

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Département Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures

Mémoire de projet de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Génie Civil

**ÉTUDE DE LA STABILITÉ DU QUAI DE
L'EXTENSION DU « PORT DE TENES »**

Présenté par : Mlle Kahina BENNACER

Mme Soumeya CHIAD

Présenté et soutenu publiquement le (22/06/2023)

Sous la direction de : Mme Hafida DJABALI-MOHABEDDINE & Mme Djamila CHERID

Membres du jury :

Président	M.N.BOURAHLA,	PR	ENP
Promotrices	Mme H. DJABALI-MOHABEDDINE, Mme D. CHERID,	MC-A MC-A	ENP
Examineur	M. S. LAKEHAL,	MC-B	ENP
Invités	M.A.DJERIR, M.A.SLIMANI,	Ingénieur Expert Ingénieur Expert	SETI-Rail LEM

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Département Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures

Mémoire de projet de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Génie Civil

**ÉTUDE DE LA STABILITÉ DU QUAI DE
L'EXTENSION DU « PORT DE TENES »**

Présenté par : Mlle Kahina BENNACER

Mme Soumeya CHIAD

Présenté et soutenu publiquement le (22/06/2023)

Sous la direction de : Mme Hafida DJABALI-MOHABEDDINE & Mme Djamila CHERID

Membres du jury :

Président	M.N.BOURAHLA,	PR	ENP
Promotrices	Mme H. DJABALI-MOHABEDDINE, Mme D. CHERID,	MC-A MC-A	ENP
Examineur	M. S. LAKEHAL,	MC-B	ENP
Invités	M.A.DJERIR, M.A.SLIMANI,	Ingénieur Expert Ingénieur Expert	SETI-Rail LEM

ملخص:

الموضوع: دراسة استقرار رصيف توسعة ميناء تنس

تهدف الأطروحة التي تم إجراؤها للحصول على شهادة مهندس دولة في الهندسة المدنية إلى دراسة استقرار رصيف في إطار مشروع توسعة ميناء تنس ولاية الشلف. تم دراسة نوعين مختلفين: رصيف بصندوق ورصيف بكتل. لذلك قمنا بتقييم الأحمال والقوى المؤثرة على الهيكل، من أجل التحقق من الاستقرار الخارجي (الانزلاق، الانقلاب، التثقيب، والانزلاق الكبير) والاستقرار الداخلي (تصميم التسليح للصندوق).

يسمح التحليل متعدد المعايير لهذين المتغيرين، بالتوصية للحل الأمثل من وجهة النظر التقنية والاقتصادية.

كلمات مفتاحية: رصيف، توسعة، ميناء، صندوق، كتل، الاستقرار الخارجي، الاستقرار الداخلي.

Abstract:

Subject: Study of the stability of the quay of the port extension of TENES

The thesis carried out to obtain the state Engineer diploma in Civil Engineering aims to study the stability of a quay within the framework of the port extension project in TENES Wilaya of CHLEF. We are examining two variants: a caisson quay and a block quay. For this, we have evaluated the loads and forces acting on the structure, as well as to verify the external stability (sliding, overturning, pushing, large sliding) and internal stability (dimensioning of the reinforcements for the caisson).

The multicriteria analysis of these two variants will allow us to recommend the optimal solution from a techno-economic perspective.

Key words: quay, extension, port, caisson, block, external stability, internal stability.

Résumé :

Sujet : Étude de la stabilité du quai de l'extension du port de TENES

Le mémoire réalisé pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Génie Civil vise à étudier la stabilité d'un quai dans le cadre du projet d'extension du port de TENES Wilaya de CHLEF. Deux variantes ont été examinées : quai en caisson et quai en blocs. Pour cela, nous avons évalué les charges et les forces sollicitant la structure, afin de vérifier la stabilité externe (glissement, renversement, poinçonnement, grand glissement) et la stabilité interne (calcul de ferrailage pour le caisson).

L'analyse multicritères de ces deux variantes nous a permis de recommander la solution optimale d'un point de vu technico-économique.

Mots clés : quai, extension, port, caisson, blocs, stabilité externe, stabilité interne.

« Dédicace »

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère, ma précieuse offre de Dieu, ma confidente et mon guide dans la vie. Tes encouragements, ton amour inconditionnel et tes prières ont été mes sources de motivation les plus puissantes

A mon très cher père, ta sagesse, ton soutien et tes précieux conseils ont été des moteurs essentiels de ma réussite

Mes chers parents, je vous remercie du fond de cœur pour votre confiance en moi et pour tous les sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation, que Dieu vous procure bonne santé et longue vie. Je ne vis que pour vous rendre heureux et fiers, j'espère y arriver.

A mes adorables sœurs et mon petit frère, vous êtes mes compagnes de vie et mes meilleurs amis .Vos encouragements et votre partage de joie ont illuminé mon chemin. Vous avez été mes alliés les plus solides, mes confidentes les plus fidèles et mes sources inépuisables de motivation, j'ai énormément de chance de vous avoir.

A toutes mes amies surtout Siham, mon âme sœur qui m'a accompagné durant toutes ces années et partagé avec moi les bons et les mauvais moments.

A toute personne qui m'a soutenue et qui m'a encouragé et aidée durant toutes ses années.

A tous ce que j'aime !

Merci.

BENNACER Kahina

A mes parents, mon mari, ma sœur et mon frère.

Cette dédicace est un témoignage sincère de ma reconnaissance envers vous. Votre soutien et votre amour inconditionnel ont joué un rôle crucial dans mon parcours d'études.

A mes parents, vous m'avez inspiré par votre dévouement et vos conseils. Votre amour, vos encouragements et votre présence ont été des piliers essentiels dans la réalisation de ce mémoire.

A mon mari, tu as été mon roc, mon soutien indéfectible. Ta patience, ton écoute et ta présence m'ont permis de me concentrer sur mes études et d'atteindre mes objectifs.

A ma sœur et mon frère, vous avez été mes compagnons de route, m'encourageant et me motivant tout au long de ce parcours. Votre soutien fraternel a été précieux.

CHIAD Soumeya

« Remerciement »

Nous tenons tous d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la volonté, la force et surtout la patience d'accomplir ce modeste travail et qui nous a accordé son soutien durant les périodes les plus difficiles.

En second lieu, nous tenons à remercier nos promotrices Mme. MOHABEDDINE et Mme. CHERID pour leurs précieux conseils et leur aide durant la période du travail.

Nous exprimons notre gratitude à l'équipe du Laboratoire d'Études Maritime (LEM) et spécialement Mr. SLIMANI de nous avoir donné la chance de travailler sur ce projet.

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

On remercie chaleureusement nos familles et tous nos amis pour leur soutien et leurs encouragements.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I:PRESENTATION DU PROJET	14
I.1 Introduction	15
I.2 Situation géographique du port de TENES et présentation de l'extension	15
I.3 Données relatives au port de TENES	16
I.3.1 Données géotechniques.....	16
I.3.2 Données sismologiques.....	16
I.3.3 Niveau marin.....	17
I.3.4 Caractéristiques des matériaux.....	17
I.4 Caractéristiques des éléments constituant le quai	17
I.4.1 Les caractéristiques du navire de référence	17
I.4.2 L'effort d'amarrage.....	18
I.4.3 L'effort d'accostage	19
I.4.4 Choix de la défense	19
I.5 Présentation des variantes adoptées.....	21
I.6 Conclusion	22
CHAPITRE II:ETUDE DE LA STABILITE EXTERNE DU QUAI EN CAISSON	23
II.1 Introduction	24
II.2 Vérification de la stabilité externe	24
II.2.1 Stabilité au glissement.....	24
II.2.2 Stabilité au renversement	24
II.2.3 Stabilité au poinçonnement	24
II.2.4 Stabilité au grand glissement.....	25
II.3 Combinaisons d'action	26
II.4 Etude de la variante : Quai en caissons	27
II.4.1 Les éléments structurels du caisson.....	28
II.4.2 Evaluation des efforts.....	29
II.4.2.1 Cas statique	29
II.4.2.2 Cas dynamique.....	35

II.4.3	Vérification de la stabilité externe :	38
II.4.3.1	Vérification de la stabilité au glissement et au renversement.....	40
II.4.3.2	Vérification de la stabilité au poinçonnement.....	41
II.4.3.3	Vérification de la stabilité au grand glissement	44
II.4.4	Stabilité à la flottaison.....	45
II.5	Conclusion	46
CHAPITRE III:ETUDE DE LA STABILITE EXTERNE DU QUAI EN BLOCS		47
III.1	Introduction	48
III.2	Etude de la variante : Quai en blocs	48
III.2.1	Évaluation des efforts.....	49
III.2.1.1	Cas statique	49
III.2.1.2	Cas dynamique.....	55
III.2.2	Vérification de la stabilité externe	55
III.2.2.1	Vérification de la stabilité au glissement et au renversement.....	57
III.2.2.2	Vérification de la stabilité au poinçonnement.....	58
III.2.2.3	Vérification de la stabilité au grand glissement	60
III.3	Conclusion	60
CHAPITRE IV:CALCUL DU FERRAILLAGE DU CAISSON		61
IV.1	Introduction	62
IV.2	La charge de remblai sur les parois de la cellule du caisson	62
IV.2.1	Rappel théorique sur la méthode des silos	62
IV.2.2	Vérification des conditions d'application de la méthode des silos	63
IV.3	Modélisation du caisson	66
IV.4	Conditions d'appuis.....	66
IV.5	Les combinaisons de charges à prendre pour le calcul des sollicitations.....	67
IV.6	Les hypothèses de calcul	67
IV.7	Ferraillage du radier.....	67
IV.8	Ferraillage des parois.....	69
IV.9	Ferraillage de la poutre de couronnement	71
IV.10	Conclusion	73
CHAPITRE V:ETUDE COMPARATIVE DES DEUX VARIANTES		74
V.1	Introduction	75
V.2	Comparaison en termes de stabilité externe	75

V.2.1	Stabilité au glissement.....	75
V.2.2	Stabilité au renversement	75
V.2.3	Stabilité au poinçonnement	75
V.2.4	Stabilité au grand glissement.....	76
V.3	Comparaison en termes de coût de réalisation	76
V.3.1	Interprétation	80
V.4	Résultats	80
V.5	Conclusion	80
CONCLUSION GÉNÉRALE		81
BIBLIOGRAPHIE		83
ANNEXES		86
Annexe A : Capacité portante d'une fondation superficielle		87
Annexe B : Rappel théorique sur la méthode de KREY		88
Annexe C : Evaluation des efforts dans le cas dynamique- quai en caisson-		89
Annexe D : Dimensions et volume des blocs.....		91
Annexe E : Evaluation des efforts dans le cas dynamique- quai en blocs-.....		94
Annexe F : Note du calcul du radier		97
Annexe G : Les sollicitations les plus défavorables des parois du caisson.....		99

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1:Caractéristiques géotechniques.....	16
Tableau I-2:Données Sismologiques.....	16
Tableau I-3:Caractéristiques des matériaux	17
Tableau I-4:Caractéristiques du navire de référence.....	17
Tableau I-5:Les valeurs des coefficients prismatiques	18
Tableau I-6:La force sur le bollard en fonction du déplacement	18
Tableau II-1:Coefficients de sécurité	26
Tableau II-2:Les coefficients de pondération des actions	27
Tableau II-3:Dimensions du caisson	28
Tableau II-4:Poids propre du caisson.....	30
Tableau II-5:Les composantes de la poussée hydrostatique	31
Tableau II-6:Récapitulatif des forces dues aux poussées des terres.....	32
Tableau II-7:Récapitulatif des efforts appliqués sur le caisson - Cas Statique-.....	35
Tableau II-8:Récapitulatif des efforts appliqués sur le caisson - Cas dynamique.....	38
Tableau II-9:Résultats de la combinaison fondamentale	39
Tableau II-10:Résultats de la Combinaison accidentelle -Cas ascendant-.....	39
Tableau II-11: Résultats de la Combinaison accidentelle -Cas descendant-.....	40
Tableau II-12:Combinaison des charges – ELS-.....	40
Tableau II-13:Vérification vis à vis du glissement et du renversement - ELU, ELS -	41
Tableau II-14:La contrainte de référence transmise par la structure au sol d'assise pour chaque combinaison	41
Tableau II-15:La contrainte admissible du sol d'assise	42
Tableau II-16:La contrainte de référence transmise par la structure au terrain naturel pour chaque combinaison	43
Tableau II-17:La contrainte admissible du terrain naturel	43
Tableau II-18:Examen de la stabilité à la flottaison.....	46
Tableau III-1:Poids Propre des blocs	49
Tableau III-2:Volume et poids du remblai des blocs	50
Tableau III-3:Récapitulatif des poids des éléments du quai en blocs	51
Tableau III-4:Les valeurs de Ka -Cas statique-.....	52
Tableau III-5:Récapitulatif des forces dues aux poussées des terres	53
Tableau III-6:Récapitulatif des résultantes des poussées des surcharges.....	53
Tableau III-7:Résultats de la combinaison fondamentale	56
Tableau III-8:Résultats de la combinaison accidentelle - Ascendant	56
Tableau III-9:Résultat de la combinaison accidentelle - Descendant	57
Tableau III-10:Combinaison des charges - ELS	57
Tableau III-11:Vérification vis à vis du glissement et du renversement.....	58
Tableau III-12:Valeurs de contrainte de référence et la de contrainte admissible du sol d'assise	58
Tableau III-13:Contraintes de référence transmise par la structure au terrain naturel.....	59
Tableau III-14:Contraintes admissibles du terrain naturel.....	59
Tableau IV-1 : Les paramètres de calcul de la pression normale et tangentielle.....	64

Tableau IV-2:Les pressions normales et tangentielles du sable à l'état 1 en fonction de la hauteur sur les parois du caisson	65
Tableau IV-3:Les pressions normales et tangentielles du sable à l'état 2 en fonction de la hauteur sur les parois du caisson	65
Tableau IV-4:Sollicitation de calcul du radier	67
Tableau IV-5:Vérification au cisaillement du radier.....	68
Tableau IV-6:Sections d'armatures suivant x.....	69
Tableau IV-7:Sections d'armatures suivant y.....	69
Tableau IV-8:Les contraintes de béton et d'acier suivant x	70
Tableau IV-9:Les contraintes de béton et d'acier suivant y	70
Tableau IV-10:Vérification au cisaillement des parois.....	70
Tableau IV-11:Les efforts réduits de la poutre de couronnement suivant x	72
Tableau IV-12:Les efforts réduits de la poutre de couronnement suivant y	72
Tableau IV-13:Section d'armatures suivant x et y	72
Tableau V-1:Coût de réalisation du quai en caissons	77
Tableau V-2:Coût de réalisation du quai en blocs	78
Tableau A-1:Les facteurs de calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle.....	87
Tableau C-1:Récapitulatif des efforts dus aux poussées des terres –cas ascendant-.....	89
Tableau C-2:Récapitulatif des efforts dus aux surcharges-cas ascendant-	89
Tableau C-3:Récapitulatif des efforts dus aux poussées des terres –cas descendant-.....	90
Tableau C-4:Récapitulatif des efforts dus aux surcharges-cas descendant-	90
Tableau E-1:Les valeurs de Ka selon le niveau	92
Tableau E-2:Récapitulatif des efforts dus aux poussées des terres-cas ascendant-	93
Tableau E-3:Récapitulatif des efforts dus aux surcharges-cas ascendant-.....	93
Tableau E-4:Les valeurs des forces de la poussée des terres-cas descendant-.....	95
Tableau E-5:Récapitulatif des efforts dus aux surcharges-cas descendant-.....	95
Tableau G-1:Les efforts réduits suivant x	99
Tableau G-2:Les efforts réduits suivant y	99

LISTE DES FIGURES

Figure I.1:Port de TENES -Google Earth-	15
Figure I.2:Variante d'extension retenue du port de TENES	15
Figure I.3:Le bollard	19
Figure I.4:L'accostage du navire	19
Figure I.5:Choix de la défense	21
Figure I.6:Défenses cylindriques.....	21
Figure I.7:Caisson	22
Figure I.8:Bloc	22
Figure II.1:Schéma explicatif de la méthode de la semelle fictive	25
Figure II.2:La méthode de Bishop.....	26
Figure II.3:Coupe transversale du caisson	27
Figure II.4:Vue en 3D du caisson.....	27
Figure II.5:Schéma représentant les dimensions du caisson	28
Figure II.6:Clé de voûte	28
Figure II.7:Poutre de couronnement.....	29
Figure II.8:Dimensions de la poutre de couronnement	29
Figure II.9:Schéma du caisson	29
Figure II.10:Position du mur fictif par rapport au centre du caisson	31
Figure II.11:Portique	33
Figure II.12:Détail des forces du portique.....	33
Figure II.13:Détail dimensionnel du portique	34
Figure II.14:Diagramme de la poussée hydrostatique due au marnage	34
Figure II.15:Diagramme des poussées des terres et de la surcharge	35
Figure II.16:Poussée hydrodynamique –Caisson-.....	36
Figure II.17:Vérification vis à vis du grand glissement -Surcharge-	44
Figure II.18:Vérification vis-à-vis du grand glissement – Portique-	44
Figure II.19:Schéma représentant les positions OM, OG et OC et le tirant d'eau à vide.....	46
Figure III.1:Vue en 3D des blocs	48
Figure III.2:Poutre de couronnement du quai en blocs	48
Figure III.3:Schéma du quai en blocs.....	49
Figure III.4: Dimensions de la poutre de couronnement.....	51
Figure III.5:Diagramme de la poussée hydrostatique	54
Figure III.6:Position de mur fictif	54
Figure III.7:Diagramme des poussées des terres et des surcharges-cas statique-	54
Figure III.8:Les distances entre les rails de portique.....	55
Figure III.9:Vérification vis à vis du grand glissement – surcharge -	60
Figure III.10:Vérification vis à vis du grand glissement – portique –	60
Figure IV.1:Action de la matière ensilée sur la paroi du silo.....	62
Figure IV.2:Pression verticale sur le plan de coté z	65
Figure IV.3:Géométrie d'un silo.....	66
Figure IV.4:Pression normale et tangentielle sur les parois du caisson à l'état 1 et à l'état 2 ..	66
Figure IV.5:Modélisation du caisson	66
Figure IV.6:Condition d'appuis	67

Figure IV.7:Résultats des contraintes tangentielles	68
Figure IV.8:Croquis du ferrailage du radier.....	69
Figure IV.9:Schéma du ferrailage des parois du caisson	71
Figure IV.10:Modélisation de la poutre de couronnement.....	71
Figure B.1:La diffusion de la poussée de la charge locale uniformément répartie	88
Figure C.1 :Diagramme des Poussée des terres et des Surcharge – cas ascendant -.....	89
Figure C.2:Diagramme des poussée des terres et des Surcharge – cas descendant -	90
Figure D.1: Dimensions et volume des blocs.....	91
Figure E.1:Diagramme de la poussée hydrodynamique.....	92
Figure E.2:Diagramme des poussées des terres et des surcharges-cas ascendant-	94
Figure E.3:Diagramme des poussées des terres et des surcharges-cas descendant-	96

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction Générale

Les progrès de la technologie réalisés depuis quelques années ont rendu impérative la planification intégrale du système de transport maritime dans les pays en développement, afin de rétablir un équilibre entre les capacités de ses composantes. En effet, un port représente une passerelle vers le reste du monde et joue un rôle essentiel tant au niveau national qu'international. Il est primordial pour chaque pays de définir sa spécialisation, son emplacement et sa coordination avec ses activités commerciales.

Un port est une infrastructure maritime essentielle, située le long d'une cote ou d'une rivière, conçue pour faciliter le mouvement des navires et le commerce international. Il sert de point d'accostage et de centre logistique pour le chargement et le déchargement des marchandises, ainsi que pour l'embarquement et le débarquement des passagers. Ils sont dotés d'installations telles que : les quais, les terminaux de conteneurs, les entrepôts, les grues et les systèmes de manutention, pour permettre une gestion efficace des opérations portuaires.

Le sujet de notre projet de fin d'études porte sur l'étude de la stabilité du quai de l'extension du port de Ténès. Dans cette optique, deux variantes ont été choisies et comparées en tenant compte des critères tels que l'efficacité économique et la stabilité.

Afin de mener à bien cette étude, un plan de travail détaillé a été établi, dont les points clés sont présentés ci-dessous :

- Une description générale de l'extension du port ainsi que son emplacement sont présentés, tout en définissant les caractéristiques des différents matériaux utilisés, dans le premier chapitre ;
- Le deuxième chapitre se concentre sur la vérification de la stabilité externe du quai en caisson ;
- Le troisième chapitre porte sur la vérification de la stabilité externe du quai en blocs ;
- Le quatrième chapitre est dédié à la détermination de la stabilité interne du caisson-le ferrailage ;
- Le cinquième chapitre consiste en une étude comparative quantitative des deux variantes, afin de déterminer la solution optimale ;
- Enfin, nous terminerons par une conclusion générale.

CHAPITRE I:
PRÉSENTATION DU
PROJET

I.1 Introduction

Ce chapitre porte sur la description générale de l'extension du port de TENES et la localisation de notre ouvrage d'étude. Les caractéristiques des matériaux, les éléments constituant un quai ainsi que la présentation des variantes adoptées sont exposés.

