableau VII.1 Les différents systèmes de balisage

Système de balise	Type de balise	indication Utilité	Couleur / Forme de la bouée	Schéma	Feu
Le système latéral Région A	Tribord	Ce sont des bouées ou des espars. Utiliser pour délimiter des passages notamment à l'entrée des ports, dont l'emploi sont associés à un « sens conventionnel de balisage	coniques et vertes		Quelconque, autre que celui de le chenal préféré
	Bâbord		cylindriques et rouges		
	Le chenal préféré	Lorsqu'il y a plusieurs chenaux possibles, un chemin préférentiel est indiqué à l'aide de ces bouées spécifiques.	Une couleur principale et un liseré central de la couleur opposée (Vert/Rouge) (Prendre en considération la couleur prédominante)		
					
le système cardinal	Cardinal Nord	Présence d'un danger sur une zone plus ou moins étendu, comme un rocher ou une épave, et indiquent la direction à suivre pour l'éviter en toute sécurité.	Bandes noires et jaunes selon le type de cardinale		
	Cardinal sud				
	Cardinal ouest				
	Cardinal est				

Autres	<p><i>Les dangers isolés</i></p>	<p><i>Un danger très localisé qu'il faut éviter de près.</i></p>	<p><i>Noire avec deux ou trois bandes rouges, selon le cas</i></p>		
	<p><i>Les marques spéciales</i></p>	<p><i>Délimiter une zone interdite ou réglementée comme une zone d'exercice militaire, un champ d'aquaculture, la présence de câbles sous-marins, ou n'importe quel usage spécifique de la zone.</i></p>	<p><i>entièrement jaunes avec une croix jaune au sommet</i></p>		<p><i>jaune à éclats continus ou à 3 éclats groupés.</i></p>
	<p><i>La balise éscène</i></p>	<p><i>Indiquer une zone totalement sûre, où la navigation est possible dans toutes les directions sans risque, et parfois une séparation de trafic ou une zone d'atterrissage.</i></p>	<p><i>Bandes rouges et blanches.</i></p>		
	<p><i>Les dangers nouveaux (bouée d'épave)</i></p>	<p><i>Désignent des obstacles récemment découverts en mer et qui ne sont pas encore indiqués sur les cartes officielles. par exemple, un haut-fond ou une épave récente.</i></p>	<p><i>Le balisage est renforcé en le doublant, généralement à l'aide de deux balises cardinales ou de deux bouées latérales.</i></p>		

### VII.5. L'aide à la navigation sur la variante étudiée

Dans cette partie, nous avons proposé dans la figure ci-dessous un exemple de signalisation maritime pour la variante étudiée.

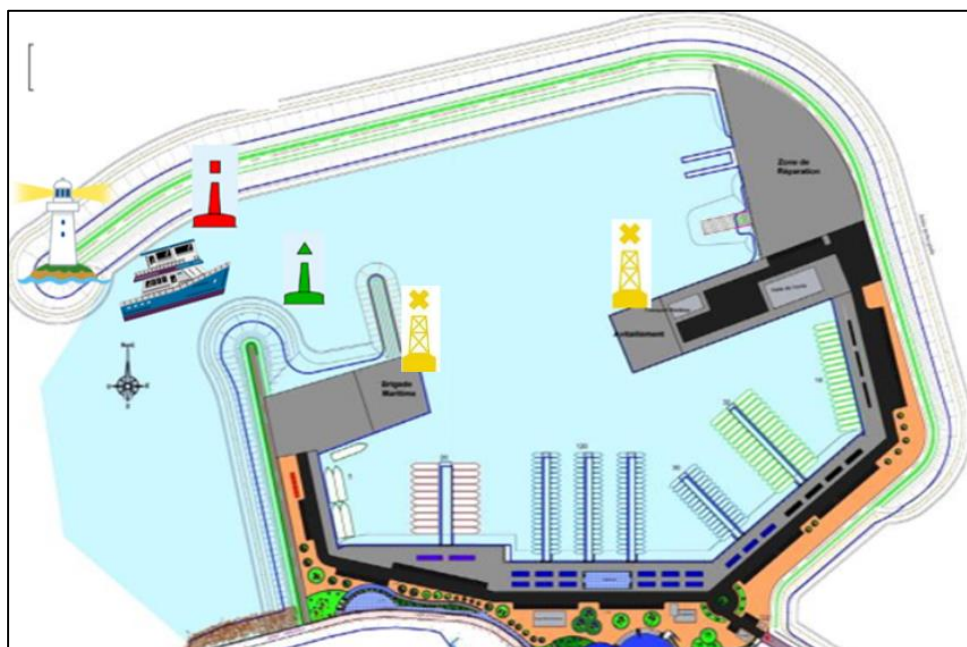


Figure VII.2 exemple de signalisation maritime pour la variante étudiée

### VII.6. Conclusion

Le balisage maritime permet l'identification et la localisation des dangers, chenaux et zones spécifiques à l'aide de balises normalisées. Chaque balise transmet une information précise via sa forme, sa couleur, son voyant et son feu, selon le système cardinal ou latéral. L'interprétation correcte dépend de la région de balisage conformément aux normes IALA

***CHAPITRE VIII***  
***ETUDE D'IMPACT SUR***  
***L'ENVIRONNEMENT***

## CHAPITRE VIII: ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

### VIII.1.Introduction

L'étude d'impact sur l'environnement constitue une étape essentielle dans l'évaluation de tout projet d'infrastructure. Elle permet de mesurer les conséquences du projet sur le milieu naturel, social et économique, et de proposer des mesures d'atténuation. Dans le cadre du projet d'extension du port de pêche, cette étude vise à évaluer les effets des travaux et de l'exploitation future sur les écosystèmes marins, la qualité de l'eau, les sédiments, la biodiversité ainsi que sur les usagers du site.

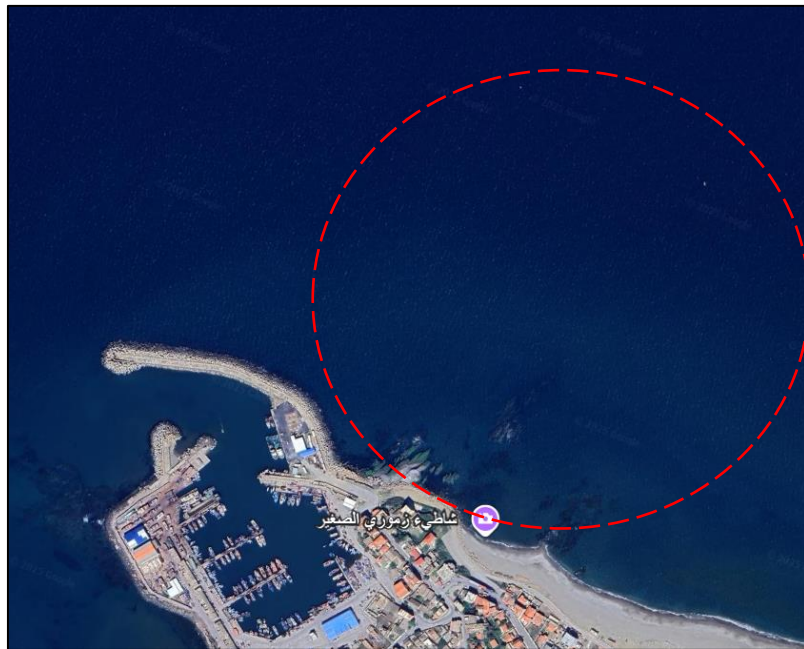


Figure VIII.1 Délimitation de site d'étude

### VIII.2.Présentation des impacts spécifiques aux ports

La construction d'infrastructures portuaires entraîne des impacts variés, influencés par l'ampleur des travaux et les caractéristiques du site. Les principaux effets concernent :

- Les opérations de dragage et de remblayage,
- L'altération du paysage,
- La perturbation des écosystèmes naturels,
- Les risques de pollution du milieu,
- La perte de biodiversité,
- Les modifications des conditions hydrodynamiques,
- Les variations du transport sédimentaire
- Les retombées sociales liées au projet.

### VIII.3. Analyse des impacts

Les impacts sont identifiés sur les composantes du milieu physique, biologique et humain, durant les différentes phases du projet. La première étape consiste à identifier, d'une part, les sources d'impact, et d'autre part, les éléments du milieu biologique, physique et socio-économique susceptibles d'être affectés.

#### VIII.3.1. Estimation des sources d'impact générer par le projet

L'évaluation débute par l'identification des sources d'impact et des éléments du milieu susceptible d'être affectés. Ces sources sont liées aux opérations menées durant la phase de construction ainsi que pendant la phase d'exploitation.

Tableau VIII.1 Impacts environnementaux

<i>Sources d'impacts</i>	<i>Impacts environnementaux</i>
<i>Phase de construction</i>	
<i>Installation du chantier et Transport des matériaux</i>	<i>Pollution accidentelle (fuites d'hydrocarbures, ciment), émissions de poussières et gaz, bruit terrestre.</i>
<i>Circulation des engins</i>	<i>Bruits, vibrations, émissions de gaz, perturbation de la faune terrestre et des riverains.</i>
<i>Dragage &amp; Déroctage</i>	<i>Modification locale de la bathymétrie, Turbidité de l'eau , perturbation des fonds marins, bruit sous-marin</i>
<i>Remblais des terre-pleins</i>	<i>Modification des habitats benthiques, altèrent la dynamique des courants et des sédiments</i>
<i>Travaux de terrassement et génie civil</i>	<i>Modification du transport sédimentaire naturel, érosion ou ensablement localisés.</i>
<i>Remise en état et intégration paysagère</i>	<i>Restauration partielle des milieux naturels perturbés, mais risque de modification des écosystèmes initiaux.</i>

<i>Phase d'exploitation</i>	
<i>Déchets solides, liquides et gazeux</i>	<i>Pollution des eaux portuaires (Rejets d'huiles, carburants, déchets organiques)</i>
<i>Trafic généré par le port</i>	<i>Nuisances sonores, risque d'accidents (zones de ravitaillement), pollution de l'air et de l'eau.</i>
<i>Pollution sonore et lumineuse</i>	<i>Perturbation de la faune, désorientation de la biodiversité nocturne, stress chez les espèces sensibles.</i>
<i>Envasement accru</i>	<i>Zones mortes hydrauliquement favorisant l'accumulation des sédiments et affectant la navigation.</i>
<i>Entretien et réparation</i>	<i>Risques de déversements accidentels lors d'opérations de maintenance, génération de déchets techniques.</i>

### VIII.3.2. Etude chimique et biologique

Les mesures in-situ effectués en surface au niveau des six (06) stations du site d'étude.

#### ▪ Paramètres physico-chimique

Les paramètres physico-chimiques mesurés de l'eau de mer sont globalement stables et saisonniers, notamment en température. La salinité, la conductivité et le pH observés sont en accord avec les plages caractéristiques de la mer Méditerranée. Les teneurs en oxygène dissous indiquent une bonne qualité des eaux, sans signe de pollution organique excessive. L'ensemble des résultats est conforme aux recommandations algériennes en matière de qualité des eaux marines.

Tableau VIII.2 Mesures moy in-situ des paramètres physico-chimique des six stations

	<i>Température (c°)</i>	<i>Salinité (%)</i>	<i>O<sub>2</sub> dissous (Mg/l)</i>	<i>Conductivité (Ms/cm)</i>	<i>PH</i>	<i>Etat de la mer</i>
<i>V<sub>moy</sub></i>	<i>20.73</i>	<i>36.41</i>	<i>9.22</i>	<i>50.45</i>	<i>7.19</i>	<i>Calme</i>

▪ **Analyse chimique**

Les analyses chimiques des sédiments prélevés au niveau du site montrent des teneurs généralement faibles en matières organiques et en métaux lourds. Ces concentrations sont en grande majorité inférieures aux seuils recommandés par la réglementation algérienne, indiquant une bonne qualité chimique du milieu. Aucun enrichissement significatif en nickel, zinc, plomb, mercure ou cadmium n'a été observé, ce qui traduit une faible pression anthropique et une pollution limitée. De même, les teneurs en hydrocarbures totaux restent faibles, confirmant un bon état environnemental du site étudié.

▪ **Etude de la faune benthique**

L'étude de la faune benthique met en évidence une faible diversité biologique, avec uniquement des coquilles vides, ce qui reflète l'absence d'organismes vivants au moment de l'échantillonnage. La variation de la nature des sédiments, de sableux à vaseux selon les stations, peut expliquer cette faible présence faunistique. Ces résultats indiquent un impact écologique limité dans le cadre de l'extension du port.

**VIII.4. Mesures d'atténuation d'ordre général**

Tableau VIII.3 Mesures d'atténuation d'ordre général

<i>Sources d'impacts</i>	<i>Mesures d'atténuation</i>
<i>Phase de construction</i>	
<i>Pollution accidentelle</i>	<i>Stockage sécurisé des produits dangereux, procédures d'urgence, équipements anti-pollution sur site.</i>
<i>Bruits, vibrations</i>	<i>Limiter les heures de travail, utiliser des engins moins bruyants, installer des écrans acoustiques.</i>
<i>Turbidité de l'eau</i>	<i>Dragage contrôlé, rideaux anti-turbidité</i>
<i>Perturbation des fonds marins</i>	<i>Dragage localisé, éviter les zones sensibles,</i>
<i>Modification du transport sédimentaire</i>	<i>Études hydrosédimentaires préalables</i>
<i>Modification des écosystèmes initiaux</i>	<i>Réhabilitation écologique, plantation d'espèces locales, suivi écologique post-travaux.</i>
<i>Phase d'exploitation</i>	
<i>Pollution des eaux portuaires</i>	<i>Installation de stations de traitement, gestion rigoureuse des déchets, surveillance continue de la qualité de l'eau</i>

<i>Risque d'accidents</i>	<i>Plans de sécurité et d'intervention, zones de stockage sécurisées, formations régulières du personnel, mise en place de balisages maritimes adaptés</i>
<i>Pollution sonore et lumineuse</i>	<i>Limiter l'éclairage nocturne, utiliser des lampes directionnelles, murs antibruit, régulation du trafic portuaire</i>
<i>Envasement accru</i>	<i>Surveillance bathymétrique régulière et dragage préventif</i>
<i>Déversements lors de maintenance</i>	<i>Procédures strictes de maintenance, équipements de confinement, formation du personnel</i>

### VIII.5. Conclusion

Même si l'extension du port de Zemmouri El Bahri peut engendrer certains effets sur l'environnement, ces impacts peuvent être réduits efficacement grâce à la mise en place de mesures d'atténuation appropriées et à une gestion environnementale rigoureuse.

En parallèle, le projet présente plusieurs impacts positives, notamment le développement des activités portuaires et amélioration des conditions socio-économiques locales. De plus, la possibilité de reconverter l'ancien port en port de plaisance représente une opportunité pour promouvoir le tourisme côtier et diversifier les usages du littoral, tout en s'inscrivant dans une démarche durable.

## ***CONCLUSION GENERALE***

Ce projet de fin d'études, réalisé durant mon stage à la Direction des Travaux Publics de Boumerdès, m'a permis de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de ma formation à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics.

L'étude a porté sur une variante d'extension du port de pêche de Zemmouri El Bahri. Elle a inclus la collecte et l'analyse des données, le pré-dimensionnement des ouvrages de protection, ainsi que le dimensionnement des ouvrages d'accostage.

En conclusion, la construction d'un ouvrage maritime constitue une tâche complexe. Elle mobilise un travail d'équipe pluridisciplinaire et requiert une parfaite maîtrise des données techniques, depuis l'implantation de l'ouvrage – qui doit offrir le meilleur compromis entre les diverses contraintes et exigences – jusqu'à la dotation du port en moyens adaptés à son bon fonctionnement et aux objectifs qui lui sont assignés.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- GUIDE TECHNIQUE POUR LA RÉALISATION DES ÉTUDES PORTUAIRES (MEDITRAM)
- 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. Fascicule 62, La Rochelle. France 1999.
- D. BOUHENICHE : cours de travaux maritimes 4ème année. ENSTP, Kouba, Alger, Algérie. Année 2022/2023.
- D. BOUHENICHE : cours de travaux maritimes 5ème année. ENSTP, Kouba, Alger, Algérie. Année 2023/2024.
- M. BENREDOUANE : Cours de Structure 3 ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (2022-2023)
- M. BENREDOUANE : Cours de béton armé 4 ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (2023-2024)
- M. BENREDOUANE : Cours de calcul d'ouvrage 5 ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (2024-2025)
- Règlement Parasismique Applicable aux domaines des ouvrages d'art RPOA (Année 2008). Ministère des Travaux Publics (MTP), Algérie.
- 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.
- Eurocode 0 (NF EN 1990) - Bases de calcul des structures
- The Rock Manual - version 2007
- ZITOUN Youcef et MEBARKI Abdellatif étude d'extension du port de pêche de Khemisti wilaya de Tipaza , PFE encadré par M. RAHMANI Douadi.
- BOUHADBA Bouchra et OUAHIB Lotfi étude de réalisation d'un port de pêche pour la wilaya de Tlemcen a Sidna youchaa, PFE encadré par Mr. MECHTI Nacereddine.
- Ouvrages généraux Signalisation maritime Version à jour au 27 novembre 2024 , France.

## **WEBOGRAPHIE**

- <https://www.techniques-ingenieur.fr/>
- <https://www.scribd.com/>
- <https://www.cerema.fr/>
- <https://www.culture-maritime.com/>
- <https://www.researchgate.net/>
- <https://diffusion.shom.fr/>
- <https://enstp.edu.dz/fr/benstp-bibliotheque>

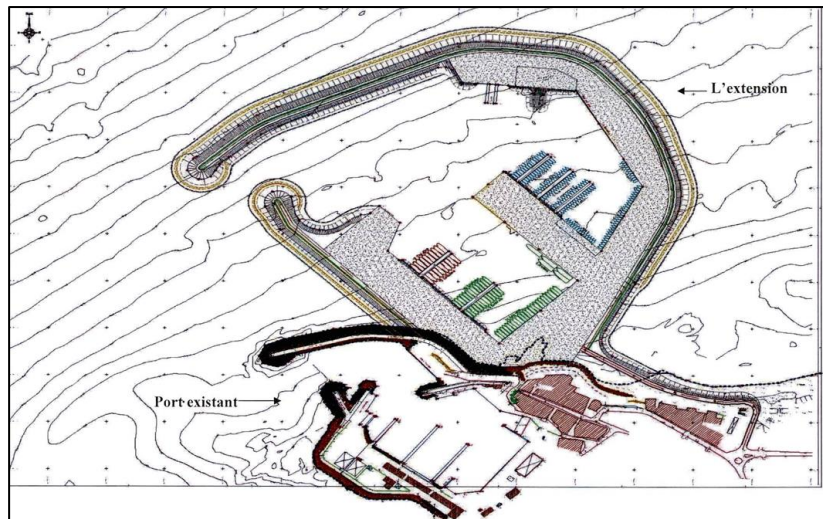
## **PROGRAMMES & LOGICIELS**

- AUTOCAD
- Robot expert 2010
- SAP2000
- RDM7
- MIKE21
- Microsoft office tools 2016 ( word, excel...)

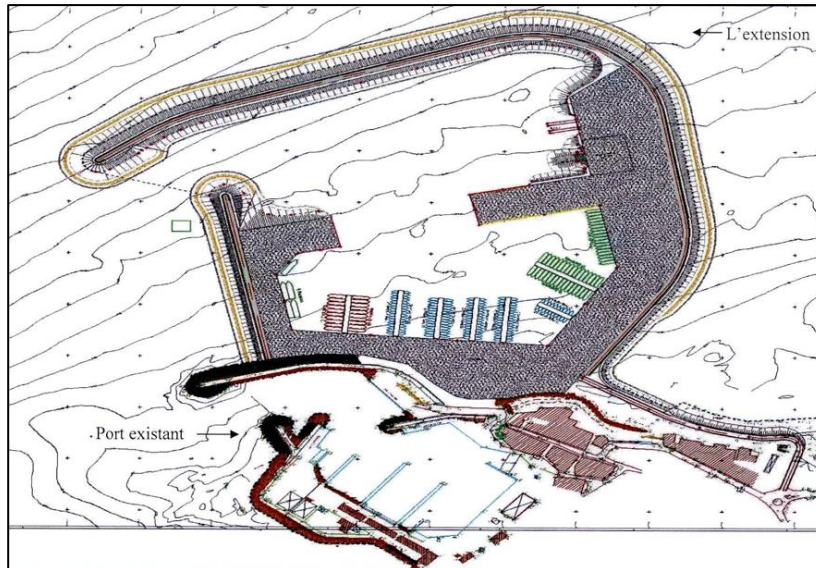
# ***LES ANNEXES***

*ANNEXES*  
*AU CHAPITRE III*

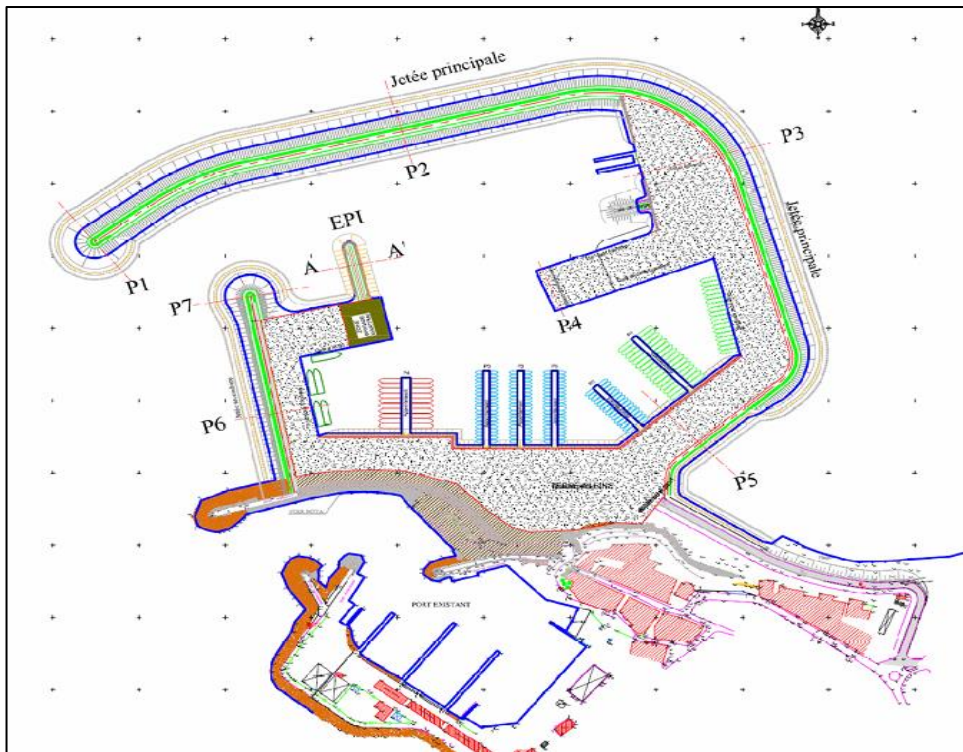
Levée bathymétrique des deux variantes



1 Plan de masse variante 01



2 Plan de masse variante 02



3 plan de masse de la variante retenue

*ANNEXES*  
*AU CHAPITRE IV*

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 2.0 3.0	3.5	4.0	2.9 2.5 2.0	3.2 2.8 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 2.0 3.0	7.2	8.3	5.9 5.5 4.0	6.6 6.1 4.4
TRIBAR	2	en vrac	1.5 2.0 3.0	9.0	10.4	8.3 7.8 7.0	9.0 8.5 7.7
DOLOS	2	en vrac	2.0** 3.0	22.0 *	25.0 *	15.0 13.5	16.5 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		

Figure 5 Valeurs de  $K_D$  pour l'application de la formule de HUDSON

	Nature du bloc	Disposition des blocs	Nombre de couches	$K_\Delta$	Perméabilité
<b>BLOCS NATURELS</b>	Arrondi	En vrac	2	1.02	38%
	Anguleux	En vrac	2	1.15	37%
		En vrac	3	1.10	40%
	Anguleux à granulométries étalées	En vrac			37%
<b>BLOCS ARTIFICIELS</b>	Acropodes (1)	En vrac	1		
	Tétrapodes	En vrac	2	1.04	50%
	Quadripodes	En vrac	2	0.95	49%
	Cubes modifiés	En vrac	2	1.10	44%
	Cubes modifiés	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%

Figure 4 Valeurs expérimentales des perméabilités et du coefficient  $K_\Delta$

Abagues pour calcul de Run-Up

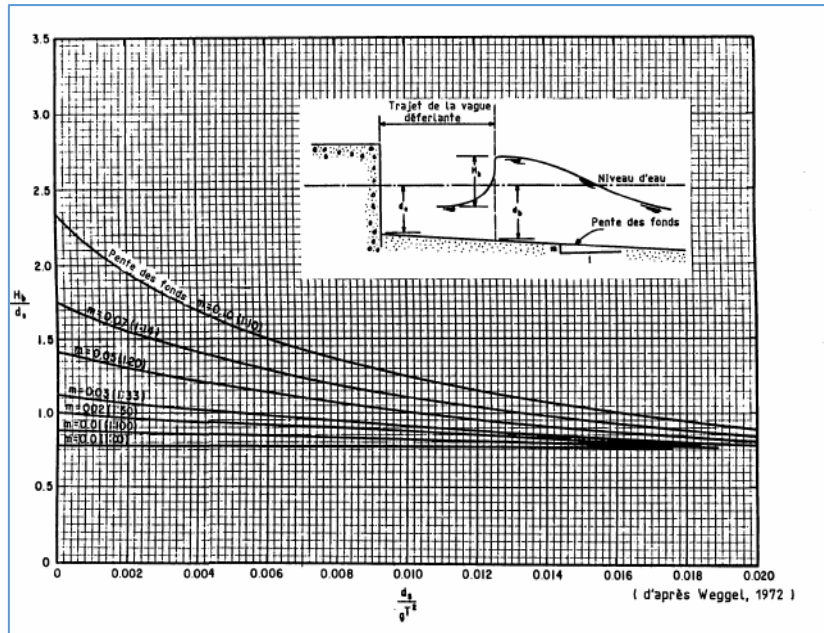


Figure 6 Hauteur maximale de déferlement en fonction de la profondeur en pied d'ouvrage