I.2 Situation géographique du port de TENES et présentation de l'extension

Le port de TENES est situé sur la côte méditerranéenne de l'Algérie. Il se trouve dans la wilaya de CHLEF, à environ 200 kilomètres à l'Ouest d'Alger. La ville de TENES est située sur une péninsule rocheuse qui avance dans la mer méditerranée. [15]

Le port bénéficie d'une position stratégique, offrant un accès direct à la mer et facilite les activités commerciales.



Figure I.1:Port de TENES -Google Earth-

L'extension du port de Ténès consiste à créer des ouvrages de protection (jetée principale qui se prolonge vers l'Ouest sur un linéaire d'environ 2451m) et des nouveaux postes du quai de côté Est de l'ancien bassin. Le quai qui fait l'objet de notre étude s'étale sur un linéaire de 650 m, et va être érigé avec un tirant d'eau de 12 m.

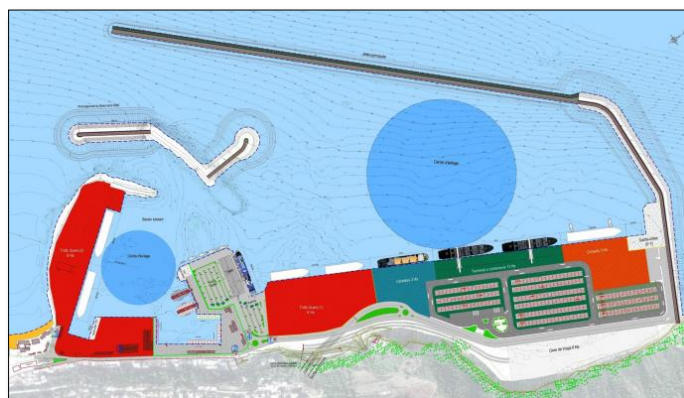


Figure I.2:Variante d'extension retenue du port de TENES. [15]

I.3 Données relatives au port de TENES

I.3.1 Données géotechniques

Tableau I-1: Caractéristiques géotechniques. [15]

Eau de mer	Masse volumique $\gamma = 1.025 \text{ t/m}^3$
Remblai à l'arrière du caisson	Masse volumique sèche $\gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$ Masse volumique déjaugée $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$ L'angle de frottement $\varphi = 37^\circ$ Terme de Cohésion $C \approx 0 \text{ t/m}^3$
Remblai dans les évidements du caisson	Masse volumique sèche $\gamma_r = 1.7 \text{ t/m}^3$ Masse volumique déjaugée $\gamma' = 1.05 \text{ t/m}^3$ L'angle de frottement $\varphi = 32^\circ$ Terme de Cohésion $C \approx 0 \text{ t/m}^3$
Sous bassement (et couche de réglage)	Masse volumique sèche $\gamma_r = 1.7 \text{ t/m}^3$ Masse volumique déjaugée $\gamma' = 1.05 \text{ t/m}^3$ L'angle de frottement $\varphi = 37^\circ$ Cohésion $C \approx 5 \text{ t/m}^3$
Sol de fondation (Marne)	Masse volumique humide $\gamma_h = 2.24 \text{ t/m}^3$ L'angle de frottement $\varphi = 30^\circ$ Cohésion $C \approx 305.91 \text{ t/m}^3$ (Non drainée)

I.3.2 Données sismologiques

D'après le zoning sismique établi par le centre de génie parasismique (CGS) en 1999 la zone d'étude est classée dans la zone III caractérisée par une sismicité très élevée. [10]

Tableau I-2: Données Sismologiques. [10]

Zone	III (sismicité élevé)
Groupe	1B (ouvrage de grande importance)
Coefficient d'accélération de zone A	0.3
k_h	A = 0.3
k_v	$\mp 0.3 k_h = 0.09$

I.3.3 Niveau marin

Dans la zone Méditerranéenne la marée est quasiment imperceptible et réduite par les conditions atmosphériques mais elle est bien présente.

Le marnage, différence de hauteur entre la marée haute et basse, est d'environ 50 cm, (bien qu'il soit faible en Algérie, il est tout même pris en considération dans les calculs). [15]

I.3.4 Caractéristiques des matériaux

Tableau I-3: Caractéristiques des matériaux. [15]

Béton Armé	Béton non Armé	Acier
$\gamma = 2.5 \text{ T/m}^3$ $F_{c28} = 35 \text{ MPA}$	$\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$	FeE500

I.4 Caractéristiques des éléments constituant le quai

La description des éléments constituant un quai est crucial pour comprendre sa fonctionnalité, sa sécurité et son efficacité :

I.4.1 Les caractéristiques du navire de référence

Les caractéristiques du navire de référence représentant le plus grand navire qui peut accoster sont :

Tableau I-4 : Caractéristiques du navire de référence. [15]

Longueur	Largeur	Tirant d'eau	DWT Dead Weight Tonnage / Port en lourd	Vitesse
L = 185 m	L = 28 m	T = 12 m	40000 T	V = 0.2 m/s ²

I.4.2 L'effort d'amarrage

L'effort d'amarrage représente l'effort exercé sur le bollard et se répartit sur la poutre de couronnement, à laquelle des dispositifs d'amarrage sont attachés [13].

Il est déterminé à partir du déplacement de navire, correspondant à la masse d'eau déplacée par la partie immergée de ce dernier [2]. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = L.l.T.a.\gamma_w \quad (I-1)$$

Avec : L: Longueur du navire (m)

l: Largeur de navire (m)

T: tirant d'eau du navire (m)

γ_w : poids volumique de l'eau

a: coefficient prismatique donné par le tableau ci-dessous

Tableau I-5: Les valeurs des coefficients prismatiques [15].

Type de navire	a
Pétroliers	0.85
Paquebots	0.4 à 0.5
Navire de guerre	0.3 à 0.5
Cargos	0.65 à 0.8
Bateau de pêche	0.3 à 0.4

Dans notre cas, $a = 0.75$

D'où : $D = 185 \times 28 \times 12 \times 0.75 \times 1.025 = 47785.5 \text{ t}$

En se basant sur le tableau suivant :

Tableau I-6: La force sur le bollard en fonction du déplacement [15].

Déplacement pour (t)	Traction sur le bollard (t)
Jusqu'à 2000	10
Jusqu'à 10000	30
Jusqu'à 20000	60
Jusqu'à 50000	80
Jusqu'à 100000	100
Jusqu'à 200000	150
>200000	200

Le déplacement pour 50000 t, correspond à l'application d'une force de traction maximale de 80 t tous les 20 m (équivalente à 4 t/m) sur le bollard.



Figure I.3:Le bollard

I.4.3 L'effort d'accostage

L'accostage des navires provoquent des chocs sur le quai et donnent naissance à des forces horizontales appelées « efforts d'accostage », qui stabilisent la structure [13].

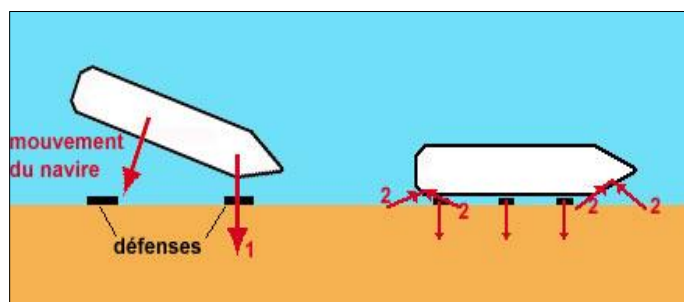


Figure I.4:L'accostage du navire.

I.4.4 Choix de la défense

Les défenses sont des dispositifs déformables, installés pour garder une certaine distance libre entre le navire à poste et le quai. Leur utilité est la protection de l'ouvrage en absorbant l'énergie d'accostage aux postes à quai [6].

Un navire s'approche d'un quai avec une certaine vitesse qui lui confère une énergie cinétique [2] qui est : $E_{navire} = \frac{1}{2} \cdot D \cdot V^2$ (I-2)

Avec: E_{navire} : l'énergie du navire en (kJ.m)

D: déplacement pour un navire (T)

V: Vitesse d'approche du navire (m/s)

L'énergie absorbée par les défenses sera : $E_d = E_{navire} \cdot C_e \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_c$ (I-3)

Avec: E_d : L'énergie que devra absorber le système de défense (kJ.m)

C_e : Facteur d'excentricité : $C_e = \frac{K^2}{R^2 + K^2}$ (I-4)

K: Rayon de rotation du navire en mètre ($K = 0.2L$).

R: Distance horizontale entre le centre de gravité et le point d'impact en mètre ($R = \frac{L}{4}$)

C_m : Facteur de masse, il exprime la pression qu'exerce l'eau contre la paroi du navire quand il est freiné par les défenses : $C_m = \frac{D+D_V}{D}$ (I-5)

D: Déplacement du navire

D_V : Masse virtuelle $D_V = \frac{\pi}{2} \cdot T^2 \cdot L \cdot \gamma_w$ (I-6)

C_s : Facteur de flexibilité, représente le rapport entre l'élasticité du système défense et celle de la coque du navire. Les valeurs utilisées généralement sont :

$C_s = 1$ Pour les défenses souples et les petits navires

$C_s = 0.9$ Pour les défenses dures et les grands navires

C_c : Facteur de configuration tenant compte de l'énergie d'accostage absorbée par le coussin d'eau qui dépend du type de structure

$C_c = \begin{cases} 1 & \text{Pour les structures ouvertes (les appontements)} \\ 0.9 & \text{Pour les structures fermées (les murs de quais)} \end{cases}$

Détermination du choix de la défense

$$E_{navire} = \frac{1}{2} DV^2 = \frac{1}{2} \times 47785.5 \times (0.2)^2 = 955.71 \text{ kN.m}$$

$$E_d = E_n C_e C_m C_s C_c = 955.71 \times 0.4 \times 1.9 \times 0.9 \times 0.9 = 309.7 \text{ kN.m}$$

$$\text{Avec : } C_e = \frac{(0.2 \times 185)^2}{\left(\frac{185}{4}\right)^2 + (0.2 \times 185)^2} = 0.4$$

$$C_m = \frac{47785.5 + 42892.16}{47785.5} = 1.9 \text{ avec } D_V = \frac{\pi}{2} T^2 L \gamma_w = 42892.16 \text{ t}$$

$$C_s = 0.9$$

$$C_c = 0.9$$

$$E_d = 588.34 \text{ kN.m}$$

En se basant sur le catalogue «SAFE BERTHING AND MOORING » et par rapport à l'énergie que devra absorber le système de défense, on choisit des défenses cylindriques.

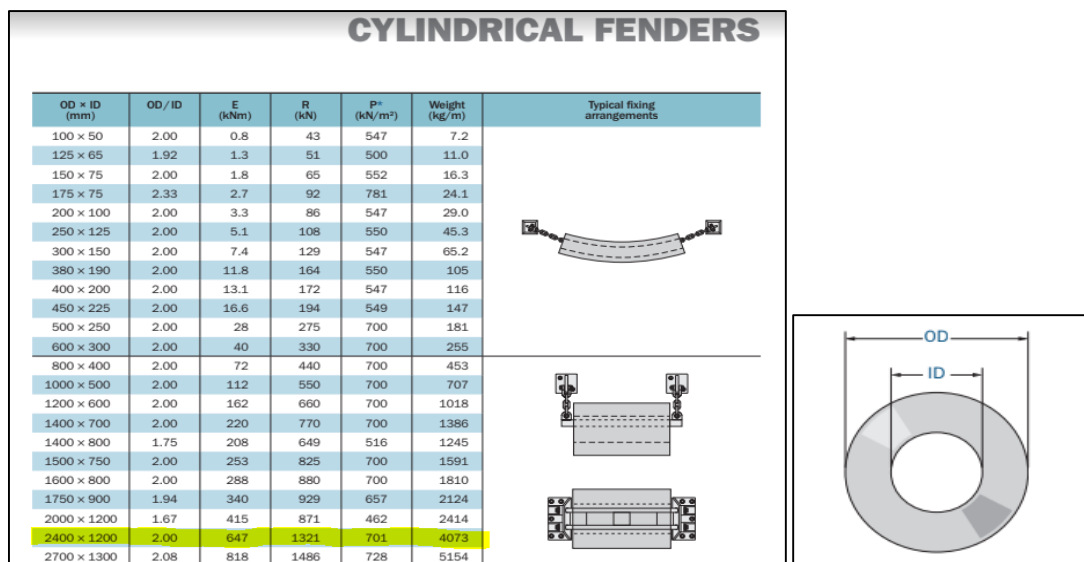


Figure I.5: Choix de la défense. [20]

Pour $E_d > 588.34 \text{ kN.m}$, nous optons pour des défenses cylindriques de 2400 * 1200 mm.



Figure I.6: Défenses cylindriques. [20]

I.5 Présentation des variantes adoptées

Afin de déterminer la solution optimale pour la construction du quai, deux variantes ont été choisies dans notre cas d'étude : quai en caisson et quai en bloc. Elles seront traitées plus en détail dans les chapitres qui suivent.



Figure I.7 : Caisson.



Figure I.8 : Bloc.

I.6 Conclusion

Après, la description sommaire de l'ouvrage d'étude avec les données du site, le choix et le dimensionnement des éléments constituant le quai, on a obtenu :

- une force de traction sur le bollard maximale de 80 t tous les 20 m/l (4 t/m)
- un système des défenses cylindriques 2400 * 1200 mm.

Les deux variantes proposées pour l'extension du port de TENES sont le quai en caisson et le quai en bloc. Elles feront l'objet des chapitres suivants.

CHAPITRE II:
ÉTUDE DE LA STABILITÉ
EXTERNE DU QUAI EN
CAISSON

II.1 Introduction

Le présent chapitre traitera le calcul de la stabilité externe du quai en caisson en tenant compte de toutes les sollicitations agissantes sur ce dernier.

II.2 Vérification de la stabilité externe

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

II.2.1 Stabilité au glissement

Elle consiste à comparer la résultante des forces qui tend à faire glisser le mur sur sa base à celle qui empêche le glissement entre le sol et la base du mur de quai [14]:

$$F_g = \frac{CA + \sum F_v \tan \varphi}{\sum F_H} \quad (II-1)$$

Avec : F_g : Le coefficient de sécurité vis à vis du glissement

C : Le terme de cohésion du sol d'assise

A : La surface de la base de fondation

φ : L'angle de frottement interne du sol d'assise

F_v : La résultante des forces verticales

F_H : La résultante des forces horizontales

II.2.2 Stabilité au renversement

Pour s'assurer qu'un mur ne basculera pas autour du point aval le plus éloigné sous la semelle, on compare la somme des moments des forces stabilisantes à la somme des moments des forces qui tendent à le renverser [14].

$$F_r = \frac{\sum \text{moments stabilisants}/O}{\sum \text{moments renversant}/O} \quad (II-2)$$

Avec : F_r : le coefficient de sécurité vis à vis du renversement

II.2.3 Stabilité au poinçonnement

L'analyse de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement est vérifiée, si la contrainte appliquée au sol par la structure ne dépasse pas la capacité portante admissible du sol [14].

$$q_{ref} < q_{adm}$$

Avec : q_{adm} Contrainte admissible de sol donnée par : $q_{adm} = \frac{q_{ult}}{f_p}$ (II-3)

$$f_p \text{ Facteur de sécurité de poinçonnement} = \begin{cases} 3 & \text{pour ELS} \\ 2 & \text{pour ELU} \end{cases}$$

q_{ult} La contrainte de rupture du sol donnée par la formule de BUISMAN- TERZAGHI

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma (B - 2e) N_\gamma s_\gamma i_\gamma + CN_c s_c i_c + \gamma DN_q s_q i_q \quad (II-4)$$

Les différents coefficients de cette formule sont regroupés en Annexe A.

q_{ref} La contrainte conventionnelle de référence calculée selon le modèle de Meyerhof qui considère une distribution uniforme des contraintes sur une partie seulement de la surface [7].

$$q_{ref} = \frac{F_v}{S} \quad (II-5)$$

- Pour les fondations circulaire cette surface est donnée par :

$$S = 2R^2 \left(\frac{\pi\theta}{180} - \frac{\sin 2\theta}{2} \right) \text{ Avec } \theta = \arccos \frac{e}{R} \quad (II-6)$$

- Pour les fondations rectangulaires : $S = (B - 2e)L$ (II-7)

Avec : (B x L) les dimensions de la semelle rectangulaire

R le rayon de la semelle circulaire

e : L'excentricité de la charge

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_{stabilisant} - \sum M_{renversant}}{\sum F_v} \quad (II-8)$$

La vérification au poinçonnement se fait par rapport :

- Au sol d'assise (l'enrochement)
- Au terrain naturel : en appliquant la méthode de la semelle fictive qui consiste à diffuser la pression sous un angle de répartition de l'ordre de 27°, en supposant que la fondation est située sur la surface supérieure de la couche de marne [14]

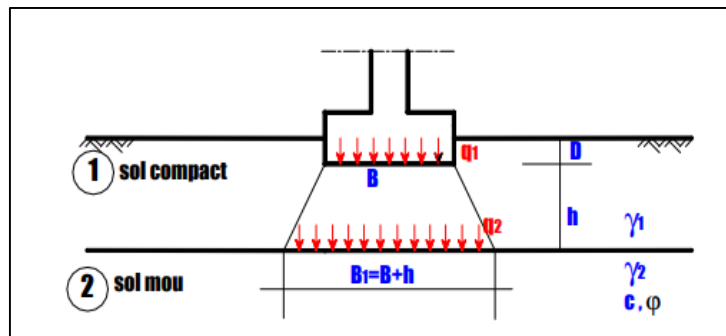


Figure II.1: Schéma explicatif de la méthode de la semelle fictive [14]

Nous calculons la contrainte de référence appliquée sur le terrain naturel sous l'effet de la pression q_1 de l'assise, avec :

$$q_2 = q_1 \frac{B-2e}{(B-2e)+h} + \gamma_1 h \quad (II-9)$$

II.2.4 Stabilité au grand glissement

la sécurité au grand glissement consiste à vérifier que la résistance au cisaillement mobilisable est supérieure à l'effort de cisaillement le long de la surface de rupture en prenant un coefficient de sécurité de 1,5 pour le cas statique et 1.1 pour le cas dynamique [21] .

Vis-à-vis de ce phénomène, les méthodes de calcul sont basées sur le fait que la rupture se produit selon une ligne de glissement assimilable à un arc de cercle ; la méthode la plus fréquemment utilisée est la méthode de tranches de Bishop.

Pour le calcul au grand glissement, l'analyse se fait numériquement à l'aide du logiciel « Talren ».

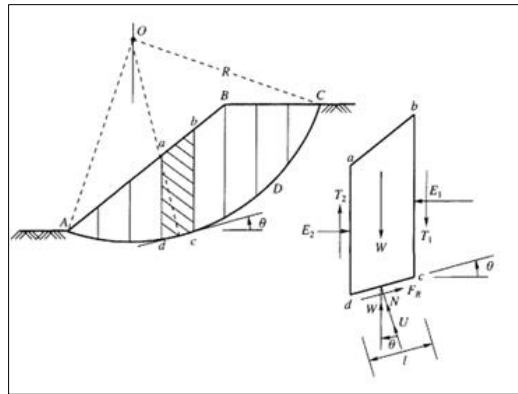


Figure II.2: La méthode de Bishop [21]

Tableau II-1: Coefficients de sécurité [1], [16]

	ELU		ELS
	Combinaison Fondamentale	Combinaison Accidentelle	Combinaison Fréquente
Glissement	1.2	1.1	1.5
Renversement	1.2	1.1	1.5
Poinçonnement	2	2	3
Grand Glissement	1.5	1.1	1.5

II.3 Combinaisons d'action

D'après le fascicule 62 (chapitre A.5 : combinaisons d'actions et sollicitations de calcul) ; les combinaisons d'action à prendre en considération sont :

- **Vis-à-vis des états limites ultimes (rupture)**

Combinaison fondamentale : $1.35G_{max} + G_{min} + 1.18G_w + 1.5Q$

Combinaison accidentelle : $G_{max} + G_{min} + Q + F_A + F_w$

- **Vis-à-vis des états limites de service** : $G_{max} + G_{min} + G_w + Q$

Avec : G_{max} : Actions permanentes défavorables

G_{min} : Actions permanentes favorables

G_w : Action des pressions statiques de l'eau a un caractère défavorable

Q : L'ensemble des charges d'exploitation

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle

F_w : Action hydrodynamique

Tableau II-2: Les coefficients de pondération des actions.

Les Charges	ELU		ELS
	Combinaison Fondamentale	Combinaison Accidentelle	Combinaison Fréquente
Poids propre G_{\min}	1	1	1
Poussées des terres G_{\max}	1.35	1	1
Poussées Hydrostatiques G_w	1.18	0	1
Surcharges (Q)	1.5	1	1
Portique	1.5	1	1
L'effort d'amarrage	1.5	0	1
Poussées Hydrodynamiques F_w	0	1	0
Forces Sismiques F_A	0	1	0

II.4 Etude de la variante : Quai en caissons

Les caissons étudiés dans ce projet sont de forme cylindrique monobloc et préfabriquée. Chaque caisson est composé de quatre parties : le radier, le voile, les clés de voutes et le mur de séparation.