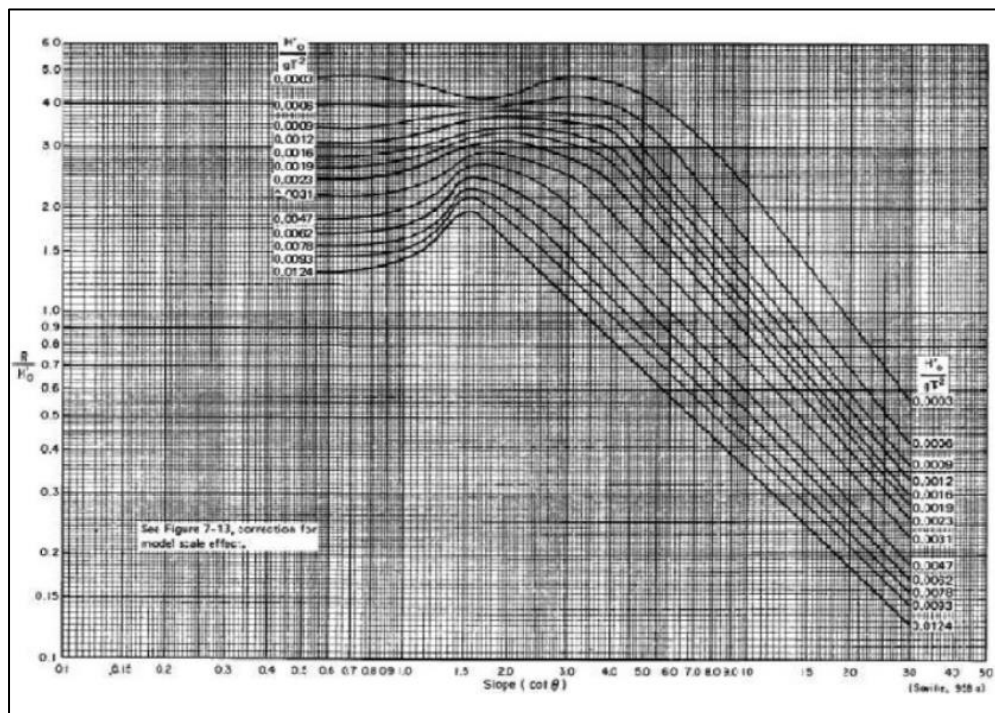


Figure 7 Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour  $d s / H ' 0 = 2$

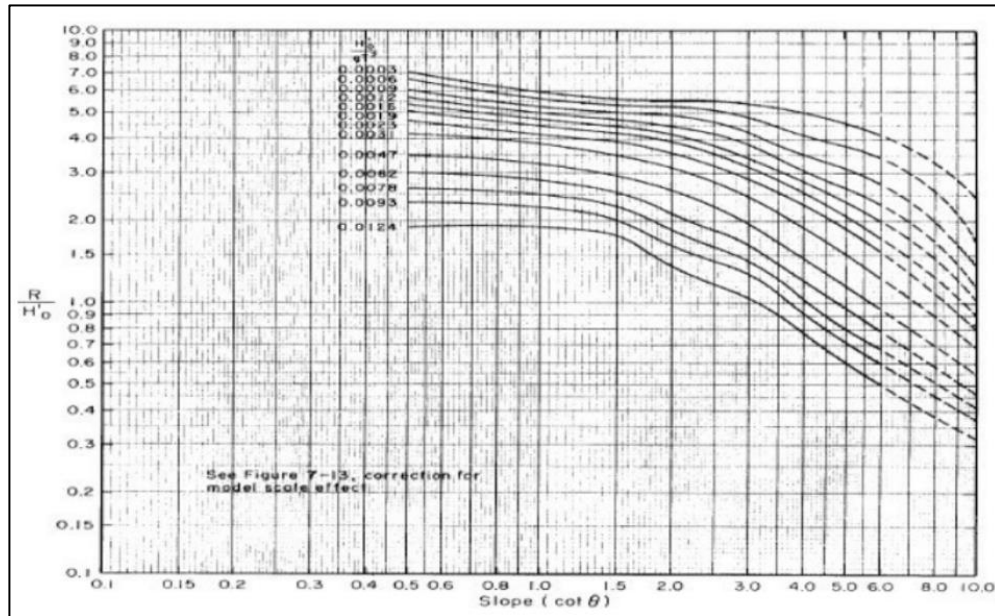


Figure 8 Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour  $d_s / H_0 = 0.8$

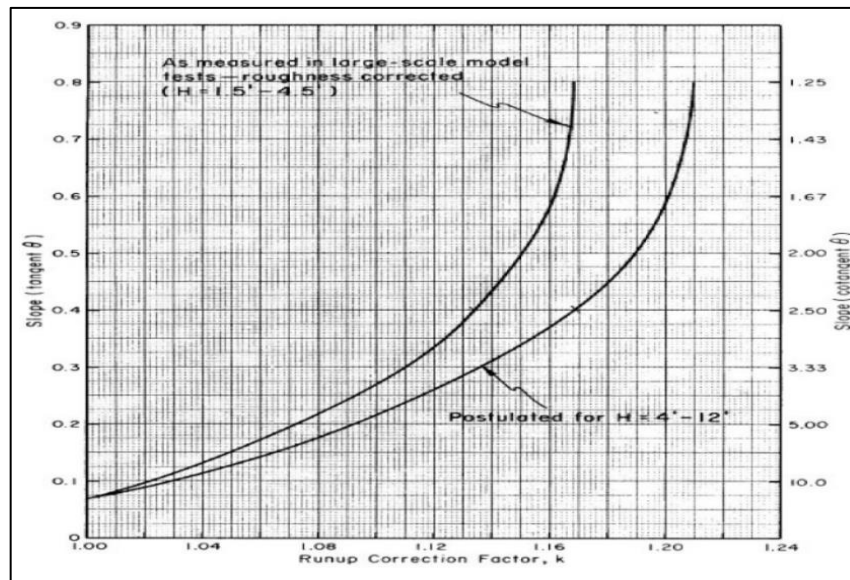


Figure 9 Coefficient de correction K

### ✚ Méthode de calcul de Run-Up

Pour Musoir jetée principale :  $H_s=5.86$  m ,  $T=13.05$

$$1. \frac{H_s}{gT^2} = \frac{5.86}{9.81 \cdot 13.05^2} = 0.00351 \Rightarrow \frac{H_b}{H_s} = 0.975 \Rightarrow H_b = 5.71 \text{ m}$$

$$2. \frac{H_b}{gT^2} = \frac{5.71}{9.81 \cdot 13.05^2} = 0.00342$$

$\Rightarrow$  Avec  $m = 0.02$ , de l'abaque Figure 6 on a  $\frac{H_b}{H'_0} = 1.275 \Rightarrow H'_0 = 4.48$  m

3. Prejection de  $\frac{H'_0}{gT^2} = 0.258$  pour :

$$- \frac{H_s}{H'_0} = 2 \Rightarrow \text{Figure 7} \Rightarrow \frac{R_u}{H'_0} = 2.95$$

$$- \frac{H_s}{H'_0} = 0.8 \Rightarrow \text{Figure 8} \Rightarrow \frac{R_u}{H'_0} = 3.8$$

4.  $h_s$  : profondeur d'eau = 12 m

$$\frac{h_s}{H'_0} = 2.68 \text{ Après interpolation} \Rightarrow \frac{R_u}{H'_0} = 2.47 \Rightarrow R_u = 11.06$$

Et on a  $K_r = 1.23$  de Figure 9  $\Rightarrow R_u = 13.6$

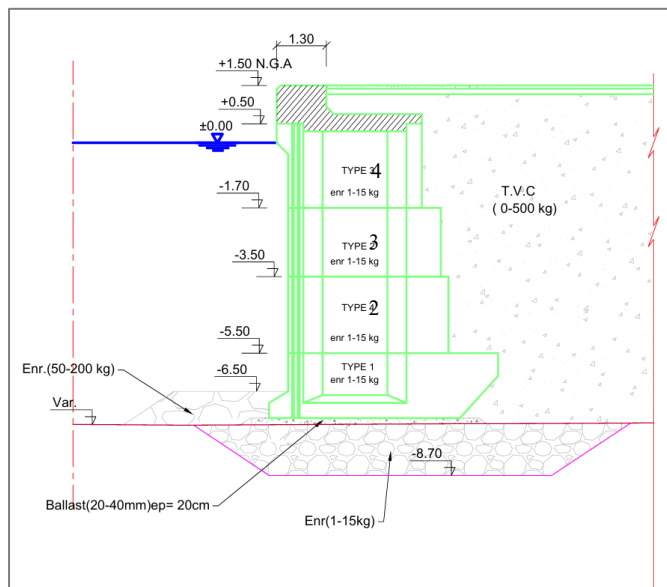
Avec le coefficient de rugosité = 0.55 on obtient  $\Rightarrow R_u = 7.48$

#### 10 étapes de Calcul Run-Up

	profile	$H_s$	T	$\frac{H_s}{gT^2}$	$\frac{H_b}{H_s}$	$\frac{H_b}{gT^2}$	$\frac{H_b}{H'_0}$	$\frac{H'_0}{gT^2}$	$\frac{H_s}{H'_0}$		$\frac{R_u}{H'_0}$	$R_u$	
Jetée principale	Musoir	5.86	13.05	0.00351	0.975	0.00342	1.275	0.258	0.8	2	3.8	2.95	7.48
	Tronçon 1	5.47	14.03	0.00283	0.95	0.00269	1.38	0.188	0.8	2	3.95	3.2	6.27
	Tronçon 2	4.83	13.74	0.00261	0.95	0.00248	1.4	0.17	0.8	2	4.24	3.25	5.29
	Tronçon 3	2.86	13.74	0.00155	0.975	0.00151	1.685	0.086	0.8	2	5	3.8	3.11
Jetée secondaire	Musoir	5.47	13.05	0.0033	0.95	0.0031	1.3	0.230	0.8	2	3.9	3	7.61
	Tronçon 1	5.47	13.05	0.0033	0.95	0.0031	1.3	0.230	0.8	2	3.9	3	7.61
	Tronçon 2	4.51	13.05	0.0027	0.975	0.0026	1.39	0.185	0.8	2	4.2	3.05	7.39

*ANNEXES*  
*AU CHAPITRE V*

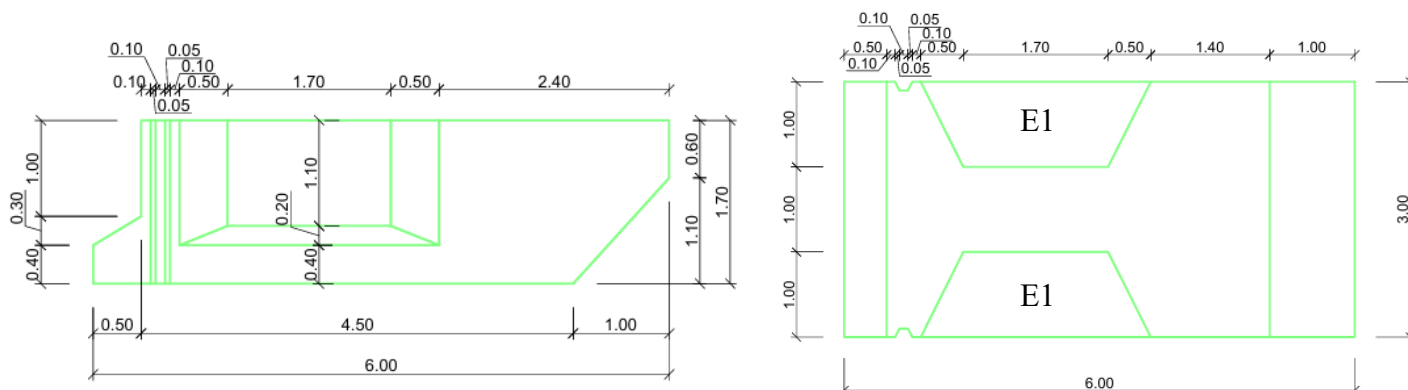
a. Quai -6.5 m



11 coupe transversale du quai

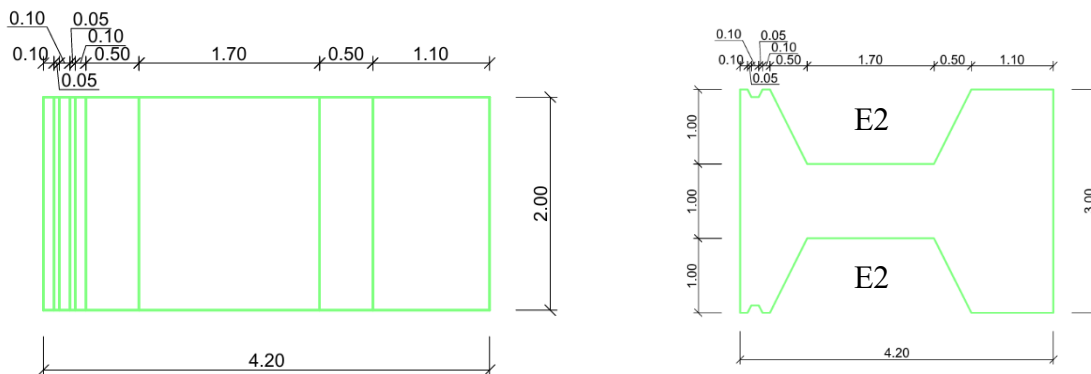
Caractéristiques géométriques des blocs

• Bloc type 1



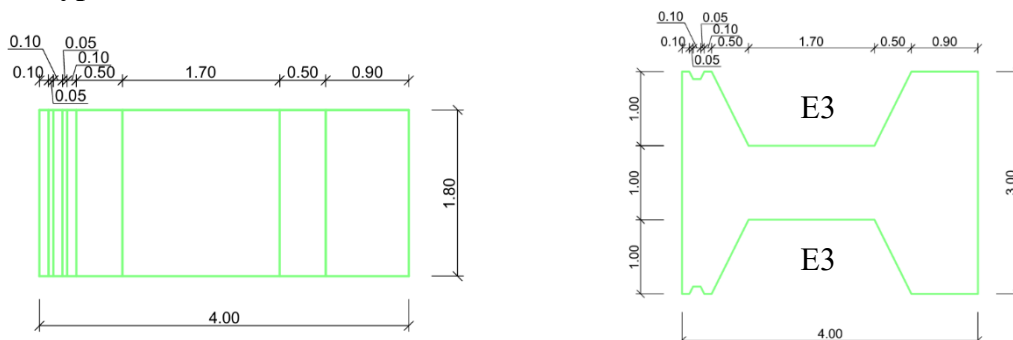
• Bloc type 2

	Formule	volume	Poids	dv	MV	dH	MH
A1	$6 \times 1.7 \times 3$	30.6	42.84	0.85	36.414	3.00	128.52
A2	$-1 \times 0.5 \times 3$	-1.5	-2.1	1.20	-2.52	0.25	-0.525
A3	$-0.3 \times 0.5 \times 0.5 \times 3$	-0.225	-0.315	0.60	-0.189	0.17	-0.054
A4	$-1.10 \times 1 \times 0.5 \times 3$	-1.65	-2.31	0.37	-0.85	5.66	-13.08
A5	$-2[(1.7+2.7) \times 1 \times 0.5] \times 1.10$	-4.84	-6.78	1.15	-7.80	2.25	-15.25
<b>Total</b>	/	22.385	31.335	0.8	25.055	3.18	99.62



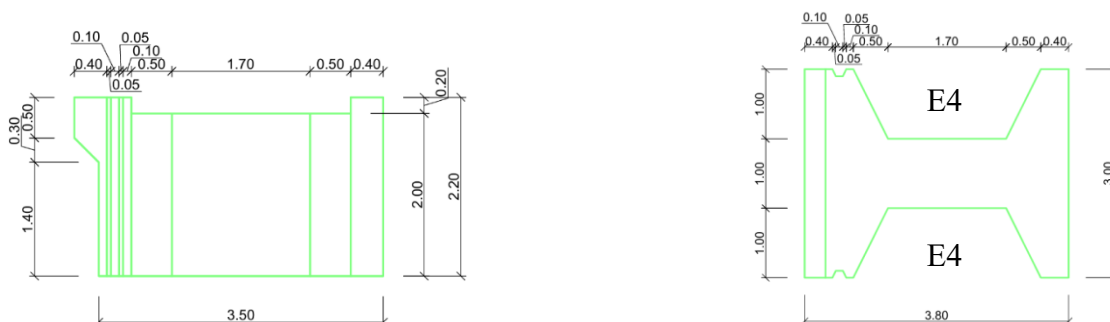
	Formule	Volume	Poids	dv	Mv	dH	MH
<b>A1</b>	$2 \times 4.2 \times 3$	25.2	35.28	2.7	95.256	2.6	91.73
<b>A2</b>	$-2 \times [(1.7+2.7)/2] \times 1 \times 2$	-8.8	-12.32	2.7	-33.264	2.25	-27.72
<b>Total</b>	/	16.4	22.96	2.7	61.992	2.79	64.01

• Bloc type 3



	Formule	Volume	poids	dv	Mv	dH	MH
<b>A1</b>	$4 \times 1.8 \times 3$	21.6	30.24	4.6	139.104	2.5	75.6
<b>A2</b>	$-2 \times [(1.7+2.7)/2] \times 1 \times 1.8$	-7.92	-11.088	4.6	-51.005	2.25	-24.948
<b>totale</b>	/	13.68	19.152	4.6	88.099	2.5	47.85

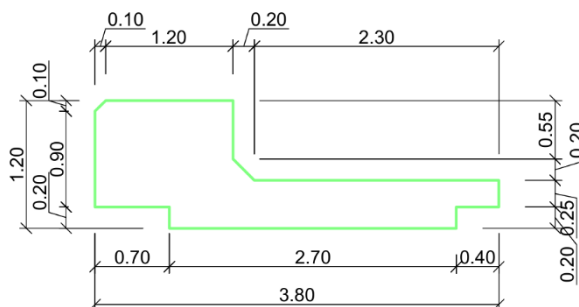
• Bloc type 4



	Formule	Volume	Poids	dv	Mv	dH	MH
<b>A1</b>	$1.7 \times 3 \times 3.8$	19.38	27.132	6.35	172.29	2.1	56.98

<b>A2</b>	$-0.3 \times 1.4 \times 3$	-1.26	-1.764	6.20	-10.94	0.35	-0.62
<b>A3</b>	$[(0.3 \times 0.3)/2] \times 3$	-0.135	-0.189	7.00	-1.32	0.3	-0.06
<b>A4</b>	$2 \times [(1.7+2.7) \times 1/2] \times 1.7$	-7.48	-10.47	6.35	-66.48	2.25	-23.56
<b>A5</b>	$2 \times [(1.7+2.7) \times 1/2] \times 0.3$	-1.32	-3.168	7.35	-23.28	2.25	-7.13
<b>A6</b>	$2.7 \times 0.2 \times 3$	-1.62	-3.89	7.6	-29.56	2.25	-8.75
<b>A7</b>	$0.5 \times 3.8 \times 3$	5.7	13.68	7.45	101.92	2.1	28.73
<b>Total</b>	/	13.27	21.33	6.69	142.63	2.14	45.59

- **Le couronnement**

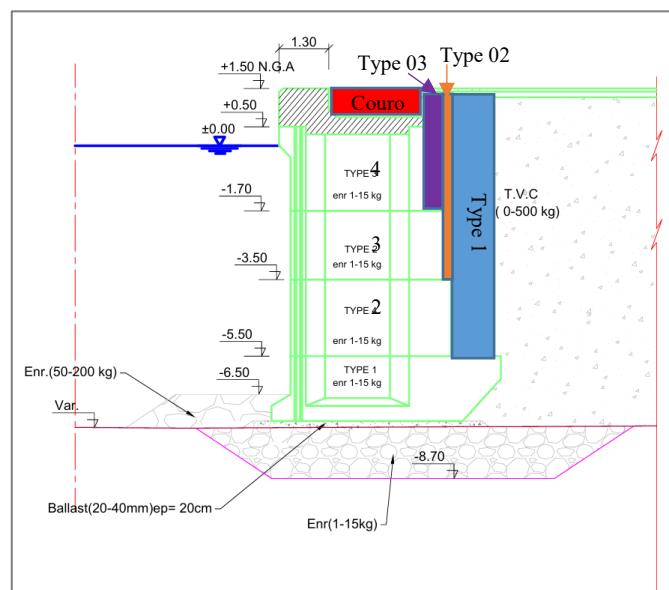


	<b>Formule</b>	<b>volume</b>	<b>poids</b>	<b>dv</b>	<b>Mv</b>	<b>dH</b>	<b>MH</b>
<b>A1</b>	$1.2 \times 3.8 \times 3$	13.68	34.20	8.1	277.02	2.1	71.82
<b>A2</b>	$-0.2 \times 0.7 \times 3$	-0.42	-1.05	7.6	-7.98	0.55	-0.58
<b>A3</b>	$-0.4 \times 0.2 \times 3$	-0.24	-0.60	7.6	-4.56	3.8	-2.28
<b>A4</b>	$[(0.2 \times 0.2)/2] \times 3$	0.06	0.15	8.02	1.20	1.57	0.24
<b>A5</b>	$-0.1 \times 0.1 \times 3$	-0.03	-0.08	8.67	-0.69	0.23	-0.02
<b>A6</b>	$-0.75 \times 2.5 \times 3$	-5.63	-14.08	8.33	-117.12	2.75	-38.67
<b>Total</b>	/	7.42	18.56	7.97	147.87	1.64	30.51

- ✚ **Détermination du poids des remblais dans les évidements**

	<b>Formule</b>	<b>Volume</b>	<b>Poids</b>	<b>dV</b>	<b>MV</b>	<b>dH</b>	<b>MH</b>
<b>E1</b>	$2[(1.7+2.7) \times 1/2] \times 1.10$	4.84	5.32	1.15	6.12	2.25	11.98
<b>E2</b>	$2 \times [(1.7+2.7)/2] \times 1 \times 2$	8.8	9.68	2.7	26.14	2.25	21.78
<b>E3</b>	$2 \times [(1.7+2.7)/2] \times 1 \times 1.8$	7.92	8.71	4.6	40.08	2.25	19.60
<b>E4 immergé</b>	$2 \times [(1.7+2.7) \times 1/2] \times 1.7$	7.48	8.23	6.35	52.25	2.25	18.51
<b>E4 non immergé</b>	$2 \times [(1.7+2.7) \times 1/2] \times 0.3$	1.32	2.38	7.35	17.46	2.25	5.35
<b>Total</b>	/	30.36	43.83	4.15	181.83	2.25	98.61

## ✚ Détermination du poids du remblai au-dessus du bloc type 1, 4, 2 et le couronnement



	Etat du sol	Formule	Volume	Poids	dV	MV	dH	MH
Type 1	Sol immergé	1.3x3x5.5	21.45	23.6	4.45	105	5.35	125.26
	Sol non immergé	1.3x3x1.5	5.85	10.53	7.95	83.71	5.35	56.34
	Total	/	27.3	34.13	5.53	188.74	5.32	181.57
Type 2	Sol immergé	3.5x3x0.2	2.1	2.31	5.45	12.59	4.6	10.63
	Sol non immergé	1.5x3x0.2	0.9	1.62	7.95	12.88	4.6	7.45
	Total	/	3	3.93	6.48	25.47	4.6	18.08
Type 3	Sol immergé	0.5x1.7x3	2.55	2.81	6.35	17.84	4.25	11.94
	Sol non immergé	1.5x3x0.5	2.25	4.05	7.95	31.2	4.25	17.21
	Total	/	4.8	6.86	7.15	49.04	4.25	29.15
Couronnement	Sol non immergé	0.75x2.5x3	5.63	10.134	8.33	84.42	2.75	27.87
	Sol non immergé	[(0.2x0.2)/2]x3	-0.06	-0.15	8.02	-1.20	1.57	-0.24
	Total	/	5.57	10.03	8.33	83.55	2.76	27.68

## Calcul de stabilité globale de quai à - 6.5 m

### ✚ Cas statique

- Poussée des terres

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )	P (t/ml)	$P_H$ (t/ml)	$P_v$ (t/ml)
+1.5 à 0 m	non immergé	37	0	0	37	1.5	0.23	0.63	0.472	0.38	0.28
0 à -5.5	Immergé	37	0	0	37	5.5	0.23	2.04	7.34	5.86	4.41
-5.5 à -6.1	Immergé	37	0	0	24.67	0.6	0.23	2.19	1.27	1.15	0.53

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$k_h$	$\sigma$		P	$P_H$	$P_v$
								$\sigma'_4$	$\sigma''_4$			
-6.1 à -7.2	Immergé	37	0	-42.27	24.67	1.1	0.02	0.23	0.258	0.268	0.244	0.112

- **Poussées dues aux surcharges**

Cote	Etat du sol	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$K_q$	$\sigma$	$P_q$	$P_{qH}$	$P_{qV}$
+1.5 à -5.5	/	0	0	37	7	0.23	0.233	0.35	2.45	1.957	1.47
-5.5 à -6.1	/	0	0	24.67	0.6	0.24	0.225	0.338	0.203	0.184	0.095
-6.1 m à -7.2m	/	0	-42.27	24.67	1.1	0.02	0.024	0.03	0.03	0.027	0.013

- **Poussée due à la charge roulante**

	a	B	L	h	d	P	$P_h$
Essieu 6t	2	0.25	0.25	1.51	3.01	1.41	0.703

- **Poussée hydrostatique de marnage**

- **Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur H = 30cm**

\*  $P_m = \frac{1}{2} \times \sigma \times H = 0.5 \times 0.349 \times 0.3 = 0.052 \text{ t/ml}$

\*  $\sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.34 = 0.349 \text{ t/m}$

- **Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à -7.2m**

\*  $P_m = \sigma \times H = 0.349 \times 7.2 = 2.52 \text{ t/ml}$

- **Effort d'amarrage**

$$M = 22.5 \text{ t.m/m}$$

 **Cas dynamique**

- **Poussée des terres**

Selon le RPOA , cette zone est classée comme zone III.