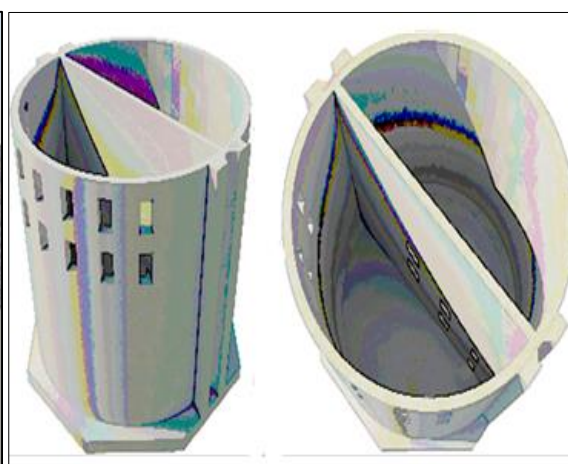
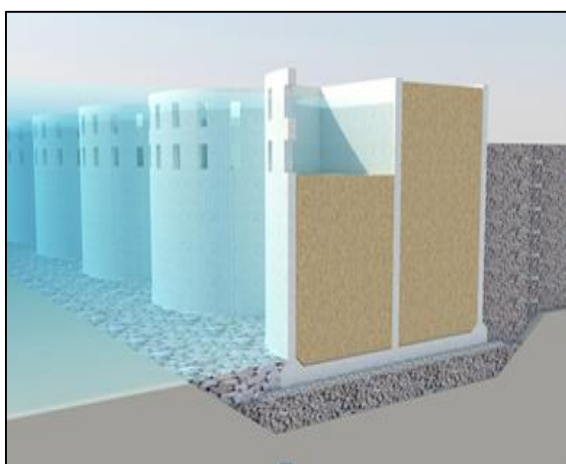


Figure II.3: Coupe transversale du caisson [15] Figure II.4: Vue en 3D du caisson [15]

Les dimensions du caisson sont données dans le *Tableau II.3* et la *Figure II.5*.

Tableau II-3: Dimensions du caisson [15]

Hauteur	Diamètre	Épaisseur des parois	Épaisseur de mur de séparation	Nombre des ouvertures
H=14.95 m	Ø=15 m	0.5 m	0.5 m	14

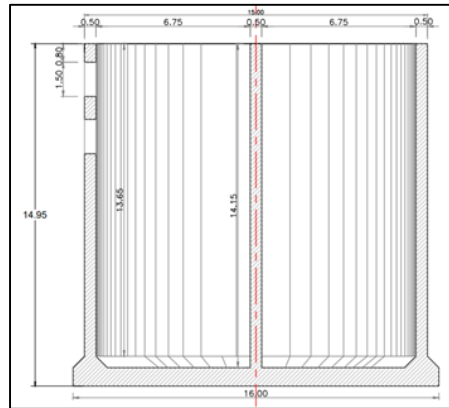


Figure II.5 : Schéma représentant les dimensions du caisson [15]

II.4.1 Les éléments structurels du caisson

- **Le voile :**

Mur en béton armé, de forme circulaire, d'épaisseur 0.5 m. Son rôle est de résister aux différents efforts.

- **Le radier :**

Une dalle circulaire en béton armé sur laquelle est encastré le voile, de rayon R=8 m et d'épaisseur e=0.8 m.

- **Les clés de voûte**

Ce sont des éléments servant de jonction entre caissons.

Le vide entre deux clés de jonction de deux caissons différents sera rempli souvent avec des sacs de sable. Leur section vaut $S_c = 1.1 \text{ m}^2$

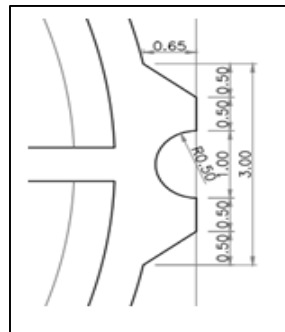


Figure II.6:Clé de voûte

- **La poutre de couronnement**

Le couronnement du quai est constitué par une poutre de béton armé destinée à solidariser en partie haute les éléments juxtaposés du quai et à offrir un front d'accostage continu, favorisant la répartition des efforts sur les éléments du quai.



Figure II.7: Poutre de couronnement

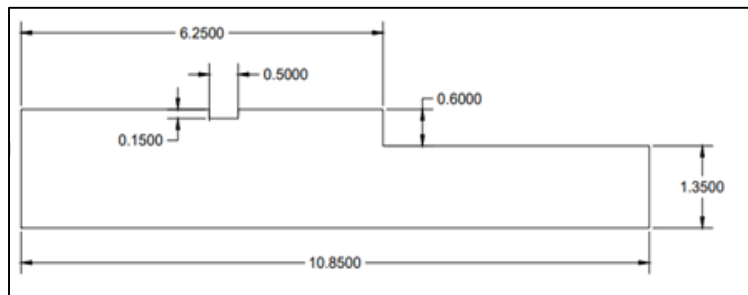


Figure II.8: Dimensions de la poutre de couronnement

Le schéma du caisson adopté ainsi que les couches de sol sont présentés ci-dessous :

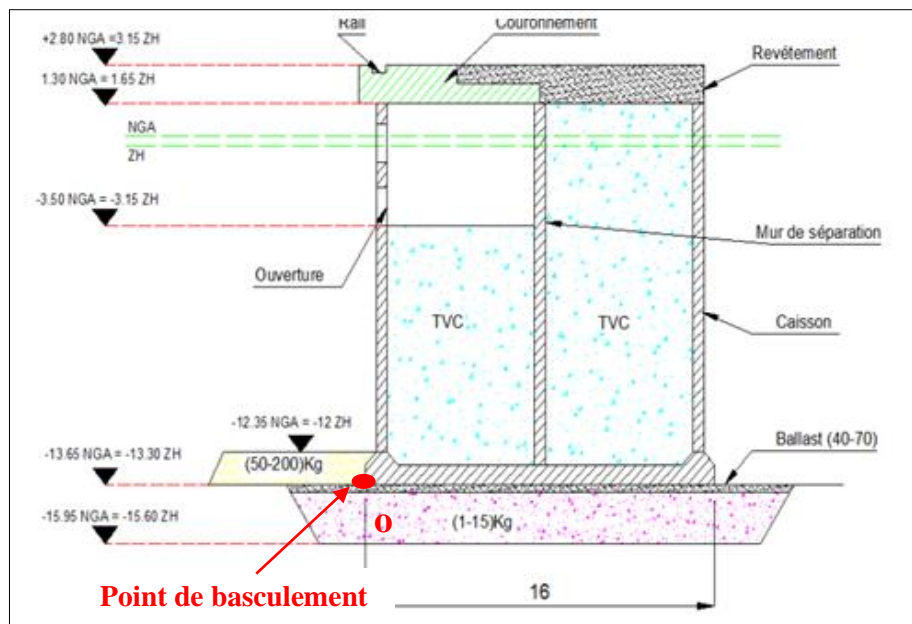


Figure II.9: Schéma du caisson

II.4.2 Evaluation des efforts

II.4.2.1 Cas statique

❖ Poids propre :

Les charges permanentes qui seront prises en compte dans la vérification de la stabilité sont données par le *Tableau II-4*.

Tableau II-4 : Poids propre du caisson

Poids du fût en béton armé	$\pi(7.5^2 - 7^2)14.15 \times 2.5 = 805.72 \text{ t}$
Poids du radier	$\pi \times 8^2 \times 0.8 \times 2.5 = 402.12 \text{ t}$
Poids des clés de voûte	$2.2 \times 14.15 \times 2.5 = 77.83 \text{ t}$
Poids du mur de séparation	$14.15 \times 0.5 \times 14 \times 2.5 - 6 \times 0.5 \times 0.75 \times 2.5 = 242 \text{ t}$
Poids du remblai à l'intérieur du caisson	$\pi \times 7^2 \times 1.7(14.15 - \frac{1}{2} \times 4.8) = 3074.91 \text{ t}$
Poids de l'eau à l'intérieur du caisson	$\pi \times 7^2 \times 12.85 \times 1.025 = 2027.56 \text{ t}$
Poids de béton enlevé	$0.5 \times 1.5 \times 0.75 \times 2.5 \times 14 = 19.69 \text{ t}$
Poids de la poutre de couronnement	$2.5 \times 15[(10.85 \times 1.35 + 0.6 \times 6.25) - 0.5 \times 0.15] = 687.1 \text{ t}$
Poids total	7297.55t

❖ La Poussée d'Archimède

C'est la force exercée par l'eau sur la partie immergée du quai, égale au poids dû à l'eau déplacé.

$$P_A = -V_{\text{immergé}} \cdot \gamma_{\text{eau}} \quad (II-10)$$

Avec $V_{\text{immergé}} = V_r + V_c + V_f$

Le volume du radier $V_r = \pi \times 8^2 \times 0.8 = 160.85 \text{ m}^3$

Le volume des clés $V_c = 2.2 \times 12.85 = 28.27 \text{ m}^3$

Le volume du fût $V_f = \pi \cdot 7.5^2 \times 12.85 = 2270.78 \text{ m}^3$

D'où $P_A = -(160.85 + 28.27 + 2270.78) \times 1.025 = -2521.4 \text{ t}$

Le poids propre en considérant la poussée d'Archimède :

$$P = 7297.55 - 2521.4 = 4776.15 \text{ t}$$

❖ Les Poussées hydrostatiques

La présence d'eau du côté terre à un niveau plus élevé que le niveau de l'eau de mer entraîne des efforts agissant sur l'ouvrage d'accostage dans le même sens que la poussée des terres.

Le cas le plus défavorable correspond au plus haut niveau d'eau avec un marnage de 50 cm.

Le quai en caisson est soumis à :

- La poussée de l'eau du bassin ;
- La poussée de l'eau derrière le remblai.

Les deux poussées ont des effets opposés, on réduit la poussée du côté bassin de la poussée du côté remblai on obtient la poussée donnée par la *Figure II.14*.

Les Pressions dues au marnage sont données par : $\sigma = e \times \gamma_w$ (II-11)

Avec : e : le marnage (e = 50 cm)

$$\sigma = 0.5 \times 1.025 = 0.5125 \text{ t/m}^2$$

D'où les poussées dues au marnage sont

$$P_1 = \frac{1}{2} \sigma e$$

$$P_2 = \sigma H$$

Avec : H la hauteur d'eau (H = 13.65m)

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0.5125 \times 0.5 \times 16 = 2.05 \text{ t}$$

$$P_2 = 0.5125 \times 13.65 \times 16 = 112 \text{ t}$$

Tableau II-5 : Les composantes de la poussée hydrostatique

Force (t)	Bras de levier (m)/O
$P_1 = 2.05$	13.82
$P_2 = 112$	6.83

La résultante des poussées hydrostatiques : $P=114.05 \text{ t}$ s'applique à une distance de 6.96 m par rapport à La base du quai.

❖ Poussées des terres

Les terres (ou remblai) en arrière des ouvrages d'accostage exercent sur ces derniers des poussées qui seront calculées par la théorie de Coulomb

-Calcul de la distance du mur fictif par rapport au centre de caisson

On suppose que les poussées s'exercent sur un parement fictif plan vertical passant par le centre de gravité de l'arc arrière de caisson.

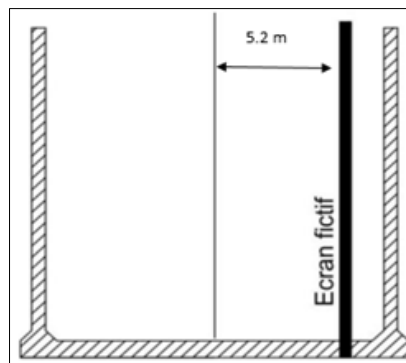


Figure II.10: Position du mur fictif par rapport au centre du caisson.

- Calcul de coefficient de poussée dans le cas statique

D'après la théorie de Coulomb, K_a est une constante dépendant de la géométrie du mur, des propriétés mécaniques du sol et de l'interface mur sol [11]. Cette constante est évaluée par :

$$K_a = \frac{(\cos(\varphi-\lambda))^2}{(\cos\lambda)^2 \cos(\delta+\lambda)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\delta+\lambda)\cos(\beta-\lambda)}} \right]^{-2} \quad (II-12)$$

Avec : φ : L'angle de frottement interne de remblai ($\varphi = 37^\circ$)

δ : L'angle de la poussée avec la normal de l'écran, varie suivant que le parement fictif traverse un massif de sol ou non ($\delta = \varphi = 37^\circ$) [5], [8]

λ : L'angle de l'écran avec la vertical $\lambda = 0$

β : L'angle de terre pleine avec l'horizontal $\beta = 0$

-Évaluation des pressions pour les différents niveaux

Pour les sols pulvérulent ($C \approx 0$) et à surface horizontale les contraintes horizontales sont données par cette expression :

$$\sigma_h(z) = z\gamma K_a \quad (II-13)$$

Avec : z : La profondeur en m

γ : Le poids volumique de sol

K_a : Coefficient de poussée

En utilisant l'équation II-12. Nous trouvons : $K_a = 0.233$

- **Niveau A** : de (0.5m) à (1,3m), avec : $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$ et $\delta = \varphi$

$$\begin{cases} \sigma_h(1,3) = 0 \text{ T/m}^2 \\ \sigma_h(0,5) = (1,3 - 0,5) \times 1,8 \times 0,233 = 0,34 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

- **Niveau B** : de (0.5m) à (-13.65m), avec : $\gamma = 1,1 \text{ T/m}^3$ et $\delta = \varphi$

$$\begin{cases} \sigma_h(0,5) = 0,34 \text{ T/m}^2 \\ \sigma_h(13,65) = 0,34 + (0,5 + 13,65) \times 1,1 \times 0,233 = 3,97 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des poussées des terres est illustré sur la *Figure II.15*.

Le tableau ci-dessous résume les pressions des terres sur le mur de quai :

Tableau II-6 : Récapitulatif des forces dues aux poussées des terres.

	Intensité (t/m)	$P_H = P \cos \delta$	Bras de levier \O (m)	$P_V = P \sin \delta$	Bras de levier \O (m)
P₁	0.14	0.11	14.42	0.08	13.2
P₂	4.81	3.84	7.08	2.89	13.2
P₃	25.68	20.51	4.72	15.45	13.2

- La résultante des composantes horizontales des forces de poussée :

$$\sum P_h = (0.11 + 3.84 + 20.51) \times 16 = 391.36 \text{ t}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $y = 5.13 \text{ m}$

- La résultante des composantes verticales des forces de poussée :

$$\sum P_v = (0.08 + 2.89 + 15.45) \times 16 = 294.72 \text{ t}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $x = 13.2 \text{ m}$

❖ Action des surcharges sur terre pleine

Les surcharges d'exploitation sur terre-plein donnent lieu à une poussée qui agit sur le quai.

La contrainte due aux surcharges est donnée par :

$$\sigma = K_a \cdot Q \quad (II-14)$$

$$\sigma = 0.233 \times 5 = 1.165 \text{ t/m}^2$$

La force de poussée : $P = 1.165 \times 14.95 \times 16 = 278.67 \text{ t}$

Le diagramme des poussées des terres est illustré sur la *Figure II. 15*.

$$\begin{cases} P_H = 278.67 \times \cos 37 = 222.56 \text{ t}, \text{ appliqué à } y/o = 7.475 \text{ m} \\ P_V = 278.67 \times \sin 37 = 167.71 \text{ t}, \text{ appliqué à } x/o = 13.2 \text{ m} \end{cases}$$

❖ **Surcharge due au portique**

Les portiques du quai sont conçus pour les opérations d'embarquement et de débarquement de conteneurs.



Figure II.11:Portique.

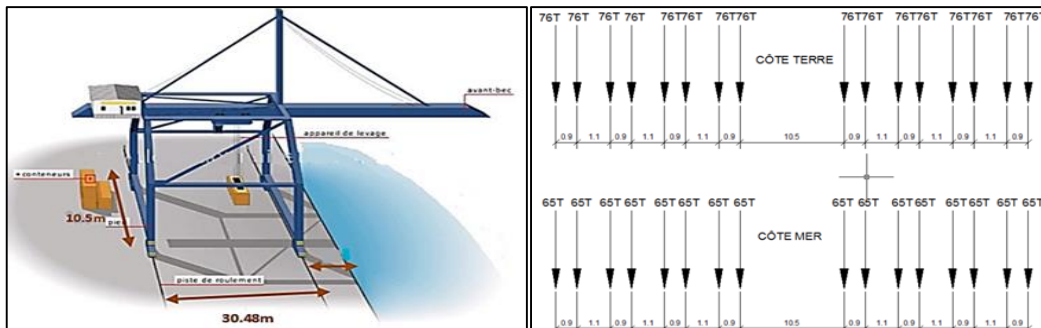


Figure II.12:Détail des forces du portique. [3], [15]

- Le rail du côté mer exerce sur le caisson une surcharge de $65 \times 8 = 520 \text{ t}$
- Le rail du côté terre donne lieu à une poussée qui s'exerce sur le quai

Cette poussée est calculée par la méthode de KREY (voir Annexe B)

Les dimensions du rectangle d'impact : $b = 1 \text{ m}$, $d = 6.9 \text{ m}$

La distance de bord le plus proche du parement :

$$a = 30.48 - (5.2 + 7.5 - 1.45) = 19.23 \text{ m}$$

$$c = a + b = 20,23 \text{ m}$$

$$\begin{cases} z_1 = a \cdot \operatorname{tg} \varphi = 14.5 \text{ m} \\ z_2 = c \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 40.56 \text{ m} \end{cases}$$

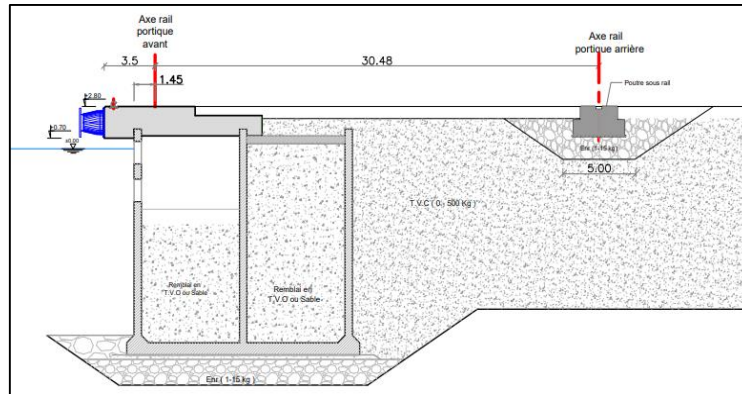


Figure II.13: Détail dimensionnel du portique.

-Calcul de point d'application de la résultante :

Nous avons : $d = z_2 - z_1 = 26.06 \text{ m}$

La poussée s'applique à un tiers de la distance d

Nous supposons que « y » est la distance d'application par rapport au point inférieur de quai :

$$y = 14.95 - \left(14.5 + \frac{26.06}{3} \right) = -8.24 \text{ m}$$

La résultante des poussées due au portique s'applique au-dessous de la base du quai, donc elle n'exerce aucun effet sur le caisson.

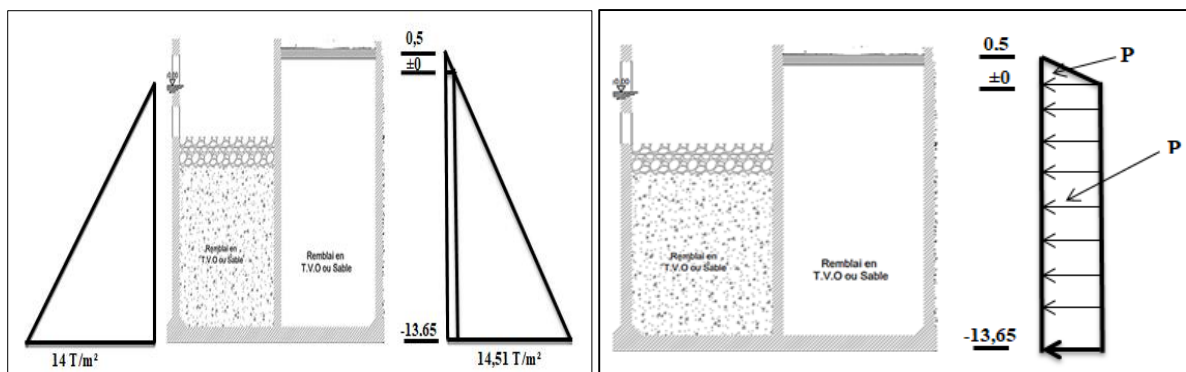


Figure II.14: Diagramme de la poussée hydrostatique due au marnage.

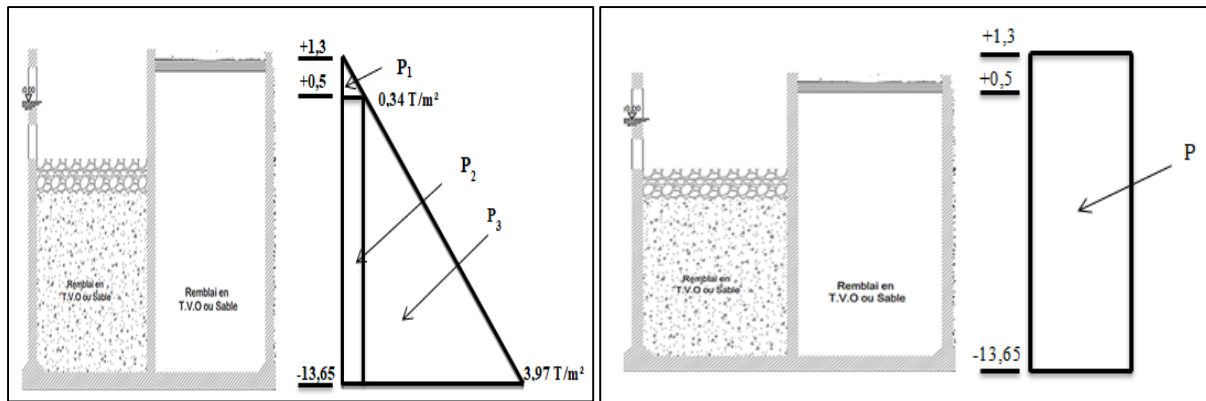


Figure II.15: Diagramme des poussées des terres et de la surcharge.