-  $K_h = 0.3 \text{ g}$

-  $K_v = \pm 0.03 K_h$

**1. Cas ascendant**

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	$\theta$	H	$K_{ca}$	$\sigma \text{ t/m}^2$	P (t/ml)	$P_H$ (t/ml)	$P_v$ (t/ml)
+1.5 à 0 m	non immergé	37	0	0	37	15.38	1.5	0.47	1.27	0.95	0.76	0.57
0 à -5.5	Immergé	37	0	0	37	15.38	5.5	0.47	4.11	14.80	11.82	8.91
-5.5 à -6.1	Immergé	37	0	0	24.67	15.38	0.6	0.43	4.40	2.55	2.32	1.06

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	$\theta$	H	$K_{ca}$	$\sigma$		P	$P_H$	$P_v$
									$\sigma'_4$	$\sigma''_4$			
-6.1 à -7.2	Immergé	37	0	-42.27	24.67	15.38	1.1	0.13	1.65	1.87	1.94	1.76	0.81

## 2. Cas Descendant

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	$\theta$	H	$K_{ca}$	$\sigma$ t/m <sup>2</sup>	P (t/ml)	$P_H$ (t/ml)	$P_v$ (t/ml)
+1.5 à 0 m	non immergé	37	0	0	37	18.25	1.5	0.55	1.49	1.12	0.89	0.67
0 à -5.5	Immergé	37	0	0	37	18.25	5.5	0.55	4.82	17.35	13.86	10.44
-5.5 à -6.1	Immergé	37	0	0	24.67	18.25	0.6	0.49	5.14	2.99	2.72	1.25

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	$\theta$	H	$K_{ca}$	$\sigma$		P	$P_H$	$P_v$
-6.1 à -7.2	Immergé	37	0	-42.27	24.67	18.25	1.1	0.17	$\sigma'_4$	$\sigma''_4$	0.879	0.80	0.37
									2.16	2.44			

- Poussées dues aux surcharges

## 1. Cas ascendant

Cote	Etat du sol	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$K_q$	$\sigma$	$P_q$	$P_{qH}$	$P_{qV}$
+1.5 à -5.5	/	0	0	37	7	0.47	0.47	0.71	4.97	3.97	2.99
-5.5 à -6.1	/	0	0	24.67	0.6	0.43	0.43	0.65	0.39	0.35	0.16
-6.1 m à -7.2m	/	0	-42.27	24.67	1.1	0.13	0.18	0.27	0.30	0.27	0.13

## 2. Cas descendant

Cote	Etat du sol	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$K_q$	$\sigma$	$P_q$	$P_{qH}$	$P_{qV}$
+1.5 à -5.5	/	0	0	37	7	0.55	0.55	0.83	5.81	4.64	3.50
-5.5 à -6.1	/	0	0	24.67	0.6	0.49	0.49	0.74	0.44	0.40	0.18
-6.1 m à -7.2m	/	0	-42.27	24.67	1.1	0.17	0.23	0.35	0.39	0.35	0.16

- Poussée hydrodynamique

$$P_w = \frac{7}{12} * \gamma_w * k_h * H^2 = \frac{7}{12} * 1.026 * 0.3 * 7.2^2 = 9.31$$

- Effort d'amarrage

$$M = 22.5 \text{ t/m}$$

- Force du séisme

$$SI = P * k_h = 20.26 \text{ t.}$$

## ❖ Stabilité au poinçonnement

## ✚ Cas statique

## 1. Capacité portante du sol de fondation

	H	D	B	W	$P'_V$	$\delta$	$\sigma_v$	$\varphi$	$N_v$	$N_q$	$I_q$	$I_v$	$Q_{lim}$
G + 1,5 Q <sub>1</sub>	0.7	1.5	5.51	3.84	78.85	12.32	14.31	37°	67	42.9	0.74	0.44	141.7 2
G + 1,5 Q <sub>2</sub>	0.7	1.5	5.51	3.84	76.48	11.12	13.88	37°	67	42.9	0.77	0.49	154.0 0

## 2. Capacité portante de l'assise en enrochement

	D	$\delta$	e	B'	$\sigma_v$
G + 1,5 Q <sub>1</sub>	0.8	12.93	2.23	4.46	16.82
G + 1,5 Q <sub>2</sub>	0.8	11.68	2.23	4.46	16.29

### ✚ Cas dynamique Ascendant

#### 1. Capacité portante du sol de fondation

	H	D	B	W	$P'_V$	$\delta$	$\sigma_v$	$\varphi$	$N_v$	$N_q$	$I_q$	$I_v$	$Q_{lim}$
G + Pq + Pa +SI	0.7	1.5	2.69	1.67	82.21	32.97	30.56	37°	67	42.9	0.40	0.01	29.31
G + Pq + Pa +SI	0.7	1.5	2.71	1.67	78.93	32.06	29.13	37°	67	42.9	0.41	0.02	31.02

#### 2. Capacité portante de l'assise en enrochements

	D	$\delta$	e	B'	$\sigma_v$
G + Pq + Pa +SI	0.8	33.50	0.83	1.66	48.52
G + Pr + Pa +SI	0.8	32.61	0.83	1.65	46.82

### ✚ Cas dynamique descendant

#### 1. Capacité portante du sol de fondation

	H	D	B	W	$P'_V$	$\delta$	$\sigma_v$	$\varphi$	$N_v$	$N_q$	$I_q$	$I_v$	$Q_{lim}$
G + Pq + Pa +SI	0.7	1.5	2.85	1.79	85.89	32.98	30.14	37°	67	42.9	0.40	0.01	29.36
G + Pq + Pa +SI	0.7	1.5	2.87	1.81	82.07	31.88	28.60	37°	67	42.9	0.42	0.02	31.84

#### 2. Capacité portante de l'assise en enrochements

	D	$\delta$	e	B'	$\sigma_v$
G + Pq + Pa +SI	0.8	33.53	0.90	1.80	46.72
G + Pr + Pa +SI	0.8	32.46	0.91	1.81	44.32

## ❖ Stabilité au glissement en cercle

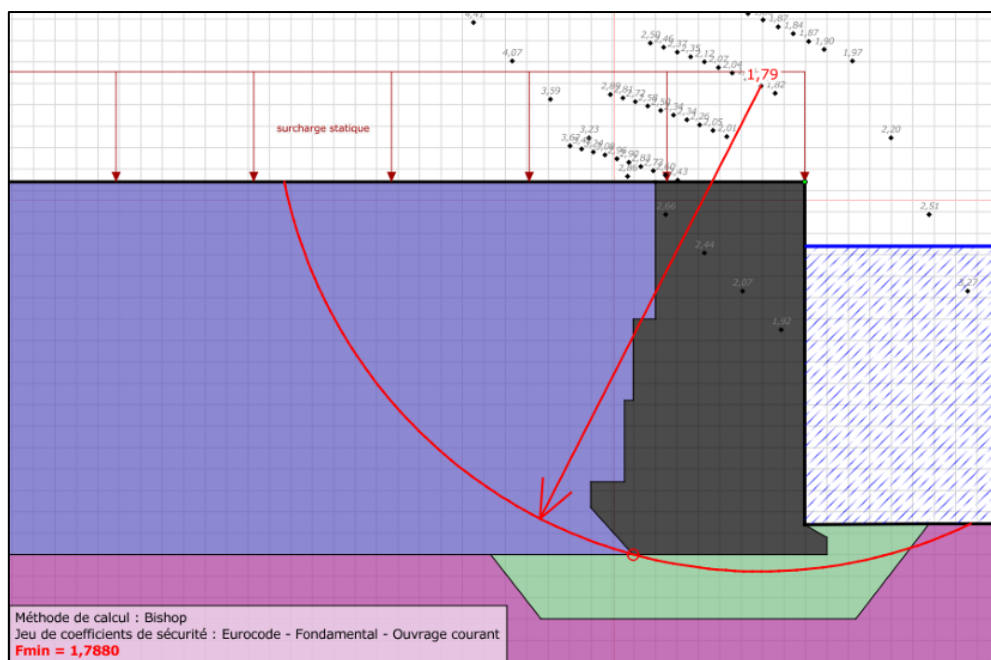


Figure 12 Vérification de la stabilité au glissement en cercle

## Calcul de stabilité partielle de quai à $-6.5$ m

### 1. Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3 et le sol

#### ✚ Cas statique

- Poussée des terres

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )	P (t/ml)	$P_H$ (t/ml)	$P_v$ (t/ml)
0.75 à 1.5m	non immergé	37	0	0	37	0.75	0.23	0.315	0.118	0.094	0.071
0 à 0.75m	non immergé	37	0	0	24.67	0.75	0.23	0.619	0.366	0.331	0.153
0 à -1.7 m	immergé	37	0	0	24.67	1.7	0.23	1.040	1.41	1.28	0.589

- Poussées dues aux surcharges

Cote	Etat du sol	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$K_q$	$\sigma$	$P_q$	$P_{qH}$	$P_{qV}$
+1.5m à 0.75 m	/	0	0	37	0.75	0.233	0.233	0.350	0.263	0.21	0.16
0.75 m à -1.7 m	/	0	0	24.67	2.45	0.225	0.225	0.338	0.828	0.75	0.35

- **Poussée due à la charge roulante**

	<b>a</b>	<b>B</b>	<b>L</b>	<b>h</b>	<b>d</b>	<b>P</b>	<b><math>P_h</math></b>
<b>Essieu 6t</b>	2	0.25	0.25	1.51	3.01	1.41	1.06

- **Poussée hydrostatique de marnage**

- **Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur H = 30cm**

\*  $P_m = \frac{1}{2} \times \sigma \times H = 0.5 \times 0.349 \times 0.3 = 0.052 \text{ t/ml}$

\*  $\sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.34 = 0.349 \text{ t/m}$

- **Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à -7.2m**

\*  $P_m = \sigma \times H = 0.349 \times 1.7 = 0.595 \text{ t/ml}$

 **Cas dynamique**

- **Poussée des terres**

**1. Cas ascendant**

<b>Cote</b>	<b>Etat du sol</b>	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	$\theta$	<b>H</b>	$K_{ca}$	$\sigma \text{ t/m}^2$	<b>P (t/ml)</b>	$P_H$ (t/ml)	$P_v$ (t/ml)
<b>0.75 à 1.5m</b>	non immergé	37	0	0	37	15.3 8	0.7 5	0.47	0.635	0.238	0.190	0.143
<b>0 à 0.75 m</b>	non immergé	37	0	0	24.67	15.3 8	0.7 5	0.43	1.216	0.694	0.631	0.290
<b>0 à -1.7 m</b>	immergé	37	0	0	24.67	15.3 8	1.7	0.43	2.020	2.751	2.50	1.15

**2. Cas Descendant**

<b>Cote</b>	<b>Etat du sol</b>	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	$\theta$	<b>H</b>	$K_{ca}$	$\sigma \text{ t/m}^2$	<b>P (t/ml)</b>	$P_H$ (t/ml)	$P_v$ (t/ml)
<b>0.75 à 1.5m</b>	non immergé	37	0	0	37	18.25	0.75	0.55	0.743	0.279	0.223	0.168
<b>0 à 0.75 m</b>	non immergé	37	0	0	24.67	18.25	0.75	0.49	1.405	0.806	0.732	0.336
<b>0 à -1.7 m</b>	immergé	37	0	0	24.67	18.25	1.7	0.49	2.321	3.167	2.878	1.322

- **Poussées dues aux surcharges**

**1. Cas ascendant**

<b>Cote</b>	<b>Etat du sol</b>	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	<b>H</b>	$K_{ca}$	$K_q$	$\sigma$	$P_q$	$P_{qH}$	$P_{qV}$
<b>+1.5m à 0.75m</b>	/	0	0	37	15.38	0.75	0.47	0.705	0.529	0.422	0.318
<b>0.75 à -1.7 m</b>		0	0	24.67	15.38	2.45	0.43	0.645	1.58	1.436	0.659

## 2. Cas descendant

Cote	Etat du sol	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$K_q$	$\sigma$	$P_q$	$P_{qH}$	$P_{qV}$
+1.5m à 0.75m	/	0	0	37	18.25	0.75	0.55	0.825	0.619	0.494	0.373
0.75 à -1.7 m	/	0	0	24.67	18.25	2.45	0.49	0.735	1.801	1.637	0.752

- Poussée hydrodynamique

$$P_w = \frac{7}{12} * \gamma_w * k_h * H^2 = \frac{7}{12} * 1.026 * 0.3 * 1.7^2 = 0.519 \text{ t/ml}$$

- Effort d'amarrage

$$M = 2.50 \times (1.7 + 1.5 + 0.3)$$

$$M = 8.75 \text{ t/m}$$

- Force du séisme

$$SI = P * k_h = 6.06 \text{ t/ml}$$

## 2. Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3, type 2 et le sol

 Cas statique

- Poussée des terres

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )	P (t/ml)	$P_H$ (t/ml)	$P_v$ (t/ml)
0 à 1.5m	non immergé	37	0	0	37	1.5	$\frac{0.23}{3}$	0.629	0.472	0.377	0.284
0 à -1.7	immergé	37	0	0	37	1.7	$\frac{0.23}{3}$	1.064	1.439	1.149	0.866
-1.7 à -3.5	immergé	37	0	0	24.67	1.8	$\frac{0.22}{5}$	1.631	2.426	2.205	1.013

- Poussées dues aux surcharges

Cote	Etat du sol	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$K_q$	$\sigma$	$P_q$	$P_{qH}$	$P_{qV}$
+1.5m à -1.7 m	/	37	0	0	37	3.2	$\frac{0.23}{3}$	0.350	1.12	$\frac{0.89}{4}$	$\frac{0.67}{4}$
-1.7 m à -3.50	/	37	0	0	24.67	1.8	$\frac{0.22}{5}$	0.338	0.608	$\frac{0.55}{3}$	$\frac{0.25}{4}$

- Poussée due à la charge roulante

	<b>a</b>	<b>B</b>	<b>L</b>	<b>h</b>	<b>d</b>	<b>P</b>	<b>P<sub>h</sub></b>
<b>Essieu 6t</b>	2	0.25	0.25	1.51	3.01	1.41	0.703

- **Poussée hydrostatique de marnage**

- **Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur H = 30cm**

$$* P_m = \frac{1}{2} \times \sigma \times H = 0.5 \times 0.349 \times 0.3 = 0.052 \text{ t/ml}$$

$$* \sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.34 = 0.349 \text{ t/m}$$

- **Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à -7.2m**

$$* P_m = \sigma \times H = 0.349 \times 3.5 = 1.22 \text{ t/ml}$$

- **Effort d'amarrage**

$$M = F \times (h + 1.5 + 0.3)$$

$$M = 2.50 \times (3.5 + 1.5 + 0.3)$$

$$M = 13.25 \text{ t.m/ml}$$

### ✚ Cas dynamique

- **Poussée des terres**

#### 1. Cas ascendant

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	$\theta$	H	$K_{ca}$	$\sigma \text{ t/m}^2$	P (t/ml)	$P_H$ (t/ml)	$P_v$ (t/ml)
<b>0 à 1.5m</b>	non immergé	37	0	0	37	15.38	1.5	0.47	1.269	0.952	0.760	0.573
<b>0 à -1.7</b>	immergé	37	0	0	37	15.38	1.7	0.47	2.148	2.904	2.319	1.748
<b>-1.7 à -3.5</b>	non immergé	37	0	0	24.67	15.38	1.8	0.43	2.999	4.632	4.209	1.933

#### 2. Cas Descendant

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	$\theta$	H	$K_{ca}$	$\sigma \text{ t/m}^2$	P (t/ml)	$P_H$ (t/ml)	$P_v$ (t/ml)
<b>0 à 1.5m</b>	non immergé	37	0	0	37	18.25	1.5	0.55	1.485	1.114	0.890	0.67
<b>0 à -1.7</b>	immergé	37	0	0	37	18.25	1.7	0.55	2.514	3.399	2.72	2.05
<b>-1.7 à -3.5</b>	non immergé	37	0	0	24.67	18.25	1.8	0.49	3.484	5.398	4.91	2.25

- 
- **Poussées dues aux surcharges**

## 1. Cas ascendant

Cote	Etat du sol	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$K_q$	$\sigma$	$P_q$	$P_{qH}$	$P_{qV}$
+1.5m à -1.7 m	/	37	0	0	37	3.2	0.47	0.47	0.705	2.25 6	1.80 2
-1.7 m à -3.50	/	37	0	0	24.67	1.8	0.43	0.43	0.645	1.16 1	1.05 5

## 2. Cas descendant

Cote	Etat du sol	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$K_q$	$\sigma$	$P_q$	$P_{qH}$	$P_{qV}$
+1.5m à -1.7 m	/	37	0	0	37	3.2	0.55	0.55	0.825	2.64	2.11
-1.7 m à -3.50	/	37	0	0	24.67	1.8	0.49	0.49	0.735	1.323	1.20

- Poussée hydrodynamique

$$P_w = \frac{7}{12} * \gamma_w * k_h * H^2 = \frac{7}{12} * 1.026 * 0.3 * 3.5^2 = 2.20 \text{ t/ml}$$

- Effort d'amarrage

$$M = 2.50 \times (3.5 + 1.5 + 0.3)$$

$$M = 13.25 \text{ /m}$$

- Force du séisme

$$SI = P * k_h = 9.52 \text{ t/ml}$$

## 3. Vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3, type 2, type 4 et le sol

- Cas statique

- Poussée des terres

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$\sigma$ (t/m <sup>2</sup> )	P (t/ml)	$P_H$ (t/ml)	$P_v$ (t/ml)
0 à 1.5m	non immergé	37	0	0	37	1.5	0.23 3	0.629	0.472	0.377	0.28 4
0 à -3.5	immergé	37	0	0	37	3.5	0.23 3	1.526	3.77	3.01	2.26 9
-3.5 à -5.5	non immergé	37	0	0	24.67	2	0.22 5	2.021	3.547	3.22	1.48

- Poussées dues aux surcharges

Cote	Etat du sol	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$K_q$	$\sigma$	$P_q$	$P_{qH}$	$P_{qV}$
+1.5m à -3.5 m	/	37	0	0	37	5.0	$\frac{0.23}{3}$	$\frac{0.23}{3}$	0.350	1.75	1.40
-3.5 m à -5.5	/	37	0	0	24.67	2.0	$\frac{0.22}{5}$	$\frac{0.22}{5}$	0.338	0.676	$\frac{0.61}{4}$

- **Poussée due à la charge roulante**

	a	B	L	h	d	P	$P_h$
Essieu 6t	1.5	0.25	0.25	1.13	2.379	1.846	0.920

- **Poussée hydrostatique de marnage**

- **Poussée hydrostatique triangulaire appliquée sur H = 30cm**

- \*  $P_m = \frac{1}{2} \times \sigma \times H = 0.5 \times 0.349 \times 0.3 = 0.052 \text{ t/ml}$

- \*  $\sigma = \gamma_w \times e = 1.026 \times 0.34 = 0.349 \text{ t/m}$

- **Poussée hydrostatique appliquée à partir de la côte 0.00 à -7.2m**

- \*  $P_m = \sigma \times H = 0.349 \times 5.5 = 1.92 \text{ t/ml}$

- **Effort d'amarrage**

$$M = F \times (h + 1.5 + 0.3)$$

$$M = 2.50 \times (5.5 + 1.5 + 0.3)$$

$$M = 18.25 \text{ t.m/ml}$$

### ✚ Cas dynamique

- **Poussée des terres**

#### 1. Cas ascendant

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	$\theta$	H	$K_{ca}$	$\sigma \text{ t/m}^2$	P (t/ml)	$P_H$ (t/ml)	$P_v$ (t/ml)
0 à 1.5m	non immergé	37	0	0	37	15.38	1.5	0.47	1.269	0.952	0.760	0.573
0 à -3.5	immergé	37	0	0	37	15.38	3.5	0.47	3.079	7.609	6.077	4.579
-3.5 à -5.5	immergé	37	0	0	24.67	15.38	2	0.43	4.025	7.104	6.456	2.965

#### 2. Cas Descendant

Cote	Etat du sol	$\varphi$	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	$\theta$	H	$K_{ca}$	$\sigma \text{ t/m}^2$	P (t/ml)	$P_H$ (t/ml)	$P_v$ (t/ml)
0 à 1.5m	non immergé	37	0	0	37	18.25	1.5	0.55	1.485	1.114	0.890	0.67
0 à -3.5	immergé	37	0	0	37	18.25	3.5	0.55	3.603	8.904	7.11	5.36
-3.5 à -5.5	immergé	37	0	0	24.67	18.25	2	0.49	4.681	8.284	7.528	3.46

- **Poussées dues aux surcharges**

## 1. Cas ascendant

Cote	Etat du sol	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$K_q$	$\sigma$	$P_q$	$P_{qH}$	$P_{qV}$
+1.5m à -3.5 m	37	0	0	37	15.38	4.9	0.47	$\frac{0.4}{7}$	0.705	3.455	2.759
-3.4m à -5.5	37	0	0	24.67	15.38	1.5	0.43	$\frac{0.4}{3}$	0.645	0.968	0.880

## 2. Cas descendant

Cote	Etat du sol	$\beta$	$\lambda$	$\delta$	H	$K_{ca}$	$K_q$	$\sigma$	$P_q$	$P_{qH}$	$P_{qV}$
+1.5m à -3.5 m	37	0	0	37	18.25	5	0.55	0.55	0.825	4.125	3.29
-3.5m à -5.5	37	0	0	24.67	18.25	2	0.49	0.49	0.735	1.47	1.34

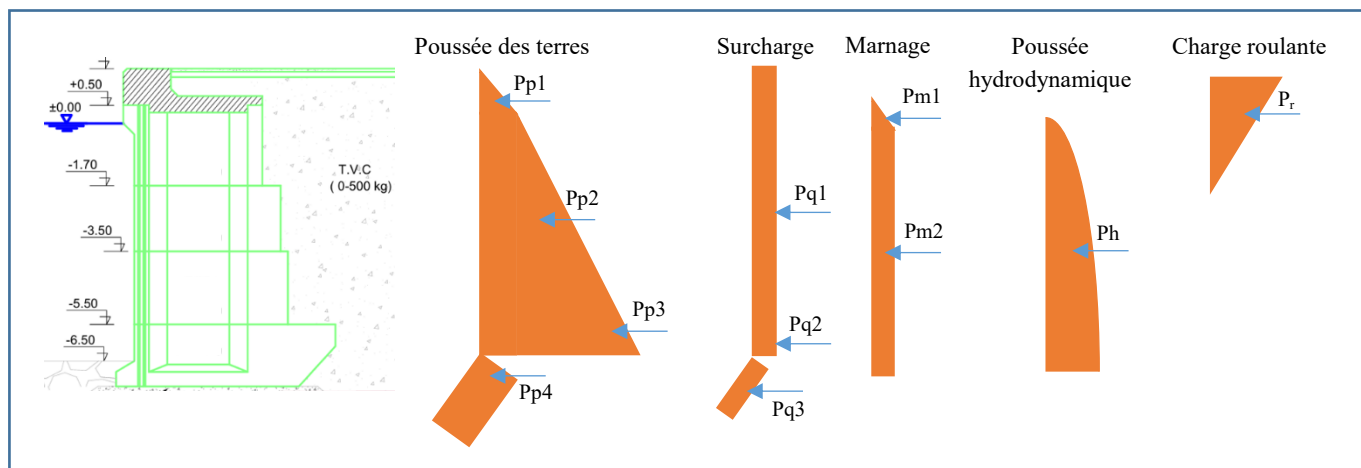
- Poussée hydrodynamique

$$P_w = \frac{7}{12} * \gamma_w * k_h * H^2 = \frac{7}{12} * 1.026 * 0.3 * 5.5^2 = 5.43t/ml$$

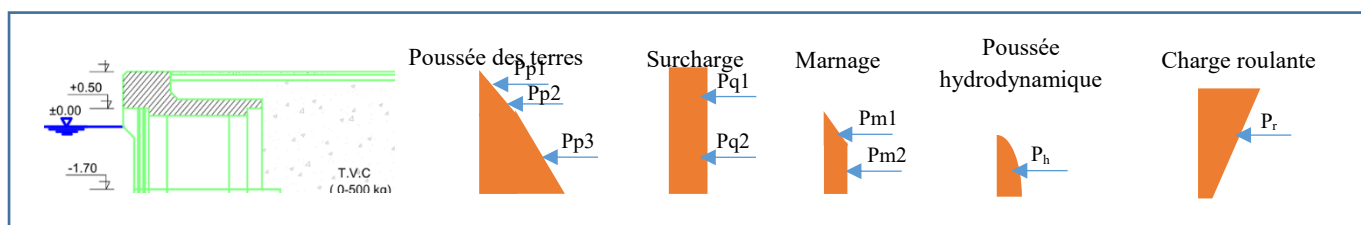
- Force du séisme

$$SI = P * k_h = 13.18 t/ml$$

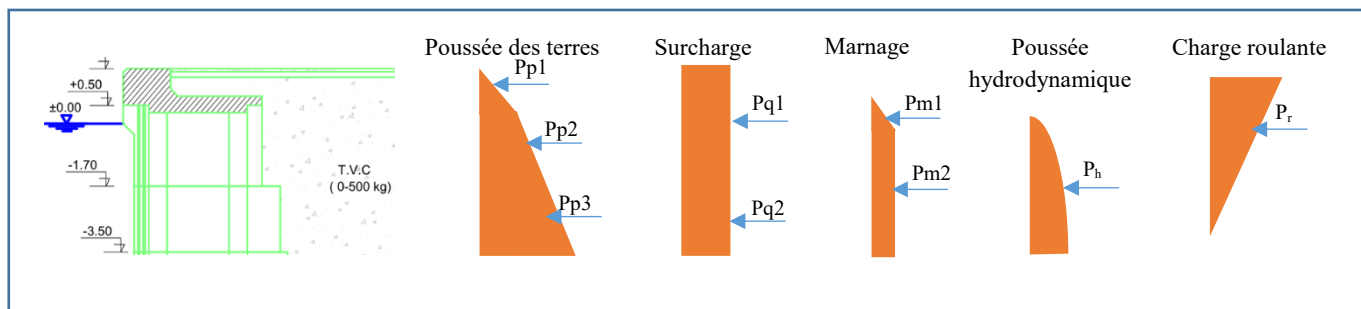
- Schéma des poussées appliquées sur le quai dans le cas statique et dynamique



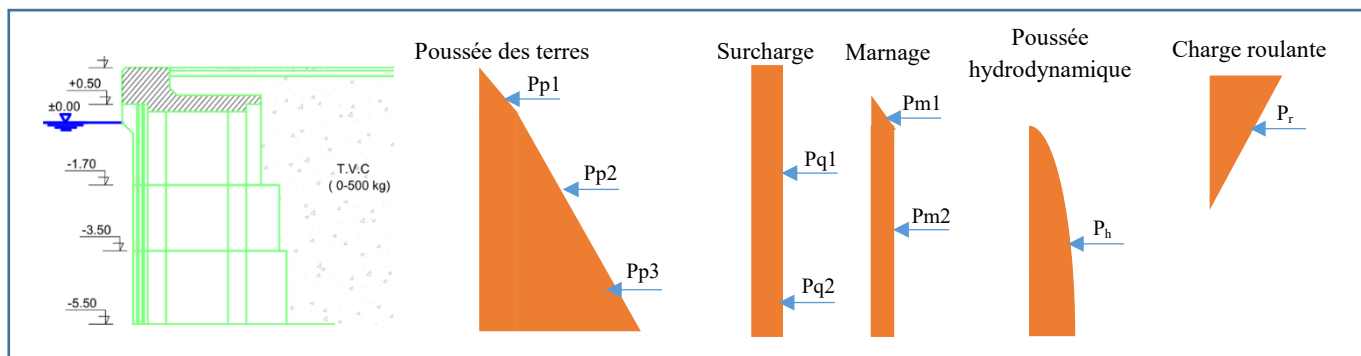
- Schéma des poussées appliquées sur le bloc 4 dans le cas statique et dynamique