Récapitulatif des sollicitations dans le cas statique :

Tableau II-7: Récapitulatif des efforts appliqués sur le caisson - Cas Statique-

Force	F _H (t)	d _H (m)	F _v (t)	d _v (m)	M _{renversant/0} (t. m)	M _{stabilisant/0} (t. m)
Poids propre	—	—	4776.15	8	—	38209.2
Poussés des terres	391.36	5.13	294.72	13.2	2007.68	3890.3
Poussée hydrostatique	114.05	6.96	—	—	793.79	—
Effort d'amarrage	80	16.95	—	—	1356	—
Les surcharges (5 t/m ²)	222.56	7.475	167.71	13.2	1663.64	2213.77
Le portique	—	—	520	1.95	—	1014

II.4.2.2 Cas dynamique

Les ouvrages construits dans les zones sismiques doivent être conçus pour résister aux efforts sismiques. La méthode utilisée pour l'évaluation des efforts est la méthode pseudo-statique.

Le calcul pseudo-statique s'appuie sur la méthode de Mononobé-Okabé qui consiste à ajouter des sollicitations verticales ascendantes ou descendantes ainsi que des sollicitations horizontales.

Les amplitudes des efforts d'inertie et des poussées des terres sont calculées à partir de deux coefficients sismiques $k_h = A$ (%g) et $k_v = 0,3 k_h$; selon les deux combinaisons suivantes [17] :

- (k_h, k_v) qui correspond un séisme descendant ;
- $(k_h, -k_v)$ qui correspond à un séisme ascendant.

Avec : k_h : Accélération sismique horizontale ;
 k_v : Accélération sismique verticale.

❖ Effort dû au séisme

Mononobé-Okabé schématise les efforts de la sollicitation dynamique par deux forces d'inertie.

-Force horizontale due au séisme : $k_h \times P$ (II-15)

-Force verticale due au séisme : $\pm k_v \times P$ (II-16)

Avec : P : Poids total du caisson

❖ La pression hydrodynamique

Les efforts hydrodynamiques le long des parois verticales rigides, sont généralement évalués par la théorie de Westergaard, qui donne une distribution parabolique des pressions :

$$P = \frac{7}{12} \times K_h \times \gamma_w \times H^2 \quad (II-17)$$

Avec : H : la hauteur de l'eau

γ_w : Le poids volumique de l'eau

K_h : Coefficient sismique horizontal

Agissant à $0.4 H$ à partir de la base de paroi

$$P = \frac{7}{12} \times 0.3 \times 1.025 \times 13.65^2 = 33.42 \text{ t/m}$$

$$P = 33.42 \times 16 = 534.75 \text{ t}$$

Cet effort est appliqué à $0.4 H$, c'est-à-dire à 5.46 m

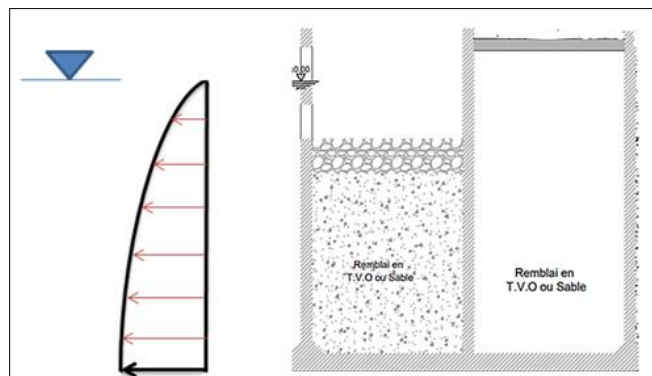


Figure II.16 : Poussée hydrodynamique –Caisson-

❖ Les Poussées des terres

Sous séisme les poussées dynamiques globales, comportant à la fois les effets statique et dynamique de la poussée active des terres, sont calculées par la formule de Mononobé-Okabé [17] :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \mp K_v) K_{ad} H^2 \quad (II-18)$$

Avec : K_{ad} : Coefficient de poussée dynamique donné par :

$$K_{ad} = \frac{(\cos(\varphi - \lambda - \theta))^2}{\cos\theta \cos(\lambda)^2 \cos(\delta + \lambda + \theta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^{-2} \quad (II-19)$$

γ : Poids volumique du sol de remblai

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion

H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce F_{ad}

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale

$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm kv}\right)$ L'angle sismique d'inertie

a. Cas ascendant

Dans le cas ascendant, l'accélération sismique est dirigée vers le haut, c'est-à-dire que la structure est soulevée depuis la surface du sol.

En utilisant (II-19) : $K_{ad} = 0.5494$

Pour les sols pulvérulents ($C \approx 0$) et à surface horizontale :

$$\sigma_h(z) = z\gamma K_{ad}(1 - K_v) \quad (II-20)$$

❖ Poussée des surcharges sur terre pleine

La contrainte de poussée due à la surcharge verticale s'écrit comme suit :

$$\sigma = K_{ad} \times q \times (1 - K_v) \quad (II-21)$$

b. Cas descendant

Dans le cas descendant, l'accélération sismique est dirigée vers le bas, c'est-à-dire que la structure est enfoncée vers le sol.

❖ Poussée des terres

En utilisant l'équation II-19. Nous trouvons $K_{ad} = 0.4733$

Pour les sols pulvérulents ($C \approx 0$) et à surface horizontale :

$$\sigma_h(z) = z\gamma K_{ad}(1 + K_v) \quad (II-22)$$

❖ Poussée des surcharges sur terre pleine

La contrainte de poussée due à la surcharge verticale, dans le cas descendant, s'écrit comme suit : $\sigma = K_{ad} \cdot Q \cdot (1 + K_v)$ (II-23)

Les détails de calcul pour les deux cas ascendant et descendant sont donnés en annexe C

Récapitulatif des sollicitations dans le cas dynamique

Tableau II-8: Récapitulatif des efforts appliqués sur le caisson - Cas dynamique

Force		F _H (t)	d _H (m)	F _V (t)	d _V (m)	M _{renversant/o} (t.m)	M _{stabilisant/o} (t.m)	
Cas ascendant	Poids propre	–	–	4776.15	8	–	38209.2	
	Poussées des terres	837.28	5.13	630.72	13.2	4295.25	8325.5	
	Poussée hydrodynamique	534.75	5.46	–	–	2919.74	–	
	Poussées des surcharges	477.58	7.475	360	13.2	3569.91	4752	
	portique	Côté mer	–	1.95	473.2	1.95	–	922.74
	Séisme		1432.85	7.5	429.85	8	10746.38	3438.8
Cas descendant	Poids propre	–	–	4776.15	8	–	38209.2	
	Poussées des terres	863.52	5.13	650.72	13.2	4429.86	8589.5	
	Poussée hydrodynamique	534.75	5.46	–	–	2919.74	–	
	Poussées des surcharges	492.87	7.475	371.4	13.2	3684.2	4902.48	
	portique	Côté mer	–	–	566.8	1.95	–	1105.26
	Séisme		1432.85	7.5	429.85	8	10746.38	3438.8

II.4.3 Vérification de la stabilité externe

A. Etat limite ultime

❖ **Combinaison fondamentale**

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de la combinaison d'action :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.18G_w + 1.5Q$$

Tableau II-9 : Résultats de la combinaison fondamentale.

Force	F _H (t)	F _v (t)	M _{renversant/o} (t.m)	M _{stabilisant/o} (t.m)
Charges permanentes G				
Poids propre (G _{min})	-	4776.15	-	38209.2
Poussées des terres (G _{max})	391.36	294.72	2007.68	3890.2
Poussée hydrostatique (G _w)	114.05	-	793.79	-
G=∑ g _i	505.41	5070.87	2801.47	42099.4
Surcharges Q				
Les surcharges (q1)	222.56	167.71	1663.64	2213.77
Portique (q2)	-	520	-	1014
Effort d'amarrage (q3)	80	-	1356	-
Q ₁ = q1 + q3	302.56	167.71	3019.64	2213.77
Q ₂ = q2 + q3	80	520	1356	1014
Combinaison				
ELUF1	1116.76	5425.59	8176.49	46781.63
ELUF2	782.92	5954.02	5681.04	44981.97

❖ **Combinaison accidentelle** : G_{max} + G_{min} + Q + F_A + F_w

❖ **Cas ascendant**

Tableau II-10: Résultats de la Combinaison accidentelle -Cas ascendant-

Force	F _H (t)	F _v (t)	M _{renversant/o} (t.m)	M _{stabilisant/o} (t.m)
Séisme (F _A)	1432.85	-429.85	10746.38	-3438.8
Charges permanentes				
Poids propre (G _{min})	-	4776.15	-	38209.2
Poussées des terres (G _{max})	837.28	630.72	4295.25	8325.5
Poussée hydrodynamique (F _w)	534.75	-	2919.74	-
G=∑ g _i	1372.03	5406.87	7214.99	46534.7
Surcharges				
Poussée de surcharge (Q1)	477.58	360	3569.91	4752
Portique (Q2)	-	473.2	-	922.74
Combinaison				
ELUA1	3282.46	5337.02	21531.28	47847.9
ELUA2	2804.88	5450.22	17961.37	44018.64

a. Cas descendant

Tableau II-11: Résultats de la Combinaison accidentelle -cas descendant-

Force	F _H (t)	F _V (t)	M _{renversant/o} (t.m)	M _{stabilisant/o} (t.m)
Séisme (F _A)	1432.85	429.85	10746.38	3438.8
Charges permanentes				
Poids propre (G _{min})	-	4776.15	-	38209.2
Poussée des terres (G _{max})	863.52	650.72	4429.86	8589.5
Poussée hydrodynamique (F _w)	534.75	-	2919.74	-
G=∑ g _i	1398.27	5426.87	7349.6	46798.7
Surcharge				
Poussée de surcharge (Q1)	492.87	371.4	3684.2	4902.48
Portique (Q2)	-	566.8	-	1105.26
Combinaison				
ELUD1	3323.99	6228.12	21780.18	55139.98
ELUD2	2831.12	6423.52	18095.98	51342.76

B. Etat limite de service

$$G_{\max} + G_{\min} + G_w + Q$$

Tableau II-12: Combinaison des charges – ELS-

Combinaison	∑ F _H (t)	∑ F _V (t)	∑ M _{renversant} (t.m)	∑ M _{stabilisant} (t.m)
ELS1	807.97	5238.58	5821.11	44313.17
ELS2	585.41	5590.87	4157.47	43113.4

II.4.3.1 Vérification de la stabilité au glissement et au renversement

Le calcul des coefficients de sécurité se fait à l'aide des feuilles Excel, les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-13: Vérification vis à vis du glissement et du renversement - ELU, ELS -

Combinaison	Glissement	Renversement
	$\frac{CA + \sum F_v \operatorname{tg}\varphi}{\sum F_H}$	$\frac{\sum M_{\text{stabilisant}}}{\sum M_{\text{renversant}}}$
ELUF1	4.56 > 1.2	5.72 > 1.5
ELUF2	7.01 > 1.2	7.92 > 1.5
ELUA1	1.53 > 1.1	2.22 > 1.1
ELUA2	1.82 > 1.1	2.45 > 1.1
ELUD1	1.71 > 1.1	2.53 > 1.1
ELUD2	2.06 > 1.1	2.84 > 1.1
ELS1	6.13 > 1.2	7.61 > 1.5
ELS2	8.91 > 1.2	10.37 > 1.5

Donc la stabilité du caisson au glissement plan et au renversement est vérifiée pour toutes les combinaisons.

II.4.3.2 Vérification de la stabilité au poinçonnement

❖ Stabilité sur l'assise d'enrochement

Les valeurs de la contrainte de référence pour chaque combinaison sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-14: La contrainte de référence transmise par la structure au sol d'assise pour chaque combinaison

Combinaison	e (m)	S(m ²)	q _{ref} (t/m ²)
ELUF1	0.88	172.81	31.4
ELUF2	1.4	156.51	38.04
ELUA1	3.07	105.32	50.68
ELUA2	3.22	100.9	54.01
ELUD1	2.64	118.03	52.77
ELUD2	2.82	112.6	57.05
ELS1	0.65	180.21	29.07
ELS2	1.03	168.12	33.25

-Calcul de la capacité portante du sol d'assise

D'après le DTU 13.12 : $q_u = \frac{1}{2} \gamma' (B - 2e) N_\gamma s_\gamma i_\gamma + C N_c s_c i_c + \gamma' D N_q s_q i_q$

Avec : $C=5 \text{ t/m}^2$, $\gamma' = 1.05 \text{ t/m}^3$, $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$, $\varphi = 37^\circ$

La hauteur d'encastrement est donnée par : $D = 1.3 \text{ m}$

Les facteurs de capacité portante :

- $N_q = e^{\pi(\text{tg } \varphi)^2} \left(\text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2 = e^{\pi(\text{tg } 37)^2} \left(\text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{37}{2} \right) \right)^2 = 42.9$
- $N_\gamma = 2(N_q - 1) \text{tg } \varphi = 2(42.9 - 1) \text{tg } 37 = 63.15$
- $N_c = (N_q - 1) \text{cotg } \varphi = (42.9 - 1) \text{cotg } 37 = 55.6$

Les coefficients de forme : Pour une fondation circulaire : $s_\gamma = 0.6$, $s_q = 1$, $s_c = 1.3$

Tableau II-15: La contrainte admissible du sol d'assise.

Combinaison	B - 2e (m)	δ(°)	i _q = i _c	i _γ	q _u (t/m ²)	q _{adm} (t/m ²)
ELUF1	14.23	11.63	0.76	0.47	451.74	225.87
ELUF2	13.20	7.49	0.84	0.64	520.25	260.13
ELUA1	9.88	31.59	0.42	0.02	181.15	90.58
ELUA2	9.56	27.23	0.49	0.07	217.64	108.82
ELUD1	10.71	28.09	0.47	0.06	211.2	105.6
ELUD2	10.35	23.79	0.54	0.13	253.71	126.86
ELS1	14.7	8.77	0.81	0.58	512.57	170.86
ELS2	13.94	5.98	0.87	0.7	561.18	187.06

Nous avons $q_{ref} < q_{adm}$ Pour toutes les combinaisons, donc le quai en caisson est stable vis-à-vis du poinçonnement sur le sol d'assise.

❖ **Stabilité sur le terrain naturel**

-Calcul de la contrainte de référence transmise par la structure au terrain naturel :

- La hauteur d'enrochement : $h=2\text{m}$

D'après le DTU13.12 la contrainte de référence sur le terrain naturelle est donnée par :

$$q_{ref} = q_{ref \text{ d'assise}} \frac{B - 2e}{B'} + \gamma' h$$

Avec $B' = (B - 2e) + h$

- le poids d'assise d'enrochement est donné par : $W = \pi \left(\frac{B'}{2} \right)^2 h \gamma'$

Tableau II-16: La contrainte de référence transmise par la structure au terrain naturel pour chaque combinaison.

Combinaison	B'(m)	W(t)	q _{ref} (t/m ²)
ELUF1	16.23	434.5	29.63
ELUF2	15.20	381,13	35,14
ELUA1	11.86	232.07	44.23
ELUA2	11.56	220.48	46.77
ELUD1	12.71	266.55	46.57
ELUD2	12.35	251.63	49.91
ELS1	16.7	459.74	27.69
ELS2	15.94	418.84	31.18

-Calcul de la capacité portante du terrain naturel

$$c=305.91 \text{ t/m}^3, \gamma_h = 2.24 \text{ t/m}^3, \gamma' = 1.215 \text{ t/m}^3, \varphi = 30^\circ$$

$$D'après le DTU 13.12 : q_u = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma + C N_c s_c i_c + \gamma D N_q s_q i_q$$

Les facteurs de capacité portante pour le terrain naturel :

- $N_q = e^{\pi \tan \varphi} \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2 = e^{\pi \tan 30} \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{30}{2} \right) \right)^2 = 18.4$
- $N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi = 2(18.4 - 1) \tan 30 = 20.09$
- $N_c = (N_q - 1) \cot \varphi = (18.4 - 1) \cot 30 = 30.14$

Les coefficients de forme : Pour une fondation circulaire : $s_\gamma = 0.6$, $s_q = 1$, $s_c = 1.3$

$$L'angle d'inclinaison : \delta = \arctan \left(\frac{F_H}{F_V + W} \right)$$

Tableau II-17 : La contrainte admissible du terrain naturel.

Combinaison	W(t)	$\delta(^{\circ})$	$i_q = i_c$	i_γ	q _u (t/m ²)	q _{adm} (t/m ²)
ELUF1	434.5	10.7	0.77	0.41	9352.75	4676.37
ELUF2	381.13	7.04	0.85	0.58	10269.61	5135.49
ELUA1	232.07	30.51	0.44	0.0003	5247.06	2623.53
ELUA2	220.48	26.32	0.5	0.015	6014.88	3007.44
ELUD1	266.55	27.1	0.49	0.009	5867.08	2933.54
ELUD2	251.63	22.98	0.55	0.055	6664.91	3332.46
ELS1	459.74	8.07	0.83	0.53	10019.11	3339.7
ELS2	418.84	5.56	0.88	0.66	10649.57	3549.86

Nous avons $q_{ref} < q_{adm}$ Pour toutes les combinaisons, donc le quai en caisson est stable vis-à-vis du poinçonnement sur le terrain naturel.

II.4.3.3 Vérification de la stabilité au grand glissement

La vérification du quai vis à vis du grand glissement en cercle est établie par le logiciel «TALREN » disponible au LEM. Les résultats de calcul obtenus dans les deux cas statique et dynamique sont donnés ci-dessous.

Phase 1 : Surcharge

(a) cas statique

(b) cas dynamique

Coefficient de sécurité minimal : $2.95 > 1.5$

Coefficient de sécurité minimal : $1.83 > 1.1$

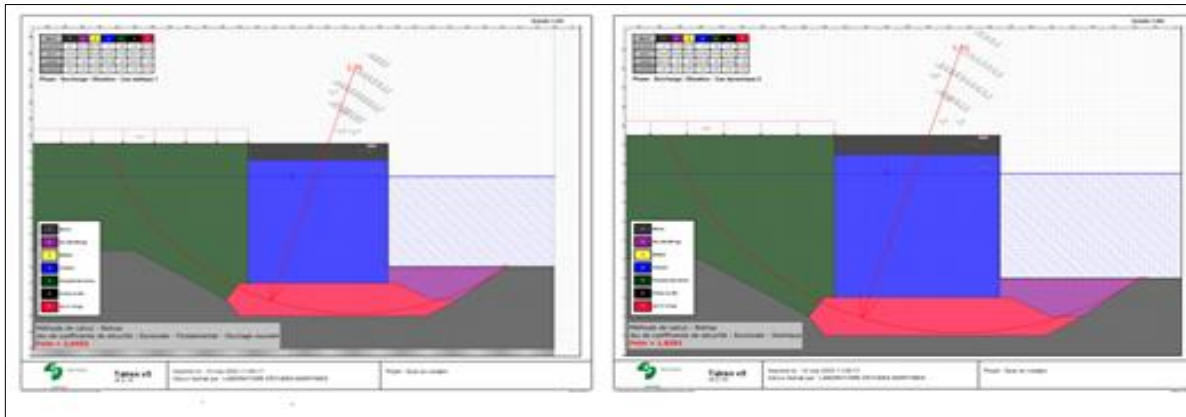


Figure II.17: Vérification vis à vis du grand glissement -surcharge-

Phase 2 : Portique

a) cas statique

(b) cas dynamique

Coefficient de sécurité minimal : $52.77 > 1.5$

Coefficient de sécurité minimal : $9.08 > 1.1$

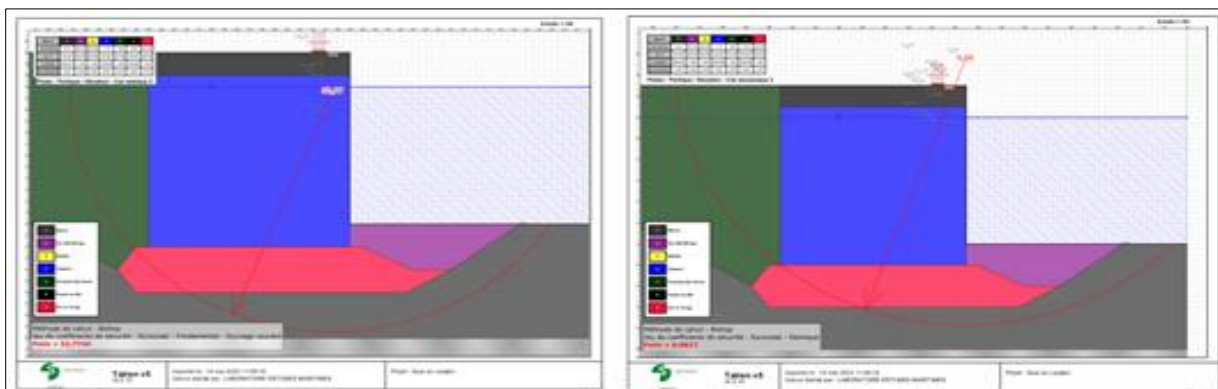


Figure II.18: Vérification vis-à-vis du grand glissement – Portique-

Les facteurs de sécurité montrent que le quai en caisson est stable vis à vis du glissement d'ensemble.