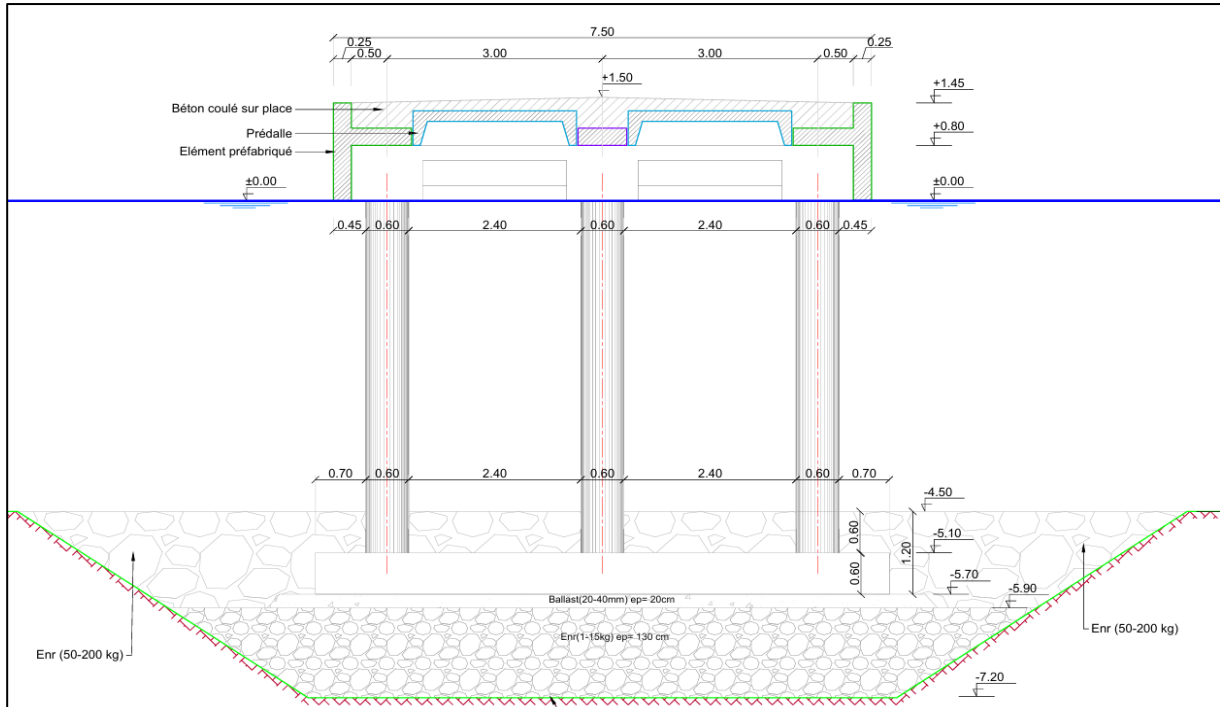
- Schéma des poussées appliquées sur les blocs 4 et 3 dans le cas statique et dynamique



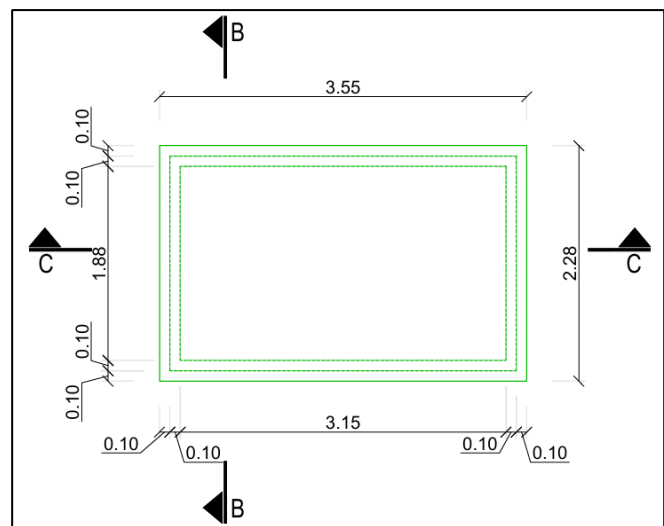
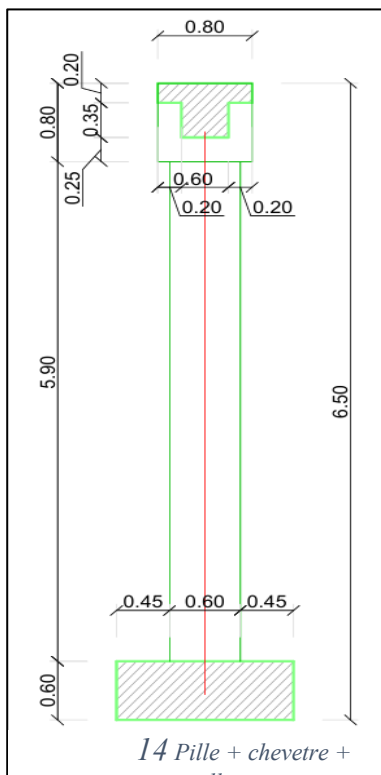
- Schéma des poussées appliquées sur les blocs 4,3 et 2 dans le cas statique et dynamique



b. APPONTEMENT -4.5 m



13 Coupe transversale de l'appontement



15 Dalle

## ✚ Calcul des moments et des efforts des éléments de l'appontement

### 1. La prédalle

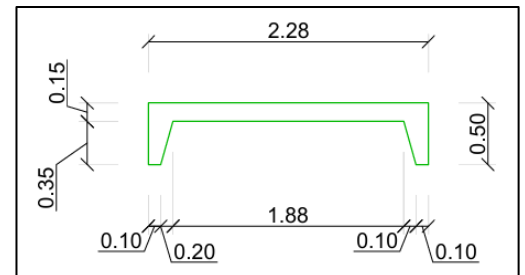
- **Détermination des efforts agissants sur la prédalle**

- Le poids propre  $G_1 = 0.15 \times 2.5 = 0.375 \text{ t/m}^2$
- Le poids du béton coulé sur place  $G_2 = 0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ t/m}^2$
- Surcharge  $Q = 1.5 \text{ t/m}^2$

- **Les combinaisons de charge**

- A l'ELU :  $1.35 G + 1.5 Q = 3.43 \text{ t/m}^2$
- A l'ELS :  $G + Q = 2.375 \text{ t/m}^2$

- **Détermination des moments**

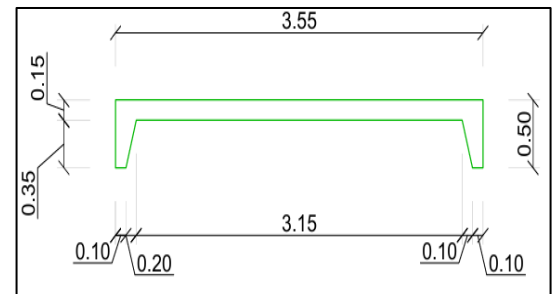


#### A l'ELS :

- $\nu = 0.2, \alpha = 0.64, \mu_x = 0.0818, \mu_y = 0.5122$
- $M_{0x} = 0.0818 \times 2.375 \times 2.28^2 = 1.01 \text{ t.m/ml}$
- $M_{0y} = 0.517 \text{ t.m/ml}$

#### A l'ELU :

- $\nu = 0, \alpha = 0.64, \mu_x = 0.0756, \mu_y = 0.3480$
- $M_{0x} = 0.0756 \times 3.43 \times 2.28^2 = 1.35 \text{ t.m/ml}$
- $M_{0y} = 0.348 \times 1.35 = 0.47 \text{ t.m/ml}$
- 



- **L'effort tranchant**

- $V_x = 2.96 \text{ t/ml}$
- $V_y = 2.61 \text{ t/ml}$

### 2. Poutre d'appui

- **Détermination des efforts**

- Le poids propre  $G = 0.18 \times 0.34 \times 2.5 = 0.153 \text{ t/ml}$
- La surcharge  $Q = 0.18 \times 1.5 = 0.27 \text{ t/ml}$

- **Les combinaisons de charges**

- ELS:  $G + Q = 0.423 \text{ t/ml}$
- ELU :  $1.35G + 1.5Q = 0.612 \text{ t/ml}$

- **Détermination des sollicitations**

- $M_{ser} = \frac{P_{ser} l^2}{8} = \frac{0.423 \times 3.55^2}{8} = 0.67 \text{ t.m}$

$$- V_{max} = \frac{P_u l}{2} = \frac{0.612 \times 3.55}{2} = 1.09 \text{ t}$$

### 3. Poutre de rive

#### 3.1 Poutre simplement appuyée sur deux côtés

##### • Calcul des actions

La poutre de rive est soumise à une flexion déviée et à une torsion.

- Le poids propre  $G = (1.4 \times 0.25 + 0.25 \times 0.84) 2.5 = 1.4 \text{ t/ml}$
- Le poids du béton coulé sur place  $Q = 0.84 \times 0.35 \times 2.5 = 0.735 \text{ t/ml}$

##### • Combinaison de charge

- ELS :  $P_{ser} = G + Q = 2.135 \text{ t/ml}$
- ELU :  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 2.993 \text{ tm/l}$

##### \* Sollicitations dues à la flexion longitudinale

Les charges verticales sont reprises par la nervure de la poutre de section  $0.25 \times 0.84$  et d'une portée de 4 m.

$$- M_{ser} = \frac{P_{ser} l^2}{8} = \frac{2.135 \times 4^2}{8} = 4.27 \text{ t.m}$$

$$- V_{max} = \frac{P_u l}{2} = \frac{2.993 \times 4}{2} = 5.99 \text{ t}$$

##### \* Sollicitation due à la torsion

L'effort  $Q$  est considéré concentré, ce qui provoque un moment de torsion.

- $P = Q \times l = 2.94 \text{ t}$
- $e = X_G - X_g = 0.341 \text{ m}$
- $M^t = P \times e = 1.03 \text{ t.m}$
- $M^t = 1.5 \times P \times e = 1.504 \text{ t.m}$

#### 3.2 Poutre continue sur plusieurs appuis

##### • Calcul des actions et des sollicitations

La poutre de rive est soumise à une flexion déviée et à une torsion.

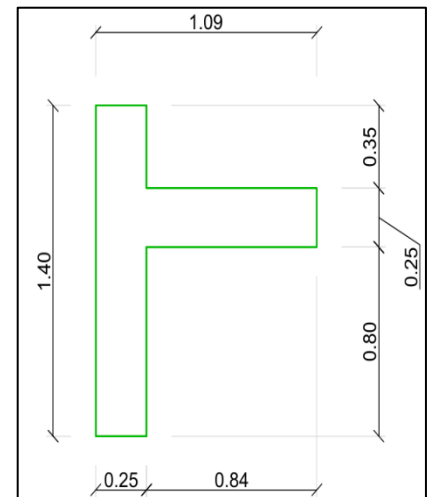
- Le poids propre  $G = (1.4 \times 0.25 + 0.60 \times 0.84) 2.5 = 2.135 \text{ t/ml}$
- Surcharge  $Q = 1.5 \times 1.09 = 1.635 \text{ t/ml}$

##### • Combinaison de charge

- ELS:  $P_{ser} = G + Q = 3.77 \text{ t/ml}$
- ELU :  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 5.33 \text{ tm/l}$

##### \* Sollicitations dues à la flexion longitudinale

Les charges verticales sont reprises par la nervure de la poutre de section  $0.65 \times 0.84$  et



16 Poutre de rive

d'une portée de 4 m.