II.4.4 Stabilité à la flottaison

La stabilité du caisson à la flottaison est étudiée afin d'empêcher le caisson en flottaison de se renverser ou de se pencher lors de sa mise en eau. Cette condition est basée sur le principe d'Archimède.

Pour la vérification de la stabilité d'un flotteur nous devons définir les points suivants :

- G : le centre de gravité du caisson
- C : le centre de flottaison
- M : le métacentre
- CG = a (distance entre le centre de poussée et le centre de gravité)
- CM = f (distance entre le centre de poussée et le métacentre)

Avec : $f = \frac{I}{V}$ (II-24)

- I: le moment d'inertie de la surface immergée (m⁴)
- V: le volume de drainage (m³)

Les conditions suivantes doivent être vérifiées pour assurer la stabilité du caisson :

- La valeur de (f – a) doit être positive (le centre de gravité G doit situer au-dessous du métacentre M)
- GM doit être supérieure à 5% du tirant d'eau

❖ **Détermination du tirant d'eau à vide**

Soit X le tirant d'eau du caisson

Equation d'équilibre :

D'après la deuxième loi fondamentale de la statique, nous avons :

$$\sum \text{force}_{\text{extérieure}} = 0 \tag{II-25}$$

Les forces agissant sur le caisson à vide :

La poussée d'Archimède $P_A = V_{\text{immergé}} \gamma_w$ (II-26)

Avec : $V_{\text{immergé}} = V_r + V_c + V_f$

- Le volume du radier $V_r = \pi R^2 e$
- Le volume des clés $V_c = 2S_c \cdot (X - e)$
- Le volume du fût $V_f = \pi \cdot R_{\text{ext}}^2 (X - e)$

Son poids propre P_p à vide

$$P_p = (\pi R^2 e + \pi (R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2) \cdot H + 2S_c \cdot H + V_{\text{mur}}) \gamma \tag{II-27}$$

Avec : H = 14.15 m, $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^2$ et e = 0.8 m

Après résolution de l'équation :

$$\sum \text{force}_{\text{extérieure}} = F + P_p = 0$$

Nous trouvons X = 8.12m

Tableau II-18: Examen de la stabilité à la flottaison

Centre de gravité OG(m)	Tirant d'eau X(m)	Centre de flottaison $OC = \frac{X}{2}$ (m)	a = OG – OC (m)	Moment d'inertie I (m ⁴)	Volume immergé V (m ³)	Métacentre $f = \frac{I}{V}$ (m)	f – a (m)
5	8.12	4.06	0.94	2485.05	1454.4	1.7	0.76

- $f - a = 0.76 > 0$
- $f - a = 0.76 > 5 \% X = 0.3m$

Les deux conditions sont vérifiées ;

On peut conclure, que le caisson est stable lors de sa mise en eau.

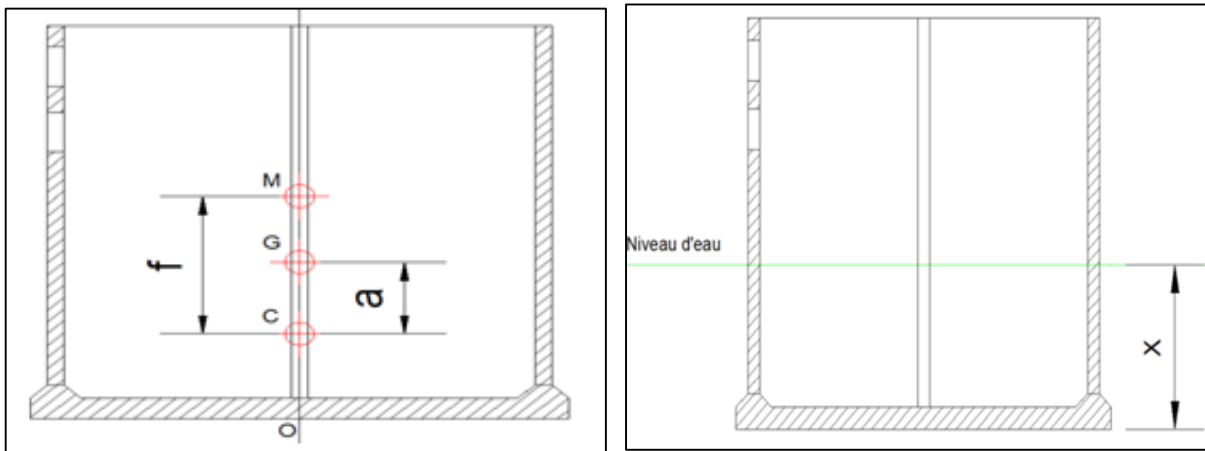


Figure II.19: Schéma représentant les positions OM, OG et OC et le tirant d'eau à vide.

II.5 Conclusion

Après avoir déterminé et évalué les différentes forces exercées sur le quai, en prenant en compte les combinaisons, nous avons pu vérifier à la fois la stabilité externe et la stabilité à la flottaison du caisson.

CHAPITRE III:
ÉTUDE DE LA STABILITÉ
EXTERNE DU QUAI EN
BLOCS

III.1 Introduction

Le présent chapitre est consacré à l'étude de la stabilité externe du quai en blocs.

III.2 Étude de la variante : Quai en blocs

Concevoir un quai en blocs est une méthode très ancienne. Il convient à des hauteurs de soutènement modérées (inférieures à 15 m), à des sols d'assise de bonne qualité (marnes dures, rocher...). Et de préférence à des faibles marnages [9].

La deuxième variante retenue est un quai en blocs en béton préfabriqué d'une hauteur de 13.95 m avec un tirant d'eau de 12 m.

- La structure envisagée est en forme de « I ».
- Les blocs empilés les uns sur les autres sont posés sur une couche d'assise d'épaisseur variable en tout-venant de catégorie (1-15 kg).
- Les évidements des blocs sont remplis de TVC (Tout Venant de Carrière) de catégorie (0-200 kg).

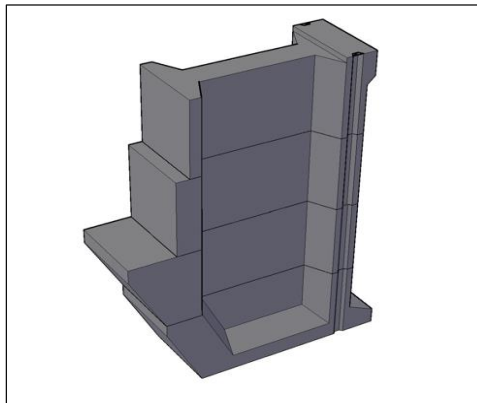


Figure III.1: Vue en 3D des blocs. [15]

❖ **Les dimensions des blocs :** Les dimensions et le volume de chaque bloc sont donnés en Annexe D

❖ **La poutre de couronnement**

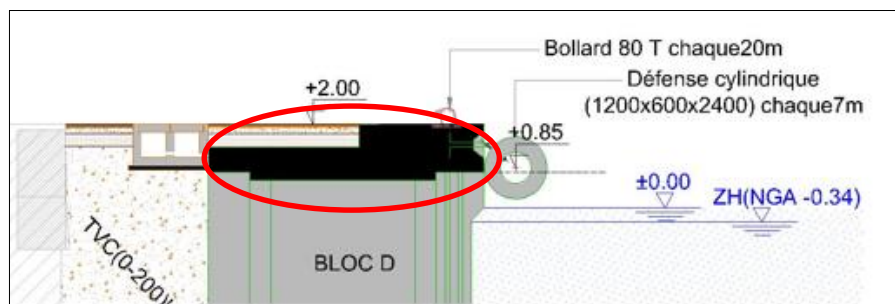


Figure III.2 : Poutre de couronnement du quai en blocs.

Le schéma adopté, ainsi que les couches du sol, sont représentés sur la figure ci-dessous :

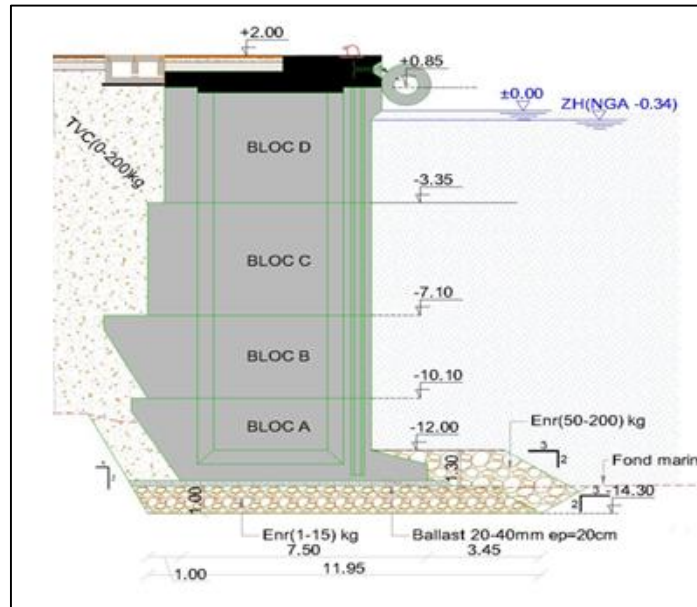


Figure III.3:Schéma du quai en blocs.

III.2.1 Évaluation des efforts

III.2.1.1 Cas statique

❖ Poids des blocs

Tableau III-1 : Poids Propre des blocs.

Blocs	Volume (m ³)	Poids (t/m)	Bras de levier d _V	Bras de levier d _H	M _{Stab} (t.m)
A	46.917	21.9	4.78	1.49	104.7
B	44.210	20.63	5.51	4.55	113.67
C	46.650	21.77	5.1	8.04	111.03
D	45.758	21.35	4.81	12.14	102.7

Le poids propre de l'ouvrage doit être réduit de la poussée d'Archimède

Avec :

- $Poids = \frac{Volume}{B} (\gamma_b - \gamma_{eau})$; B = 3m la largeur nominale du blocs
- Le Bras de levier horizontal et vertical sont déterminés numériquement
- $M_{stab} = poids \times d_v$; Moment stabilisant

❖ **Poids du remblai à l'intérieur des blocs**

Le remblai interne doit être lui aussi constitué des matériaux de bonne qualité, en général des matériaux granulaires, dont les propriétés mécaniques sont mesurées à partir de l'essai de cisaillement direct.

Tableau III-2: Volume et poids du remblai des blocs

Blocs	Volume des vides (m ³)	Poids du remblai (t/m)
A	18.69	6.54
B	23.7	8.29
C	29.625	10.37
D	6.715	3.80
	26.465	9.26
	$\sum V_{\text{vide}} = 105.2$	$\sum \text{Poids} = 38.26$

Avec : les vues en plan des blocs sont données en Annexe D :

- $V_{\text{vide.A}} = 2 \left[\frac{a+b}{2} h \right] B = 2 \left[\frac{3.45+4.45}{2} \times 1 \right] 2.4 = 18.69 \text{ m}^3$
- $V_{\text{vide.B}} = 2 \left[\frac{a+b}{2} h \right] B = 2 \left[\frac{3.45+4.45}{2} \times 1 \right] 3 = 23.7 \text{ m}^3$
- $V_{\text{vide.C}} = 2 \left[\frac{a+b}{2} h \right] B = 2 \left[\frac{3.45+4.45}{2} \times 1 \right] 3.75 = 26.625 \text{ m}^3$
- $V_{\text{vide.D.Nim}} = 2 \left[\frac{a+b}{2} h \right] B = 2 \left[\frac{3.45+4.45}{2} \times 1 \right] 0.85 = 6.715 \text{ m}^3$
- $V_{\text{vide.D.Im}} = 2 \left[\frac{a+b}{2} h \right] B = 2 \left[\frac{3.34+4.45}{2} \times 1 \right] (4.2 - 0.85) = 26.465 \text{ m}^3$

Avec :

- $\text{Poids} = \frac{V_{\text{vide}} \times \gamma}{B}$; B = 3m la largeur nominale du blocs

$$\text{Et } \begin{cases} \gamma_s = 1.7 \text{ t/m}^3 \\ \gamma'_s = 1.05 \text{ t/m}^3 \end{cases}$$

Le point d'application du remblai est : $\begin{cases} d_v = 4.775 \text{ m} \\ d_h = 7.35 \text{ m} \end{cases}$

❖ **Poids de remblai au-dessus des blocs B et C (en arrière)**

$$P_{\text{remblai}} = 1.1 \times [(1.35 \times 7.1) + (3.35 \times 0.5)] + 1.8 \times (1.3 + 0.5) \times (0.85 + 0.6) = 17.21 \text{ t/m}$$

❖ **Poids de la poutre de couronnement**

La figure ci- dessous représente les dimensions de la poutre de couronnement

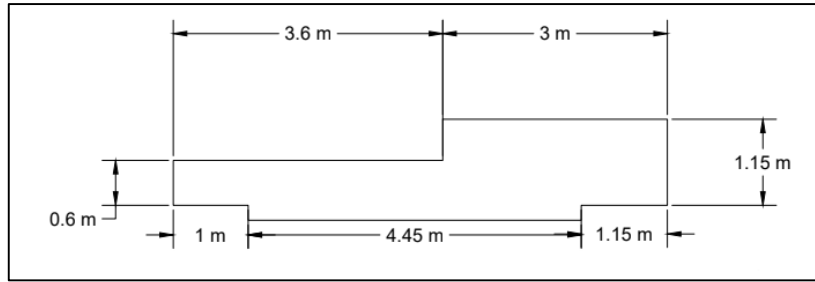


Figure III.4: Dimensions de la poutre de couronnement.

$$P_{\text{poutre}} = 2.5 \times [(0.6 \times 3.6) + (0.2 \times 4.45) + (1.15 \times 3)] = 16.25 \text{ t/m}$$

Tableau III-3: Récapitulatif des poids des éléments du quai en blocs

Elément	Poids(t/m)	dv(m)	dH (m)	M _{stab} (t.m)	M _{renver} (t.m)
A	21.9	4.78	1.49	104.7	32.6
B	20.63	5.51	4.55	113.67	93.86
C	21.77	5.1	8.04	111.03	175
D	21.35	4.81	12.14	102.7	259.2
Remblais à l'intérieur des blocs(Vides)	38.26	4.775	7.35	182.7	281.2
Remblais au-dessus des blocs B et C	17.21	9.02	10.8	155.23	185.87
Poutre de couronnement	16.25	4.27	14.68	69.38	238.55
Σ	157.4	5.33	8.04	839.41	1266.28

Avec :

- $M_{\text{renver}} = \text{Poids} \times d_H$
- $d_{V,\text{Tot}} = \frac{\Sigma M_{\text{stab}}}{\Sigma \text{Poids}} = 5.33 \text{ m}$ et $d_{H,\text{Tot}} = \frac{\Sigma M_{\text{renver}}}{\Sigma \text{Poids}} = 8.04 \text{ m}$

❖ La Poussée hydrostatique

$$\text{Sachant que : } \begin{cases} e = 50 \text{ cm ; marnage} \\ H_{\text{eau}} = 13.1 \text{ m} \\ \gamma_w = 1.025 \text{ t/m}^3 \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} e^2 \gamma_w = \frac{1}{2} \times 0.5^2 \times 1.025 = 0.128 \text{ t/m}$$

$$\text{Appliquée à : } H_{\text{eau}} + \frac{1}{3} \times e = 13.1 + \frac{1}{3} \times 0.5 = 13.27 \text{ m}$$

$$P_2 = e \gamma_w H_{\text{eau}} = 0.5 \times 1.025 \times 13.1 = 6.71 \text{ t/m}$$

Appliquée à : $\frac{1}{2} H_{\text{eau}} = \frac{1}{2} \times 13.1 = 6.55 \text{ m}$

Le diagramme des poussées est donné sur la *Figure III.5*.

❖ les poussées des terres

Les efforts de la poussée du remblai arrière du quai en blocs seront calculés sur un parement fictif (voir *Figure III.6*). Les coefficients de la poussée sont déterminés par la méthode de Coulomb.

Nous constatons qu'il y a 4 niveaux à traiter :

Tableau III-4: Les valeurs de K_a -Cas statique-

Niveau	Caractéristiques du sol	K_a
A de 0.5m à 0.85m	$\gamma = 1.8 \text{ T/m}^3$ $\delta = \varphi = 37^\circ$	0.233
B de 0.5m à -7.1m	$\gamma = 1.1 \text{ T/m}^3$ $\delta = \varphi = 37^\circ$	0.233
C de -7.1m à -10.1m	$\gamma = 1.1 \text{ T/m}^3$ $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 24.67^\circ$	0.225
D de -10.1m à -13.1m	$\gamma = 1.1 \text{ T/m}^3$ $\delta = \varphi = 37^\circ$	0.233

Estimation des contraintes : en utilisant l'équation II-13 nous trouvons :

$$\text{Niveau A : } \begin{cases} \sigma_h(+0.85) = 0 \\ \sigma_h(+0.5) = (0.85 - 0.5) \times 0.233 \times 1.8 = 0.15 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Niveau B : } \sigma_h(-7.1) = 0.15 + (0.5 + 7.1) \times 0.233 \times 1.1 = 2.1 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Niveau C : } \sigma_h(-10.1) = 2.1 + (-7.1 + 10.1) \times 0.225 \times 1.1 = 2.84 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Niveau D : } \sigma_h(-13.1) = 2.84 + (-10.1 + 13.1) \times 0.233 \times 1.1 = 3.6 \text{ t/m}^2$$

Le tableau ci-dessous résume les pressions des terres sur le mur du quai :

Tableau III-5: Récapitulatif des forces dues aux poussées des terres.

	Intensité (t/m)	$P_H = P \cos\delta$	d_H (m)	$P_V = P \sin\delta$	d_V (m)
P₁	0.03	0.02	13.72	0.02	9
P₂	1.14	0.91	9.8	0.69	9
P₃	7.41	5.92	8.53	4.46	9
P₄	6.3	5.73	4.5	2.63	9
P₅	1.11	1	4	0.46	9
P₆	8.52	6.8	1.5	5.13	9
P₇	1.14	0.91	1	0.67	9

- La résultante des composantes horizontales des poussées des terres :

$$F_H = 21.29 \text{ t/m}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $y = 4.72 \text{ m}$

- La résultante des composantes verticales des poussées des terres :

$$F_V = 14.06 \text{ t/m}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $x = 9 \text{ m}$

❖ Action des surcharges :

Les contraintes dues aux surcharges sont calculées par l'équation II-14 :

$$\text{De } (0.85\text{m}) \text{ à } (-7.1\text{m}) : \sigma = 5 \times 0.233 = 1.17 \text{ t/m}^2$$

$$\text{De } (-7.1\text{m}) \text{ à } (-10.1\text{m}) : \sigma = 5 \times 0.225 = 1.13 \text{ t/m}^2$$

$$\text{De } (-10.1 \text{ m}) \text{ à } (-13.1 \text{ m}) : \sigma = 5 \times 0.233 = 1.17 \text{ t/m}^2$$

Le tableau ci-dessous résume les valeurs des forces des poussées :

Tableau III-6: Récapitulation des résultantes des poussées des surcharges

	Intensité(t/m)	$P_H = P \cos\delta$	d_H (m)	$P_V = P \sin\delta$	d_V (m)
P₁	9.3	7.43	8.65	5.6	9
P₂	3.39	3.08	4.5	1.41	9
P₃	3.51	2.8	1.5	2.11	9

- La résultante des composantes horizontales des poussées des surcharges :

$$F_H = 13.31 \text{ t/m}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $y = 6.19 \text{ m}$

- La résultante des composantes verticales des poussées des surcharges :

$$F_V = 9.12 \text{ t/m}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $x = 9 \text{ m}$

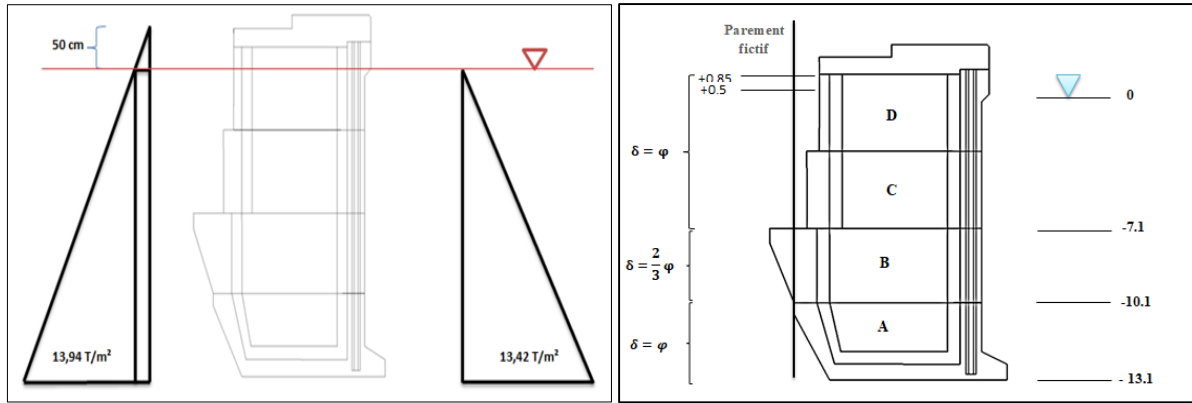


Figure III.5: Diagramme de la poussée hydrostatique. Figure III.6: Position du mur fictif.

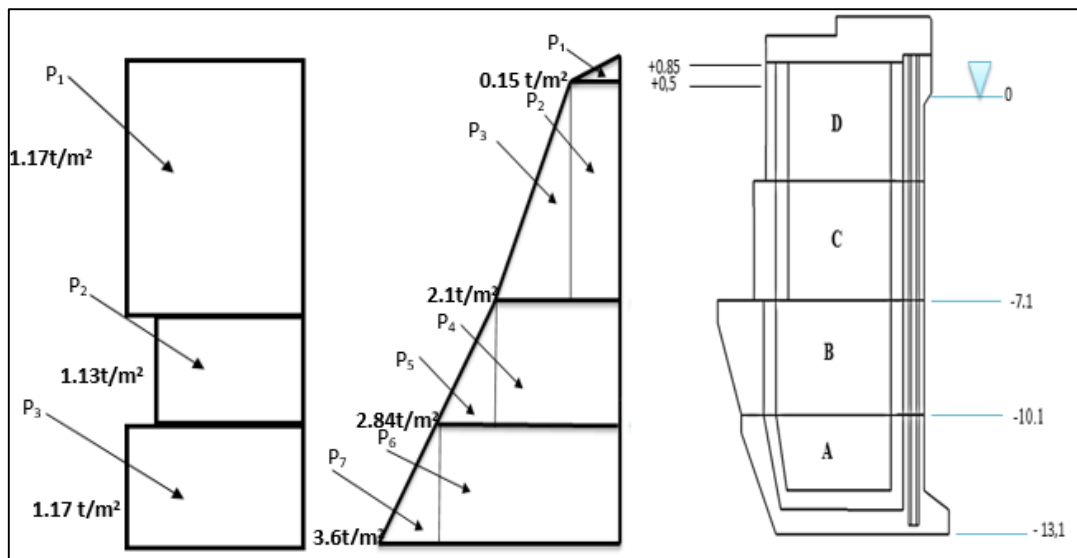


Figure III.7: Diagramme des poussées des terres et des surcharges-cas statique.

❖ **Le portique :**

Côté Mer :

La largeur du bloc est de 3 m donc le nombre de roue sur le bloc sera 4 roues :

$$D'où P = \frac{4 \times 65}{3} = \frac{260}{3} = 86.67 \text{ t/m}$$

Le bras de levier est : 3.9 m.

Côté Terre :

En appliquant la méthode de Krey nous avons :

Les dimensions de rectangle d'impact : b = 1 m. d = 6.9 m

La distance de bord la plus proche du parement :

$$a = 30.48 - 5.1 = 25.38$$

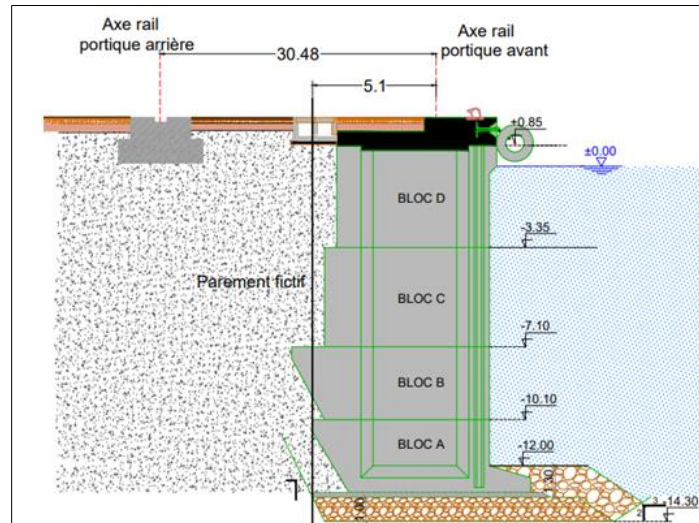


Figure III.8: les distances entre les rails du portique.

Soit :

$$c = a + b = 26.38 \text{ m}$$

$$\begin{cases} z_1 = a \cdot \text{tg}\varphi = 19.13 \text{ m} \\ z_2 = c \cdot \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 53 \text{ m} \end{cases}$$

- Calcul du point d'application de la résultante :

On a : $z_1 = 19.13\text{m} > H = 13.95 \text{ m}$

La résultante des poussées due au portique s'applique au-dessous de la base du quai,

Donc elle n'exerce aucun effet sur le caisson.

III.2.1.2 Cas dynamique

Les détails du calcul des efforts sont donnés en annexe E.

III.2.2 Vérification de la stabilité externe

Etat limite ultime

❖ Combinaison fondamentale

Les résultats de la combinaison d'action figurent dans le tableau ci-dessous :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.18G_w + 1.5Q$$

Tableau III-7: Résultats de la combinaison fondamentale.

Force	F _H (t/m)	F _V (t/m)	M _{renv} (t.m)	M _{stab} (t.m)
Poids Propre G _{min}	-	157.4	-	838.94
Poussées des terres G _{max}	21.29	14.06	100.49	126.54
Poussée hydrostatique G _w	0.128	-	1.7	-
	6.71	-	43.95	-
$\sum G$	28.128	171.46	146.14	965.48
Surcharge q₁	13.31	9.12	82.39	82.08
Portique q₂	-	86.67	-	338
Amarrage q₃	4	-	62.4	-
Q₁ = q₁ + q₃	17.31	9.12	144.79	82.08
Q₂ = q₂ + q₃	4	86.67	62.4	338
ELUF1	62.77	190.06	406.71	1132.89
ELUF2	42.81	306.38	283.13	1516.77

❖ **Combinaison accidentelle** : G_{max} + G_{min} + Q + F_A + F_w

Cas ascendant

Tableau III-8: Résultats de la combinaison accidentelle – Ascendant-

Force	F _H (t/ml)	F _V (t/ml)	M _{renv} (t.m/ml)	M _{stab} (t.m/ml)
Séisme F_A -Ascendant-	47.22	-14.2	379.65	-75.26
Poids Propre G _{min}	-	157.4	-	838.94
Poussées des terres G _{max}	44.92	29.88	214.27	268.92
Poussée hydrodynamique F _w	30.78	-	161.3	-
$\sum G$	75.7	187.28	375.57	1107.86
Surcharge Q₁	27.95	19.26	173.57	173.34
Portique Q₂	-	77.65	-	302.83
ELUA1	150.87	192.34	928.79	1205.94
ELUA2	122.92	250.73	755.22	1335.43

Descendant :

Tableau III-9: Résultat de la combinaison accidentelle - Descendant

Force	$F_H(t/ml)$	$F_V(t/ml)$	$M_{renv}(t.m/ml)$	$M_{stab}(t.m/ml)$
Séisme F_A -Descendant-	47.22	14.2	379.65	75.26
Poids Propre G_{min}	-	157.4	-	838.94
Poussées des terres G_{max}	54.18	35.79	256.81	322.11
Poussée hydrodynamique F_w	30.78	-	161.3	-
$\sum G$	84.96	193.19	418.11	1161.05
Surcharge Q_1	33.52	23.11	208.49	207.99
Portique Q_2	-	94.47	-	368.43
ELUD1	165.7	230.5	1006.25	1444.3
ELUD2	132.18	301.86	797.76	1604.74

❖ **Etat limite de service :** $G_{max} + G_{min} + G_w + Q$

Tableau III-10: Combinaison des charges - ELS

Combinaison	$\sum F_H (t)$	$\sum F_V (t)$	$\sum M_{renversant} (t.m)$	$\sum M_{stabilisant} (t.m)$
ELS1	45.44	180.58	290.93	1047.56
ELS2	32.128	258.13	208.54	1303.48

III.2.2.1 Vérification de la stabilité au glissement et au renversement

Les coefficients de sécurité vis-à-vis du glissement et du renversement sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-11: Vérification vis à vis du glissement et du renversement

Combinaison	Glissement	Renversement
	$\frac{CA + \sum F_V \operatorname{tg} \varphi}{\sum F_H}$	$\frac{\sum M_{\text{stabilisant}}}{\sum M_{\text{renversant}}}$
ELUF1	3.29	2.79
ELUF2	6.44	5.36
ELUA1	1.26	1.3
ELUA2	1.9	1.77
ELUD1	1.32	1.44
ELUD2	2.06	2.01
ELS1	3.99	3.6
ELS2	7.46	6.25

Donc la stabilité du quai en blocs au glissement plan et au renversement est vérifiée pour toutes les combinaisons.

III.2.2.2 Vérification de la stabilité au poinçonnement

❖ Stabilité sur l'assise d'enrochement

La hauteur d'encastrement est donnée par : $D = 1.1 \text{ m}$

Les coefficients de forme : Pour une fondation filante :

- $s_y = 1$, $s_q = 1$, $s_c = 1$

Tableau III-12: Valeurs de la contrainte de référence et de la contrainte admissible du sol d'assise

Combinaison	e(m)	B - 2e (m)	q _{ref} (t/m ²)	δ(°)	i _q = i _c	i _y	q _u (t/m ²)	q _{adm} (t/m ²)
ELUF1	0.68	7.64	24.87	18.28	0.64	0.26	343.68	171.84
ELUA1	3.06	2.88	66.74	38.11	0.33	0.001	109.02	54.51
ELUA2	2.19	4.63	54.17	26.12	0.50	0.087	178.40	89.20
ELUD1	2.60	3.80	60.64	35.71	0.36	0.001	119.40	59.70
ELUD2	1.83	5.35	56.46	23.65	0.54	0.13	201.22	100.61
ELS1	0.31	8.38	21.55	14.12	0.71	0.38	339.18	113.06
ELS2	0.26	8.48	30.43	7.09	0.85	0.65	461.91	153.97

La condition $q_{\text{ref}} < q_{\text{adm}}$ n'est pas vérifiée pour les deux combinaisons ELUA1 et ELUD1.

Cela appelle à trouver des solutions pour assurer la stabilité du quai.

❖ Stabilité sur le terrain naturel

-Calcul de la contrainte de référence transmise par la structure au terrain naturel :

- La hauteur d'encrochement : $h=1.2$ m

D'après le DTU13.12 la contrainte de référence sur le terrain naturel est donnée par :

$$q_{\text{réf}} = q_{\text{réf d'assise}} \frac{B - 2e}{B'} + \gamma' h$$

Avec $B' = (B - 2e) + h$

- le poids d'assise d'encrochement est donné par : $W = B' \cdot h \cdot \gamma'_{\text{assise}}$

Tableau III-13: Contrainte de référence transmise par la structure au terrain naturel.

Combinaison	B'(m)	q_{ref} (t/m ²)
ELUF1	8.84	22.76
ELUF2	9.25	34.37
ELUA1	4.08	48.38
ELUA2	5.83	44.28
ELUD1	5.00	47.35
ELUD2	6.55	47.37
ELS1	9.58	20.11
ELS2	9.68	27.92

-Calcul de la capacité portante du terrain naturel :

$$c=305.91 \text{ t/m}^3, \gamma_h = 2.24 \text{ t/m}^3, \gamma' = 1.215 \text{ t/m}^3, \varphi = 30^\circ$$

- l'angle d'inclinaison : $\delta = \arctan\left(\frac{F_H}{F_V+W}\right)$

Tableau III-14: Contraintes admissibles du terrain naturel.

Combinaison	W(t)	$\delta(^{\circ})$	$i_q = i_c$	i_γ	q_u (t/m ²)	q_{adm} (t/m ²)
ELUF1	11.14	17.32	0.65	0.18	6044.64	3022.32
ELUF2	11.65	7.66	0.84	0.55	7796.66	3898.33
ELUA1	5.14	37.38	0.34	0.06	3162.22	1581.11
ELUA2	7.34	25.46	0.51	0.02	4752.75	2376.38
ELUD1	6.3	34.98	0.37	0.028	3455.18	1727.59
ELUD2	8.25	23.09	0.55	0.053	5112.73	2556.36
ELS1	12.07	13.27	0.73	0.31	6753.28	3376.64
ELS2	12.2.	6.78	0.86	0.6	7972.73	3986.36

Nous avons $q_{ref} < q_{adm}$ pour toutes les combinaisons, donc le quai en blocs est stable vis-à-vis du poinçonnement sur le terrain naturel.

III.2.2.3 Vérification de la stabilité au grand glissement

Les cas traités pour la stabilité vis-à-vis du glissement global seront le cas statique et sismique du sol. Les résultats de calcul sont donnés dans les figures ci-dessous :

Phase 1 : surcharges

(a) cas statique

(b) cas dynamique

Coefficient de sécurité minimal : 4,57 > 1.5

Coefficient de sécurité minimal : 1.23 > 1.1

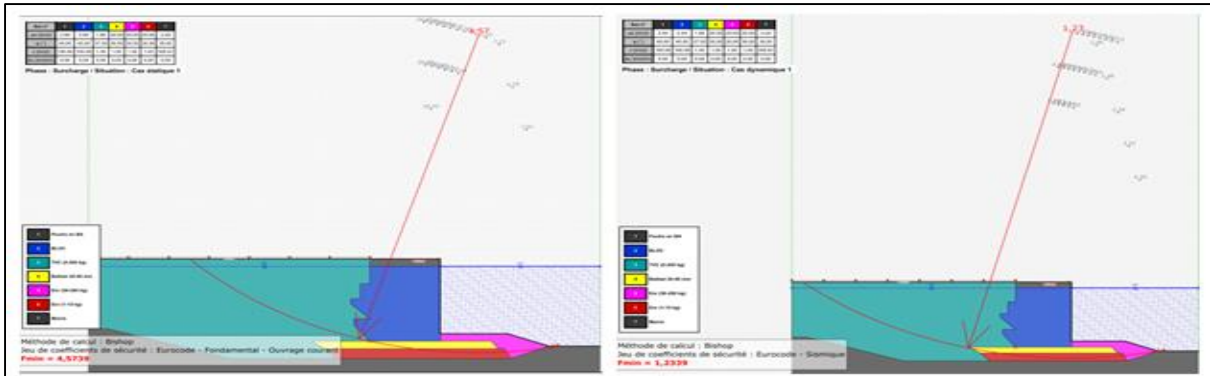


Figure III.9: Vérification vis à vis du grand glissement – surcharge –

Phase 2 : portique

(a) cas statique

(b) cas dynamique

Coefficient de sécurité minimal : 3.77 > 1.5

Coefficient de sécurité minimal : 1.24 > 1.1

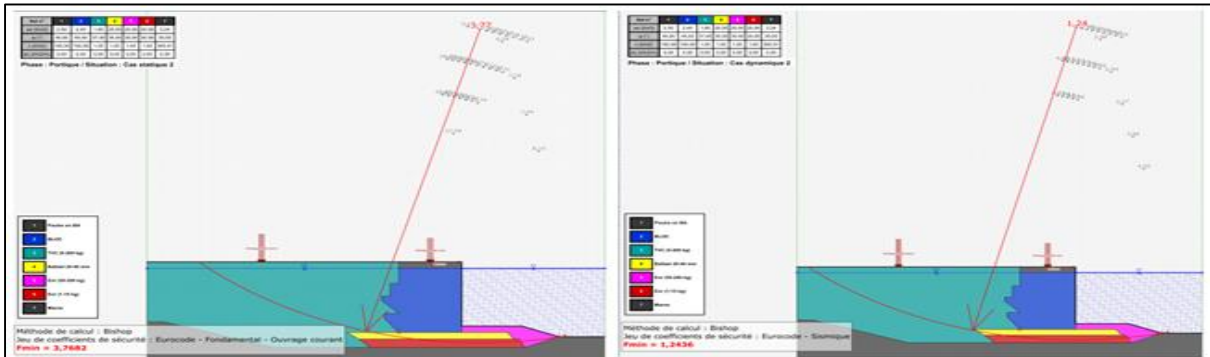


Figure III.10: Vérification vis à vis au grand glissement – portique –

D’après les synthèses graphiques précédentes, les facteurs de sécurité montrent que le quai en blocs est stable vis à vis du glissement d’ensemble.

III.3 Conclusion

Après avoir déterminé et évalué les différentes forces exercées sur le quai en blocs, en prenant en compte les combinaisons défavorables, on constate que la stabilité du quai en blocs est vérifiée en terme du glissement, renversement et grand glissement et elle n’est pas vérifiée pour le poinçonnement, ce qui nous amène à trouver des solutions pour y remédier à ce type de problème.

CHAPITRE IV:
CALCUL DU
FERRAILLAGE DU
CAISSON

IV.1 Introduction

Ce chapitre traite l'étude de la stabilité interne du caisson, qui consiste à déterminer les efforts réduits et leurs affecter des sections d'armatures adéquates et cela en se basant sur le règlement BAEL 91.

La modélisation du caisson est faite à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analysis.

IV.2 La charge du remblai sur les parois de la cellule du caisson

IV.2.1 Rappel théorique sur la méthode des silos

Cette méthode vise à déterminer les pressions exercées par le remblai ensilé sur les parois du caisson.

L'action exercée par la matière ensilée sur les parois verticales

La matière ensilée est considérée comme un milieu continu caractérisé par ces paramètres :

- Le poids volumique γ
 - L'angle de frottement interne φ
 - L'angle de frottement sur les parois δ dépend de la rugosité des parois $\delta = \frac{2}{3} \varphi$
- γ , φ et δ sont considérés constants

Cette dernière exerce sur les parois du caisson en un point donné de celle-ci une contrainte q d'obliquité δ sur l'horizontal, de composantes [18] :

- Horizontale : n (normal à la paroi)
- Verticale : t (composante tangentielle)

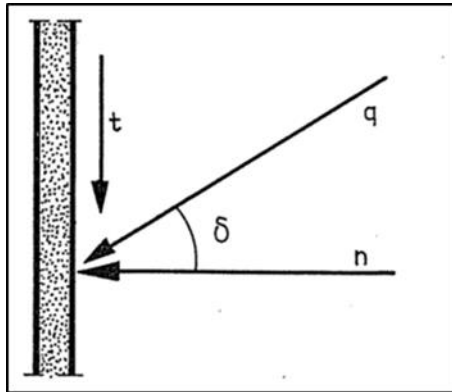


Figure IV.1 : Action de la matière ensilée sur la paroi du silo. [18]

Ces contraintes sont données par ces expressions :

$$n(z) = \gamma \lambda z_0 \left(1 - e^{\left(\frac{h'-z}{z_0} \right)} \right) \quad (IV-1)$$

$$t(z) = n(z) \tan \delta \quad (IV-2)$$

Avec :

λ : le rapport entre la contrainte normale n et les pressions verticales moyennes $w(z)$ exercée par la matière ensilée sur un plan horizontal situé à la profondeur z

$$z_0 : \text{La hauteur de référence définie par : } z_0 = \frac{r_h}{\lambda \tan \delta} \quad (IV-3)$$

$$h'' : \text{est une hauteur donnée par : } h'' = \frac{1}{2} r_h \tan \delta \quad (IV-4)$$

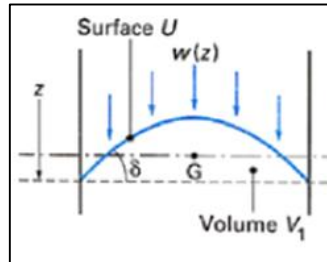


Figure IV.2 : Pression verticale sur le plan de coté z [19]

En pratique, deux états de la matière sont à considérer, et les calculs doivent être successivement conduits pour chacun d'eux. Chacun de ces états est caractérisé par une valeur de λ .