- ELS:  $M^{max} = 0.08P_{ser}l^2 = 4.83 \text{ t.m}$   
 $M^{max} = -0.10Pl^2 = 6.03 \text{ t.m}$
- ELU :  $V^{max} = 1.1ql = 7.19 \text{ t}$

#### \* Sollicitation due à la torsion

Surcharge  $Q_1 = 1.5 \times 0.84 \times 4 = 5.04t$

- Le poids du béton coulé sur place  $Q_2 = (0.35 \times 0.84 \times 4) \times 2.5 = 2.94t$
- $Q = 7.98t$
- $e = 0.3m$
- $M^t = P \times e = 2.39 \text{ t.m}$
- $M^t = 1.5 \times P \times e = 3.59t.m$

### 3.3 Flexion transversale

#### • Calcul des actions et des sollicitations

- Le poids propre  $G = 1.4 \times 0.25 \times 2.5 = 0.875 \text{ t/ml}$
- Surcharge  $Q = 3 \text{ t/ml}$

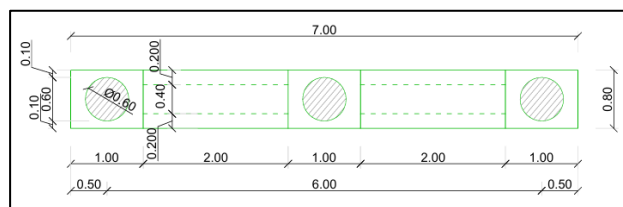
#### • Combinaison de charge

- ELS:  $P_{ser} = G + Q = 3.875 \text{ t/ml}$

#### • Calcul des sollicitations

- $M^{max} = 7.75 \text{ t.m}$
- $V^{max} = 11.63 \text{ t.m}$

## 4. Le chevêtre



### ✚ En phase hors service

#### 1. En travée section en T

##### • Calcul des actions

- Poids propre :  $G_1 = (0.25 \times 0.35 + 0.8 \times 0.2) \times 2.5 = 0.62 \text{ t/ml}$

- Poids du béton coulé sur place  $Q_1 = 2.5 \times 0.4 = 1 \text{ t/ml}$
- Poids de la prédalle  $Q_2 = 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/ml}$

- **Combinaison de charge**

- A l'ELS:  $P_{ser} = G + Q_1 + Q_2 = 2.25 \text{ t/ml}$
- A l'ELU:  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 3.27 \text{ t/ml}$

- **Calcul des sollicitations**

- $M^{max} = 1 \times P = 2.25 \text{ t.m}$
- $V^{max} = -P = -3.27 \text{ t.m}$

## 2. Aux appuis section rectangulaire

- **Calcul des actions**

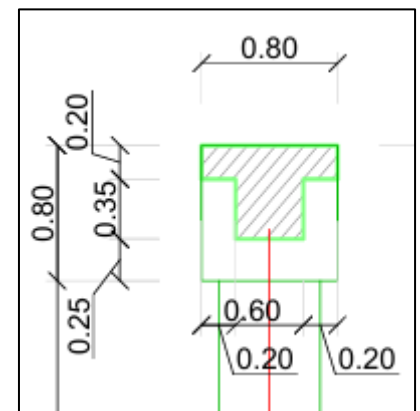
- Poids propre:  $G_1 = 0.75 \times 0.8 \times 2.5 = 1.5 \text{ t/ml}$
- Poids du béton coulé sur place  $Q_1 = 0.4 \times 0.8 \times 2.5 = 0.8 \text{ t/ml}$
- Poids de la prédalle  $Q_2 = 0.0825 \times 2.5 = 0.21 \text{ t/ml}$
- Poids de la poutre de rive  $Q_3 = 0.25 \times 0.84 \times 2.5 = 0.525 \text{ t/ml}$

- **Combinaison de charge**

- A l'ELS:  $P_{ser} = G + Q_1 + Q_2 + Q_3 = 3.04 \text{ t/ml}$
- A l'ELU:  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 4.32 \text{ t/ml}$

- **Calcul des sollicitations**

- $M^{max} = 0.38$
- $V^{max} = -5.43$



## ✚ En service

### 1. En travée section en T

- Calcul des actions

- Poids propre :  $G = 2.25 \text{ t/ml}$
- Surcharge :  $Q = 3 \text{ t/ml}$ 
  - Combinaison de charge
- A l'ELS:  $P_{ser} = G + Q = 5.25 \text{ t/ml}$
- A l'ELU :  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 7.54 \text{ t/ml}$ 
  - Calcul des sollicitations
- $M^{max} = 1 \times P = 5.25 \text{ t.m}$
- $V^{max} = -7.54 \text{ t.m}$

### 2. Aux appuis section rectangulaire

- Calcul des actions

- Poids propre :  $G = 3.04 \text{ t/ml}$
- Surcharge  $Q = 3 \text{ t/ml}$ 
  - Combinaison de charge
- A l'ELS:  $P_{ser} = G + Q = 6.04 \text{ t/ml}$
- A l'ELU :  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 8.6 \text{ t/ml}$ 
  - Calcul des sollicitations
- $M^{max} = 0.125 P = 0.755 \text{ t.m}$
- $V^{max} = -11.84 \text{ t}$

Modélisation de la structure de portique

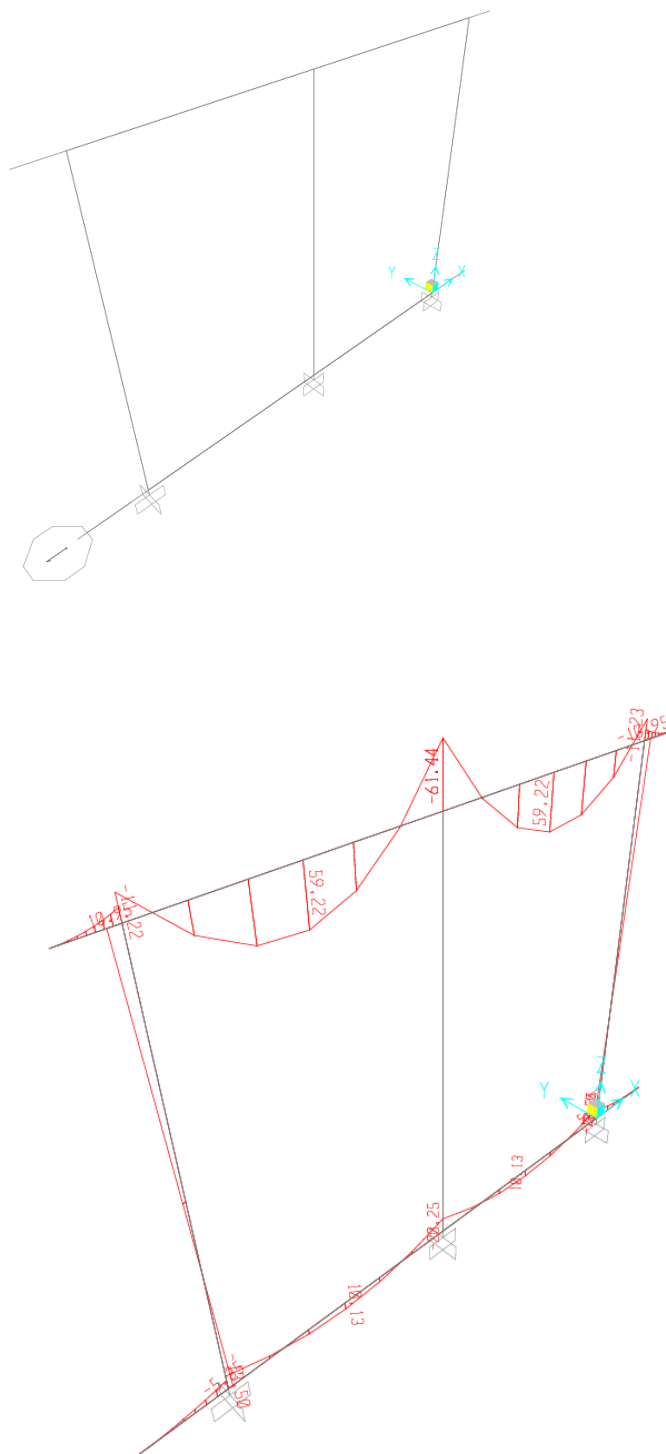


Figure 17 Moment due à la charge G

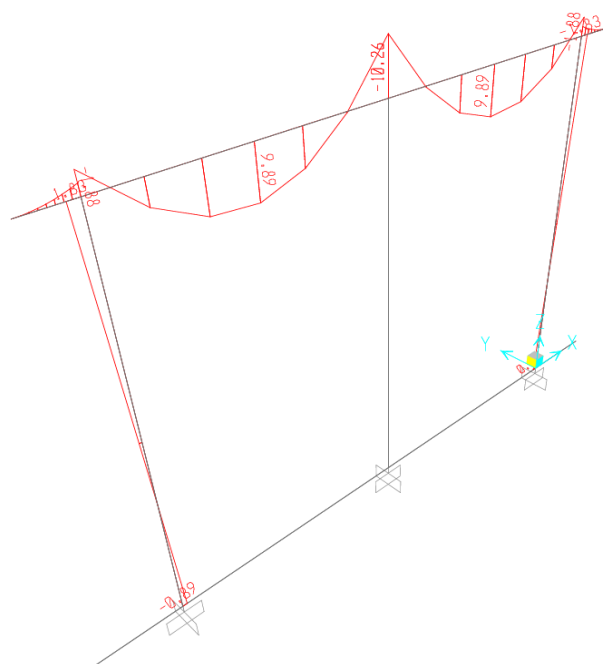


Figure 18 Moment due à la charge Q

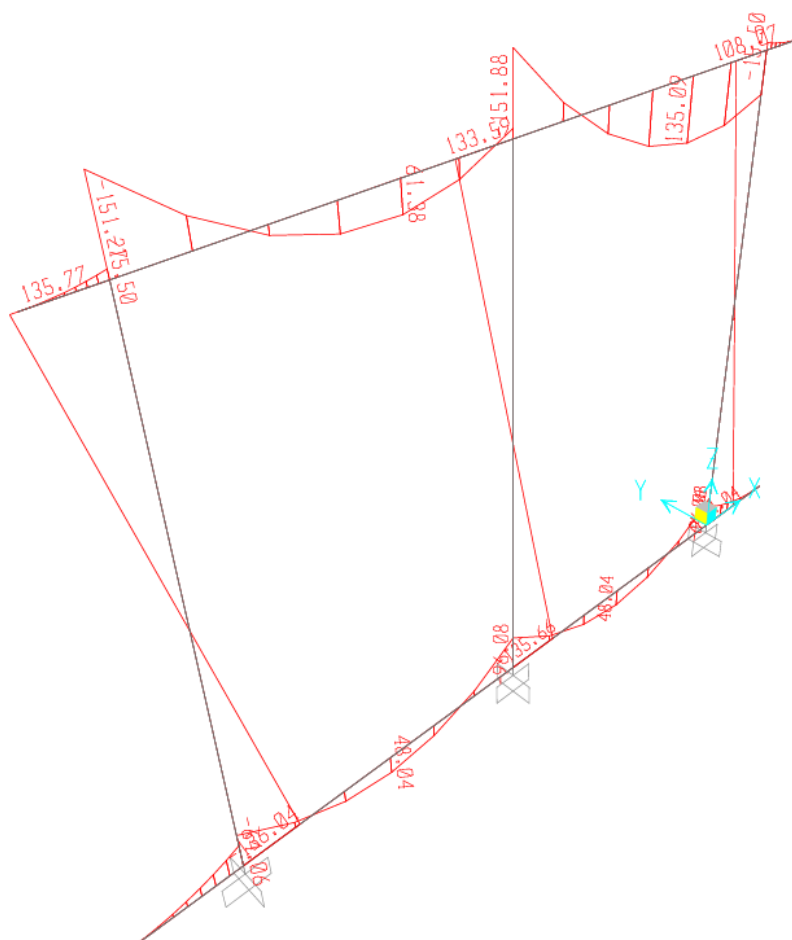


Figure 19 Moment à ELS

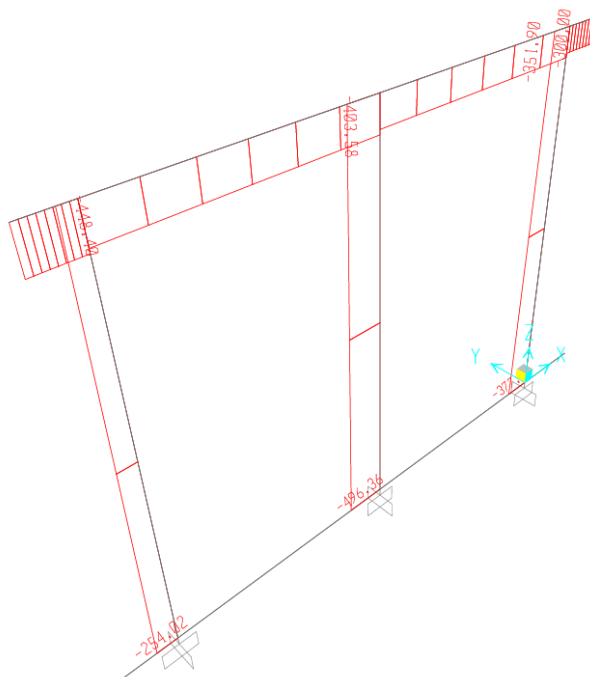


Figure 20 Effort normal à ELS

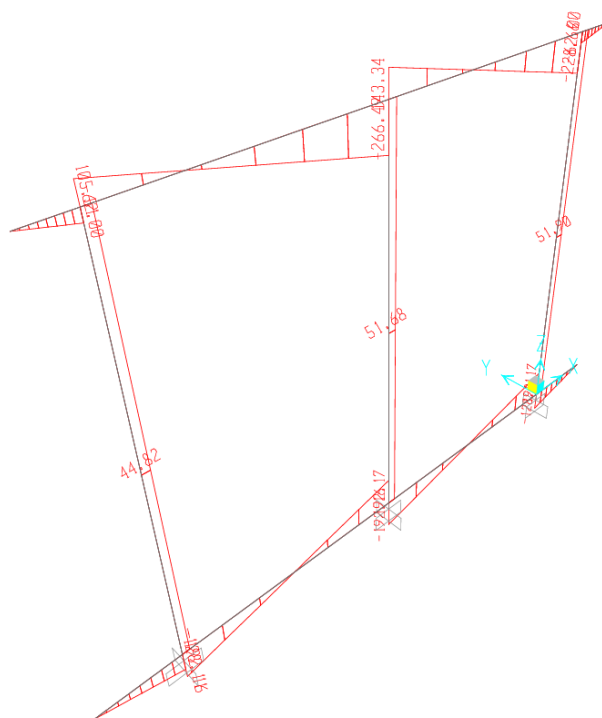


Figure 21 Effort tranchant à ELS