Le premier état : Il se produit en général après un remplissage et lorsque la matière ensilée demeure au repos [18] :

$$\lambda = \frac{1-m \sin \varphi}{1+m \sin \varphi} \cos^2 \delta \quad (IV-5)$$

$$m = \sqrt{1 - \rho^2} , \rho = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi}$$

Le deuxième état : Il se produit à un moment quelconque de l'histoire de stock [18] :

$$\lambda = \cos^2 \delta \quad (IV-6)$$

- La pression nominale moyenne sur le plan de base [19] ($z = h$) est :

$$v(H) = \frac{n(H)}{\lambda} + \gamma h'' \quad (IV-7)$$

- La résultante nominale T des forces de frottement t ($t = n \times \tan \delta$) agissant sur une bande de Largeur unité entre la rive de remplissage et le plan de base est donnée, quelle que soit la forme du Silo [19], par :

$$T = r_h [\gamma H - v(H)] \quad (IV-8)$$

IV.2.2 Vérification des conditions d'application de la méthode des silos [19]

❖ **Le rayon hydraulique** : est le rapport de l'aire de base (S) du caisson à son périmètre (L)

$$r_h = \frac{S}{L} = \frac{\pi 7^2}{2\pi \times 7} = 3.5 \text{ m}$$

$$r_h = 3.5 < 7.5 \text{ m}$$

❖ **L'élanement** :

$$\frac{H}{r_h} = \frac{14.15}{3.5} = 4.04 > 3.5$$

H : la profondeur à laquelle se trouve l'orifice de vidange

❖ $h - h' \geq 0.6H$

Avec : h' la profondeur de la rive de remplissage par rapport au plan moyen de remplissage

h : la profondeur de la base de la cellule

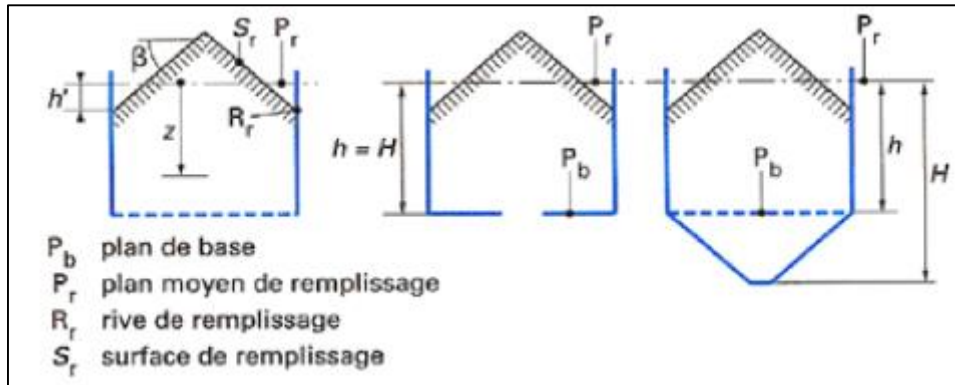


Figure IV.3 : Géométrie d'un silo [19]

$$h' = \frac{2}{3} r_h \times \tan \beta = 0$$

(Dans notre cas $\beta = 0$ car la surface de remplissage est plane)

$$\frac{H - h'}{H} = 1 \geq 0.6$$

Un ouvrage est de type silo, si son élancement, son rayon hydraulique et sa hauteur de la partie cylindrique vérifient les valeurs limites indiquées ci-dessus.

Le caisson peut donc être assimilé à un ouvrage type SILO.

Calcul

Les caractéristiques du remblai de remplissage :

$$\gamma = 1.7t/m^3, \varphi = 32^\circ$$

Les tableaux ci-dessous résument le calcul des contraintes normales et tangentielles sur les parois du caisson. Le calcul a été fait à l'aide du programme Microsoft Excel sur la base des formules ci-dessus.

Tableau IV-1: Les paramètres de calcul de la pression normale et tangentielle

$r_h(m)$	δ	$h''(m)$	ρ	m
3.5	21.33°	0.68	0.63	0.78

État 1: $\lambda_1=0.36$, $z_0 = 24.9$ m, $v(H) = 18.82$ t/m²

Tableau IV-2: Les pressions normales et tangentielles du sable à l'état 1 en fonction de la hauteur sur les parois du caisson

Niveau	La profondeur Z(m)	n (t/m ²)	t(t/m ²)
+1.3	0	0	0
+0.5	0.8	0.071	0.02
0	1.3	0.37	0.14
-0.85	2.15	0.87	0.34
-3.85	5.15	2.50	0.97
-6.85	8.15	3.94	1.54
-9.85	11.15	5.22	2.04
-12.85	14.15	6.36	2.48

État 2: $\lambda_2=0.87$, $z_0 = 10.3$ m, $v(H) = 13.9$ t/m²

Tableau IV-3: Les pressions normales et tangentielles du sable à l'état 2 en fonction de la hauteur sur les parois du caisson

Niveau	La profondeur Z(m)	n (t/m ²)	t(t/m ²)
+1.3	0	0	0
+0.5	0.8	0.17	0.06
0	1.3	0.88	0.34
-0.85	2.15	2.01	0.78
-3.85	5.15	5.34	2.08
-6.85	8.15	7.84	3.06
-9.85	11.15	9.70	3.79
-12.85	14.15	11.09	4.33

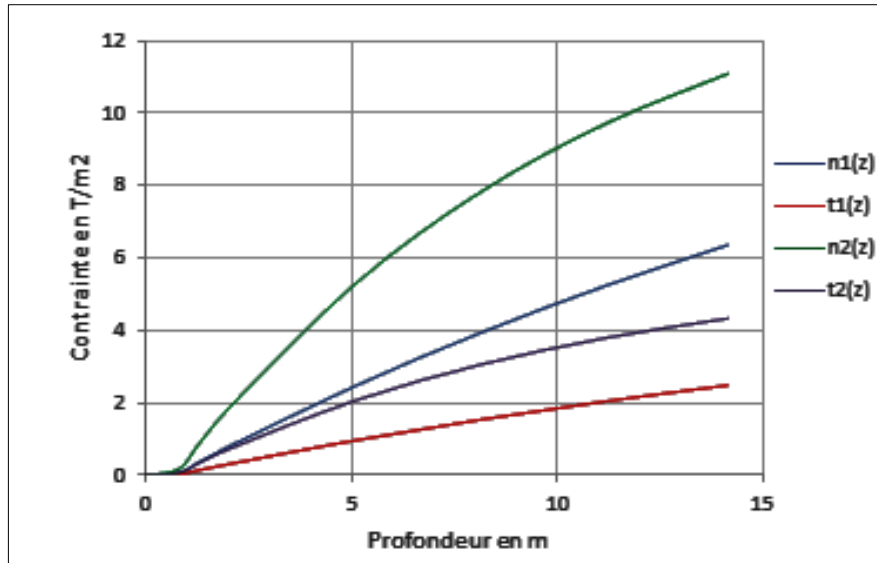


Figure IV.4 : Pression normale et tangentielle sur les parois du caisson à l'état 1 et à l'état 2.

D'après les graphes, l'état 2 a donné des pressions supérieures à celles de l'état 1. Donc nous retiendrons les actions du remblai sur les parois du caisson à l'état 2.

IV.3 Modélisation du caisson

La modélisation du caisson est faite par le logiciel « ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. ». La structure est subdivisée en deux parties égales (côté mer et côté terre) afin d'appliquer dans chaque partie les charges qui lui correspondent.

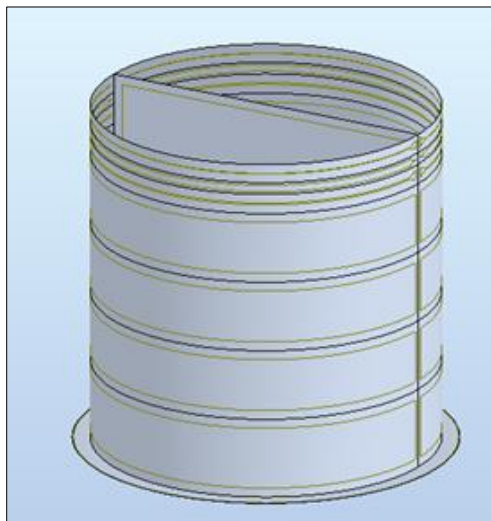


Figure IV.5 : Modélisation du caisson

IV.4 Conditions d'appuis

Le radier est appuyé sur un sol élastique, le sol est pris en compte dans la modélisation en introduisant le module de réaction verticale $K = 12000 \text{ t/m}$ (valeur donnée par le rapport géotechnique).

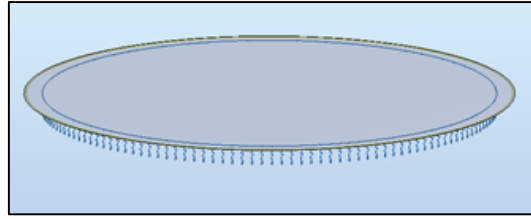


Figure IV.6 : Condition d'appuis

IV.5 Les combinaisons de charges à prendre pour le calcul des sollicitations

ELS : G + Q [12]

ELU :

Combinaison fondamentale : 1.35G + 1.5Q [12]

Combinaison accidentelle : G + Q + E

IV.6 Les hypothèses de calcul

- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
 - $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$
 - Acier : FeE500
 - Fissuration très préjudiciable
 - Enrobage $c = 7 \text{ cm}$
 - Contrainte limite de béton : $\sigma_{b \text{ lim}} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$
 - Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{st \text{ lim}} = \min(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}})$
 - η : coefficient de fissuration $\rightarrow \eta = 1$ pour les rond lisse (RL)
 - $\eta = 1.6$ pour les hautes adhérences (HA)
 - f_{t28} : La contrainte du béton à la traction à 28 jours
- $\sigma_{st \text{ lim}} = 187 \text{ Mpa}$

IV.7 Ferrailage du radier

Le calcul du radier se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de longueur et 0.8 m d'épaisseur.

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations de calcul pour le radier :

Tableau IV-4: Sollicitations de calcul du radier

Combinaison	ELU	ELS	ACC
Moment (kN.m/ml)			
M_{xx}	267.72	194.96	1019.4
M_{yy}	178.66	129.79	870.37

Les sections d'armatures obtenues à l'aide du logiciel EXPERT BA :

Suivant x :

$$A_s = 29 \text{ cm}^2$$

Suivant y :

$$A_s = 24.7 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité

Suivant x : $A_{smin} = \frac{0.23bdftj}{f_e} = 8.8cm^2 < A_s = 29cm^2$

Suivant y : $A_{smin} = 8.8 < A_s = 24.7 cm^2$

-Choix des barres d'armatures :

Suivant x

6 HA25 /ml

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{6} = 17 cm$

Suivant y

6 HA25 /ml

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{6} = 17 cm$

-Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

Suivant xx

- $\sigma_b = 1.7 Mpa < \sigma_{b lim} = 21 Mpa$ vérifiée
- $\sigma_s = 19.3 Mpa < \sigma_{s lim} = 187 Mpa$ vérifiée

Suivant yy

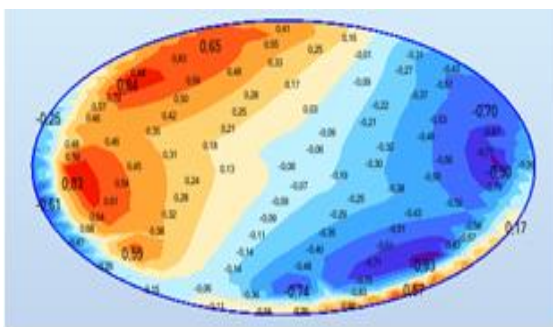
- $\sigma_b = 1.2 Mpa < \sigma_{b lim} = 21 Mpa$ vérifiée
- $\sigma_s = 13.2 Mpa < \sigma_{s lim} = 187 Mpa$ vérifiée

-Vérification du cisaillement

Pour vérifier si le béton seul peut reprendre les efforts de cisaillement, on doit déterminer la

valeur de τ_u puis, on va la comparer à $\frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$ [12]

Suivant yy



Suivant xx

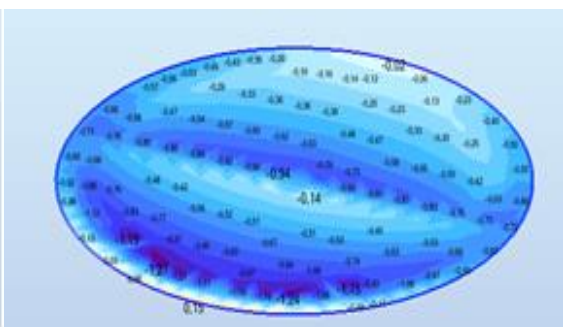


Figure IV.7 : Résultats des contraintes tangentielles

On prend la valeur maximale des contraintes, avec $f_{cj} = 35$ (MPa) et $\gamma_b = 1.5$

Tableau IV-5: Vérification au cisaillement du radier.

Contrainte de cisaillement	τ_u (MPa)	$\frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)
τ	1.29	1.63

D'après les résultats de tableau, le béton seul peut prendre les efforts tranchants.

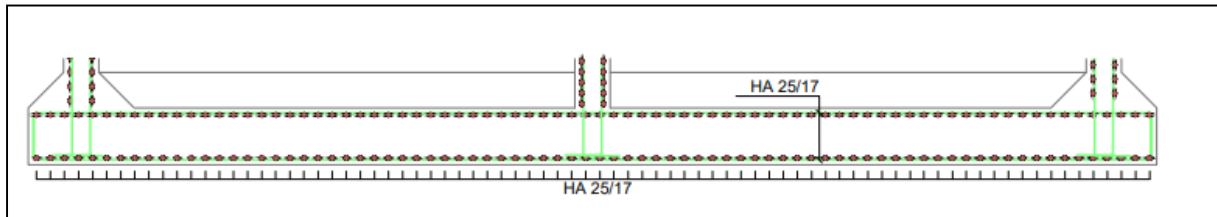


Figure IV.8 : Croquis du ferrailage du radier

IV.8 Ferrailage des parois

La détermination du ferrailage des parois du caisson se fera pour une section de (1×0.5) m, soumise à la flexion composée. Le ferrailage se fera en tranche afin d'économiser la section du ferrailage. Les sollicitations les plus défavorables pour chaque tranche, obtenues sont résumées dans les tableaux en annexe G.

Le calcul du ferrailage se fait à l'aide du logiciel EXPERT BA et les résultats sont résumés dans les tableaux suivants pour chaque direction :

Suivant x : (les armatures verticales)

Tableau IV-6: Sections d'armatures suivant x

	La section d'acier (cm ²) $A_s = A_{sc}$	Choix des barres d'armatures	L'espacement (cm)
De -12.85 à -6.85	17.4	6HA20	100/6=17
De -6.85 à -0.85	6	4HA16	100/4=25
De -0.85 à +1.3	6	4HA16	100/4=25

Suivant y : (les armatures horizontales)

Tableau IV-7: Sections d'armatures suivant y

	La section d'acier (cm ²) $A_s = A_{sc}$	Choix des barres d'armatures	L'espacement (cm)
De -12.85 à -6.85	15.6	5HA20	100/5=20
De -6.85 à -0.85	7.9	4HA16	100/4=25
De -0.85 à +1.3	11.4	4HA20	100/4=25

❖ Vérification à l'ELS :

Suivant xx

Tableau IV-8: Les contraintes de béton et d'acier suivant x

	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
De -12.85 à -6.85	10.8	102.9
De -6.85 à -0.85	1.1	14
De -0.85 à +1.3	0.3	3.8

Suivant yy

Tableau IV-9: Les contraintes de béton et d'acier suivant y

	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
De -12.85 à -6.85	5.9	74.8
De -6.85 à -0.85	4.4	58.9
De -0.85 à +1.3	1.3	16.4

D'après les résultats portés sur les tableaux, les conditions des contraintes dans le béton et

dans l'acier sont vérifiées $\begin{cases} \sigma_b < \sigma_{b \text{ lim}} = 21 \text{ Mpa} \\ \sigma_s < \sigma_{s \text{ lim}} = 187 \text{ Mpa} \end{cases}$ pour les deux directions.

❖ Vérification de la condition de non fragilité

Nous avons : $A_{smin} = \frac{0.23 b d f_{tj}}{f_e} = 5.58 \text{ cm}^2$

$$A_{sy} > A_{smin} \text{ et } A_{sx} > A_{smin}$$

Donc CNF est vérifiée.

❖ Vérification de cisaillement :

Tableau IV-10: Vérification au cisaillement des parois

	τ_u (MPa)	$\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)
Suivant x	1.08	1.63
Suivant y	0.68	1.63

D'après les résultats du tableau ci-dessus $\tau_u < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$ est vérifiée pour les deux directions,

donc le béton seul peut prendre les efforts tranchants.

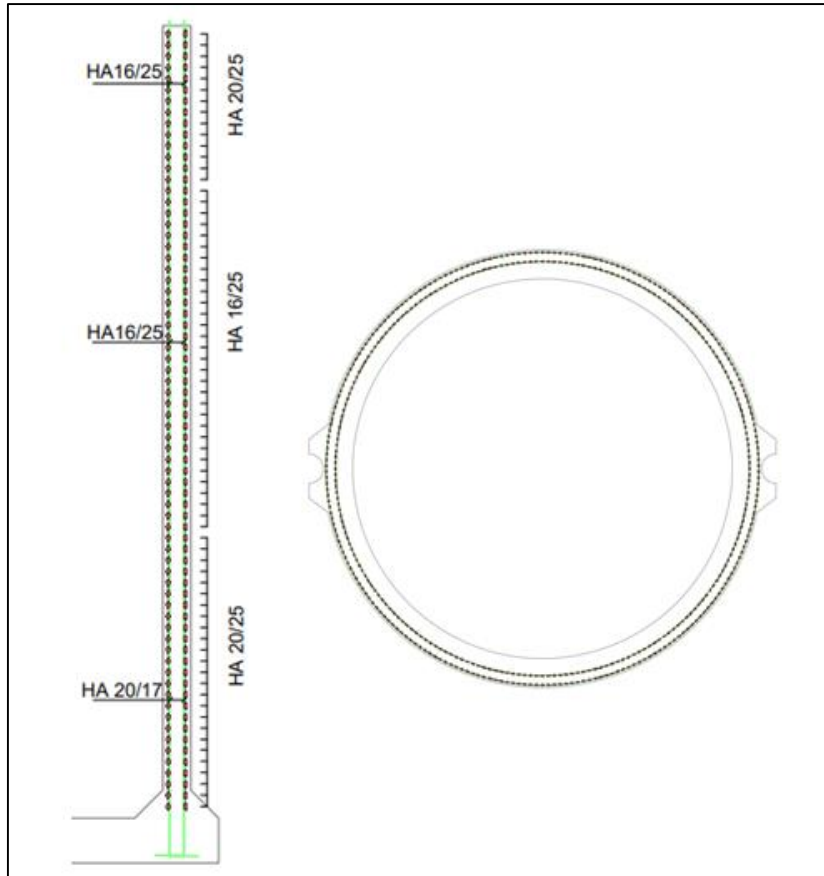


Figure IV.9: Schéma du ferrailage des parois du caisson

IV.9 Ferrailage de la poutre de couronnement

La poutre de couronnement est calculée à la flexion composée en prenant une section de (1x1.95) m

Les combinaisons de charges :

- ✓ À ELS :
- ELS1 : poids propre+ l'effort d'amarrage +les surcharges
- ELS2 : poids propre+ l'effort d'amarrage +le portique
- ✓ À ELU :
- ELU1 : 1.35 poids propre+1.5 (l'effort d'amarrage + les surcharges)
- ELU2 : 1.35 poids propre+1.5 (l'effort d'amarrage +le portique)

(a) cas : portique + l'effort d'amarrage (b) cas : surcharges +l'effort d'amarrage

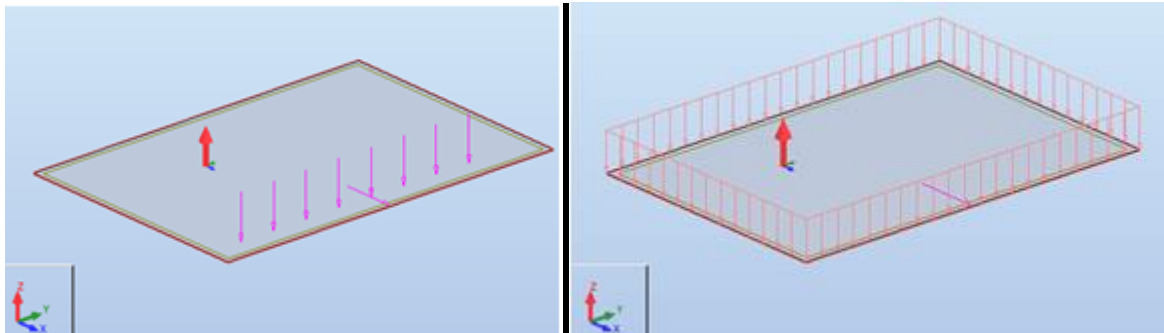


Figure IV.10 : Modélisation de la poutre de couronnement

Les sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions sont résumées dans les tableaux suivants :

Suivant x

Tableau IV-11: Les efforts réduits de la poutre de couronnement suivant x

	M(KN. m/ml)	N(KN/ml)
ELU	422.87	920.99
ELS	281.92	613.98

Suivant y

Tableau IV-12: Les efforts réduits de la poutre de couronnement suivant y

	M(KN. m/ml)	N(KN/ml)
ELU	366.53	456.34
ELS	244.35	304.23

Les résultats du ferrailage obtenu à l'aide de logiciel EXPERT BA sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-13: Sections d'armatures suivant x et y

	La section d'armateur (cm^2) $A_s = A_{sc}$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Suivant x	19.5	0.7	10.3
Suivant y	19.5	0.5	7.3

Les contraintes dans le béton et dans l'acier vérifient les conditions $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_{b \text{ lim}} = 21 \text{ Mpa} \\ \sigma_s < \sigma_{s \text{ lim}} = 187 \text{ Mpa} \end{array} \right.$
pour les deux directions

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Nous avons :

$$A_{smin} = \frac{0.23bd f_{tj}}{f_e} = 21.8 cm^2$$

$$A_{sy} = A_{sx} = 19.5 cm^2 < A_{smin} = 21.8 cm^2$$

CNF n'est pas vérifiée donc nous prenons : $A_{sy} = A_{sx} = A_{smin} = 21.8 cm^2$

Choix des armatures : 5HA25 avec un espacement de 20 cm.

IV.10 Conclusion

En modélisant le caisson à l'aide de logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, nous avons pu déterminer les sollicitations les plus défavorables et calculer le ferrailage des différents éléments constituant le caisson conformément au règlement BAEL 91.

CHAPITRE V:
ÉTUDE COMPARATIVE
DES DEUX VARIANTES

V.1 Introduction

Ce chapitre fera l'objet de l'étude et la comparaison des deux variantes : quai en caisson et quai en blocs afin de déterminer la solution la plus rentable sur le plan technique et économique.

V.2 Comparaison en termes de stabilité externe

V.2.1 Stabilité au glissement

En général, les quais construits en caisson et les quais construits en blocs peuvent tous les deux offrir une bonne stabilité au glissement s'ils sont correctement conçus et construits.

Cependant, il est important de noter que les quais en caisson ont tendance à offrir une meilleure stabilité au glissement en raison de leur masse et de leur intégrité structurelle. Les caissons en béton sont souvent conçus pour reposer sur une fondation, ce qui améliore leur résistance aux forces horizontales, et empêche le glissement.

D'autre part, les quais en blocs peuvent également être conçus pour offrir une stabilité au glissement adéquate. L'assemblage des blocs préfabriqués peut être réalisé de manière à fournir une résistance suffisante aux forces horizontales. Des mesures supplémentaires, telles que l'utilisation de dispositifs d'ancrage ou de systèmes de verrouillage entre les blocs, peuvent être mises en place pour améliorer la stabilité au glissement.

V.2.2 Stabilité au renversement

Les quais construits en caisson sont généralement considérés comme offrant une solution plus optimale que les quais en blocs, en raison de :

- a. Masse et centre de gravité : les quais en caisson sont généralement plus massifs et ont un centre de gravité plus bas, ce qui améliore leur stabilité au renversement. La structure en béton armé des caissons permet de résister efficacement aux forces horizontales réduisant ainsi le risque du basculement.
- b. Intégrité structurelle : Les quais en caisson sont conçus pour résister aux charges et aux contraintes induites par les forces marines et les mouvements du navire. Leur conception rigide et monolithique offre une meilleure résistance aux contraintes de flexion et de torsion, ce qui renforce leur stabilité globale.

V.2.3 Stabilité au poinçonnement

Les quais en caissons offrent généralement une meilleure solution que les quais en blocs en termes de stabilité au poinçonnement :

- a. Répartition uniforme des charges : les caissons sont conçus pour répartir uniformément les charges sur une plus grande surface, ce qui réduit les contraintes locales et minimise le risque de poinçonnement. La forme et la structure solide des caissons permettent de mieux résister aux charges concentrées et d'assurer une répartition efficace des forces.
- b. Contrôle de la fondation : Les quais en caisson peuvent être ancrés dans le sol ou reposés sur une fondation solide, ce qui permet de mieux contrôler les mouvements du sol. Cela réduit les risques de déformations de la fondation et de défaillance du système support.

V.2.4 Stabilité au grand glissement

Les quais en blocs offrent généralement une meilleure solution que les quais construits en caisson à raison de :

- a. Flexibilité structurelle : les quais en blocs composés d'éléments individuels qui peuvent s'ajuster et se déplacer légèrement en réponse aux contraintes du sol et aux forces environnementales, ce qui leur confère une certaine flexibilité. Cette flexibilité permet aux blocs de mieux s'adapter aux mouvements et aux déformations du sol.
- b. Adaptabilité aux conditions du sol : les quais en blocs peuvent être adaptés aux caractéristiques du sol en utilisant des blocs spécifiques. Cette adaptation permet de mieux résister aux forces horizontales induites par le sol.
- c. Capacité de déformation contrôlée : les quais en blocs ont la capacité de se déformer légèrement en réponse aux mouvements du sol, ce qui permet de mieux absorber les forces et de prévenir les défaillances majeures.

V.3 Comparaison en termes de coût de réalisation

Dans le domaine de la construction, le choix des méthodes et des matériaux utilisés pour la réalisation d'un projet revêt une importance cruciale. L'un des facteurs les plus déterminants dans la prise de décision est le coût de réalisation, pour cela nous allons illustrés le devis des deux variantes dans les tableaux ci-dessous.

Les tableaux ci-dessous nous donnent le coût des ouvrages étudiés par mètre linéaire.

❖ Caisson

Tableau V-1: Coût de réalisation du quai en caissons [15]

Désignation	Unité	Volume Total	Prix unitaire	Prix pour un caisson	Prix pour 42 caissons	Prix/ml
Fourniture, transport et mise en place des enrochements (1-15 kg)	T	46000	2000	2190467.19	92000000	136904.76
Fourniture, transport et mise en place du ballast	T	6200	2600	383809.52	16120000	23988.10
Fourniture, transport et mise en place d'enrochement (50-200 kg)	T	5000	3000	357142.86	15000000	22321.43
Fabrication, transport et la mise en œuvre du béton pour la confection des caissons	M ³	21630	28000	14420000.00	605640000	901250.00
Fourniture et mise en place d'un ferrailage en acier à HA FeE50 pour le ferrailage des caissons	T	5407.5	130000	16737500.00	702975000	1046093.75
Transport et mise en place des caissons	U	42	3500000	3500000.00	147000000	218750.00
Fourniture, transport et mise en place de (TVO + Sable) à l'intérieur des caissons	T	250000	2000	11904761.90	500000000	744047.62
Fourniture, transport et mise en place du TVC (0-500 kg) derrière les caissons	T	389700	1800	16701428.57	701460000	1043839.29

Fourniture et mise en place d'un TVO (0 – 100 mm)	M ³	5500	2200	288095.24	12100000	18005.95
Fourniture et mise en place du béton de propreté	M ³	1500	12000	428571.43	18000000	26785.71
Fabrication, transport et la mise en œuvre du béton pour la confection de la poutre de couronnement	M ³	4480	28000	2986666.67	125440000	186666.67
Fourniture et mise en place d'un ferrailage en acier à haute adhérence FeE50 pour le ferrailage de la poutre de couronnement	T	1120	130000	3466666.67	145600000	216666.67

Le coût total de réalisation du quai en blocs s'élève à **4 585 319.94 DA**.

❖ Blocs

Tableau V-2: Coût de réalisation de quai en blocs [15]

Désignation	Unité	Volume Total	Quantité par ml	Prix unitaire	Prix/ml
Fourniture, le transport et la mise en place de tout-venant de carrière pour l'épaulement derrière le quai y compris toutes sujétions de bonne mise en place	T	34000	80	1800	144680.85
Fourniture, le transport et la mise en place de tout-venant de carrière (0-500Kg) pour l'épaulement derrière le quai y compris toutes sujétions de bonne mise en place	T	14000	33	2000	66193.85
Fourniture, le transport et la mise en place du ballast y compris toutes sujétions de bonne exécution	T	3050	14	1800	25200
Réglage du ballast (20 – 40 mm) y compris tous sujétions de bonne exécution	M ²	4950	12	2600	30425.53

Transport et la mise en place d'enrochements (50 – 200 kg) pour la protection du pied de quai de bonne mise en place	T	4200	10	3000	29787.23
Fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les blocs type 1, y compris la mise en place du bloc et toutes sujétions de bonne exécution	M ³	6150	12	40000	466666.67
Fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les blocs type 2, y compris la mise en place du bloc et toutes sujétions de bonne exécution	M ³	4550	13	40000	533333.33
Fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les blocs type 3, y compris la mise en place du bloc et toutes sujétions de bonne exécution	M ³	3850	15	40000	600000
Fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les blocs type 4, y compris la mise en place du bloc et toutes sujétions de bonne exécution	M ³	2550	17	40000	666666.67
Fourniture, le transport et la mise en place d'enrochements de carrière (1 -15 kg) dans les évidements des blocs.	T	23500	56	2000	111111.11
Fourniture, le transport et la mise en place de sacs de jute de remplis de mortier (sable, ciment dosé à 400kg) dans les joints entre blocs	Série de bloc	75	1	100000	100000.00
Fourniture et la mise en œuvre du béton type 3 pour la poutre de couronnement y compris toutes sujétions de coffrage	M ³	2250	12	28000	336000
Fourniture et la mise en place d'acier de haute adhérence FeE40 de tout diamètre pour la poutre de couronnement et de bonne exécution	T	540	5	130000	650000
Fourniture, le transport et la mise en place du polystyrène e = 20mm pour les joints des plots de la poutre de couronnement y compris toutes sujétions de bonne exécution.	M ²	/	9	1500	13500

Le coût total de réalisation du quai en blocs s'élève à **3 773 565.25 DA.**

V.3.1 Interprétation :

Lorsque nous analysons les coûts de réalisation entre le caisson et les blocs, nous pouvons constater des différences significatives qui peuvent influencer le choix final en fonction des contraintes budgétaires.

D'un point de vue financier, les coûts liés à la construction des caissons sont plus élevés que ceux des blocs, les caissons nécessitent des travaux de terrassement plus complexes et une expertise supplémentaires pour leur mise en place. En outre les matériaux utilisés, tels que le béton armé sont plus coûteux que les blocs en béton non armé.

V.4 Résultats :

D'après les données précédentes, la construction de quais en caissons se révèle être la solution optimale en termes de stabilité, malgré son coût de réalisation est plus élevé.

La stabilité externe offerte par le quai en caisson est exceptionnelle. Car il fournit une base solide et durable, résistant aux mouvements du sol. Cette stabilité garantit la sécurité des opérations portuaire et la protection des infrastructures contre le risque d'effondrement.

Du côté de la stabilité interne, les caissons offrent une résistance structurelle supérieure grâce à l'utilisation de béton armé. Cette robustesse permet aux quais en caissons de supporter le poids du portique, des surcharges et des équipements portuaires. Cela garantit une plateforme stable et fiable pour les opérations de chargement et de déchargement et réduisant les risques de dommages aux marchandises ou aux navires.

Malgré le coût de réalisation plus élevé pour la construction de quai en caissons, il est important de considérer les avantages à long terme qu'ils donnent. Leur durabilité réduit les coûts d'entretien et de maintenance, ce qui peut compenser l'investissement initial.

V.5 Conclusion

La construction du quai en caisson demeure la solution optimale pour assurer une stabilité remarquable. Bien que le coût de réalisation soit élevé, les avantages en termes de sécurité et durabilité et de réduction des coûts d'entretien et de réparation justifient largement cet investissement supplémentaire.

Pour les projets portuaires et les infrastructures maritimes, le quai en caisson représente un choix fiable, durable et une base solide pour les activités portuaires essentielles.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion Générale

Notre projet de fin d'étude a pour thème « l'étude de la stabilité d'un quai de l'extension du port de TENES ». Pour ce faire, une description générale de l'ouvrage, une présentation des caractéristiques des éléments constituant le quai ainsi qu'une définition des données relatives au port a été faite.

Nous avons examiné deux variantes pour la construction du quai à partir desquelles la solution optimale a été choisie. Les résultats obtenus sont les suivants :

- Nous avons opté pour une défense cylindrique pour le quai.
- Les résultats de stabilité externe du quai en caisson et en bloc ont été validés.
- La vérification de la flottaison du caisson est satisfaite.
- Une analyse de la structure interne du caisson a été réalisée à l'aide du logiciel Robot et Robot Expert.
- La méthode de construction en caisson a été retenue pour sa robustesse.

Ce projet nous a permis de découvrir l'étendue du domaine des travaux maritimes et qu'il est pluridisciplinaire, nécessitant beaucoup de connaissances qui touchent une multitude de branches de Génie Civil comme la géotechnique et le béton armé. Ce projet a été une occasion pour mettre en application les connaissances théoriques acquises pendant le cycle de formation et c'était l'occasion pour nous de tirer profit, d'une part, de l'expérience des ingénieurs et d'autre part, d'apprendre la méthodologie rationnelle à suivre pour élaborer un projet des travaux maritimes.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] AFNOR. NF EN 1997, Eurocode 7 : *calcul géotechnique*. 1997
- [2] Association international permanentes des congés de navigation (AIPCN 2002). *Recommandation relatives au dimensionnement des systèmes de défenses*
- [3] BAKELI Tarik. BENRAHMA Mohamed. *Etude de conception et de dimensionnement d'un quai vraquier au niveau d'un port situé sur la côte méditerranéenne du Maroc Région de l'Orientale*. Thèse d'ingénieur en génie civil. Maroc : Ecole Hassania des travaux publics, 2011.
- [4] BTPDEUTSH. *Calcul des poussées sur un mur de soutènement*. Disponible sur : https://btpdeutsch.com/wp-content/uploads/2020/05/05_02_calcul_poussees-5.pdf
- [5] Centre d'études techniques maritimes et fluviales. *Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique (ROSA 2000) : action de terrain*.
- [6] CETMEF. *Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique (ROSA 2000) : Défenses d'accostage*.
- [7] CETMEF. *Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique (ROSA 2000) : Détermination de la contrainte de référence sous une fondation superficielle*.
- [8] CETMEF. *Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique (ROSA 2000) : Paramètres d'interaction sol/structure*.
- [9] CETMEF. *Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique (ROSA 2000) : Quai en poids*.
- [10] CGS. DTR B.C. 2.48, Règles parasismiques algériennes RPA 99 / VERSION 2003
- [11] DJABALI-MOHABEDDINE, Hafida. *Les cours de géotechnique, soutènements et fondations*. Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- [12] DTU P 18-702, Règles BAEL 91 révisées 99. 2000.
- [13] J.CHAPON. *Travaux maritime tome II : les ouvrages intérieures des ports maritimes – dégagement des accès et plan d'eau des ports*, Ed Eyrolles, 1982, Paris, France.
- [14] Khaled MEFTAH. *COURS ET EXERCICES DE MECANIQUE DES SOLS*. Septembre 2008.
- [15] Laboratoire d'études maritime. *Documents d'avant-projet détaillés*. Alger, 2017

- [16] Ministère de l'équipement, du logement et des transports. Fascicule n° 62 - titre v : *règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*.1993.
- [17] Règles parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art, RPOA 2008.
- [18] *Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en Béton armé et Béton précontraint*, I.T.B.D.P, 1986.
- [19] SI Nassib.SI Ahmed.*Calcul et dimensionnement des silos en béton armé et en béton précontraint (BAEL-BPEL91)*, ISBA-TP, 2007.
- [20] TRELLEBORG .Catalogue « *SAFE BERTHING AND MOORING* »,2011.
- [21] V.N.S.Murthy.*Geotechnical Engineering*.

ANNEXES

Annexe A : Capacité portante d'une fondation superficielle

Tableau A-1 : Les facteurs de calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle

Facteur/Coefficient		Terme de surcharge	Terme de cohésion	Terme de surface
Portance		$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)^2$	$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$
Forme	Rectangulaire	$s_q = 1$	$s_c = 1 + 0.2B/L$	$s_\gamma = 1 - 0.2B/L$
	Carré	$s_q = 1$	$s_c = 1.2$	$s_\gamma = 0.8$
	Circulaire	$s_q = 1$	$s_c = 1.3$	$s_\gamma = 0.6$
Inclinaison de la charge		$i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90} \right)^2$	$i_c = \left(1 - \frac{\delta}{90} \right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2$
Angle d'inclinaison : $\delta = \arctan \left(\frac{F_H}{F_V} \right)$				

Annexe B : Rappel théorique sur la méthode de KREY

La méthode de KREY permet de déterminer le supplément de poussées exercé sur un mur par une charge uniforme locale (d'intensité p et de rectangle d'impact $b \times d$) dont le bord le plus proche du parement est à une distance a de celui-ci [4]

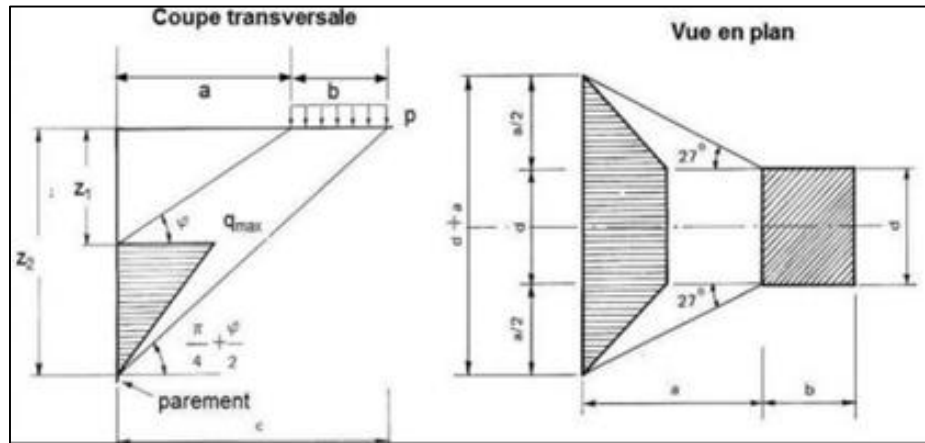


Figure B.1: La diffusion de la poussée de la charge locale uniformément répartie [4]

La diffusion de la poussée se développe dans une zone délimitée par :

- Dans le sens vertical, deux plans passant par les bords parallèles au mur du rectangle d'impact ($b \times d$) et inclinés d'un angle ϕ et de $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ sur l'horizontale
- Dans le sens horizontal, deux plans passant par les angles du rectangle d'impact ($b \times d$) les plus proches du parement et correspondant à une diffusion suivant une pente 1/2 (27°)

En considérant les deux épures, on trouve la surface de charge sur le parement :

$$(d + a)(z_2 - z_1)$$

Avec :

$$\begin{cases} z_1 = a \cdot \text{tg} \phi \\ z_2 = c \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \text{ ou } c = a + b \end{cases}$$

Et $q_{\max} = \frac{4P}{(2d+a)(z_2-z_1)}$ avec $P = pbd \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$

Annexe C : Évaluation des efforts dans le cas dynamique- quai en caisson-

• **Cas ascendant :**

Tableau C-1 : Récapitulatif des efforts dus aux poussées des terres –cas ascendant-

Force (t/m)	$P_H = P \cos \delta$	Bras de levier \O (m)	$P_V = P \sin \delta$	Bras de levier \O (m)
$P_1 = \frac{0.72 \times 0.8}{2} = 0.29$	0.23	14.42	0.17	13.2
$P_2 = 0.72 \times 14.15 = 10.19$	8.14	7.08	6.13	13.2
$P_3 = \frac{7.78 \times 14.15}{2} = 55.04$	43.96	4.72	33.12	13.2

- La résultante de la composante horizontale de la poussée :

$$\sum P_h = (0.23 + 8.14 + 43.96) \times 16 = 837.28 \text{ t}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $y=5.13\text{m}$

- La résultante de la composante verticale de la poussée :

$$\sum P_v = (0.17 + 6.13 + 33.12) \times 16 = 630.72 \text{ t}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $x=13.2\text{m}$

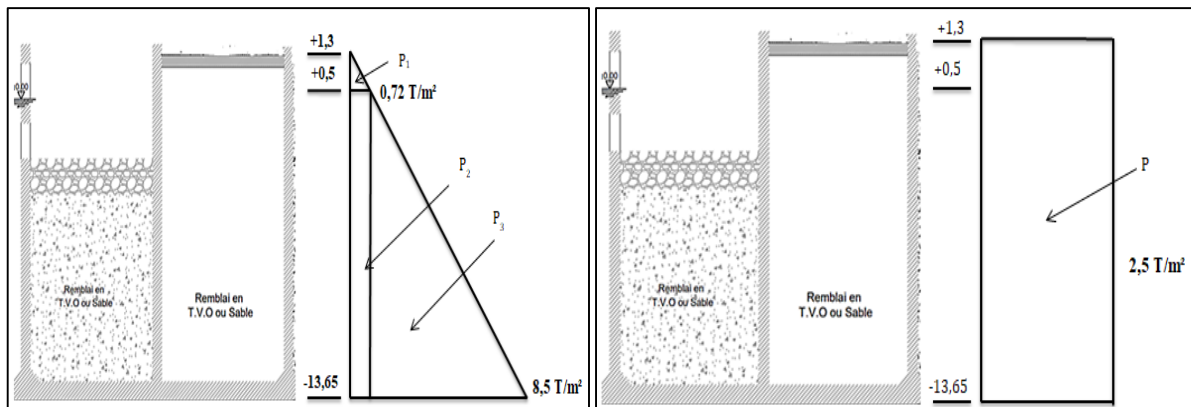


Figure C.1 : Diagramme des Poussées des terres et des Surcharge – cas ascendant –

Tableau C-2 : Récapitulatif des efforts dus aux surcharges-cas ascendant-

Force (t)	$P_H = P \cos \delta$	Bras de levier \O (m)	$P_v = P \sin \delta$ (t/m)	Bras de levier \O (m)
$P = 598$	477.58	7.475	360	13.2

ANNEXES

❖ **Portique : Côté mer : $P=520 \times (1-0.09)=473.2$ t**

- **cas descendant :**

Tableau C-3 : Récapitulatif des efforts dus aux poussées des terres –cas descendant-

Force (t/m)	$P_H=P\cos \delta$	Bras de levier \O (m)	$P_v=P\sin \delta$	Bras de levier \O (m)
$P_1 = \frac{0.74 \times 0.8}{2} = 0.3$	0.24	14.42	0.18	13.2
$P_2 = 0.74 \times 14.15 = 10.47$	8.36	7.08	6.3	13.2
$P_3 = \frac{8.03 \times 14.15}{2} = 56.81$	45.37	4.72	34.19	13.2

- La résultante de la composante horizontale de la poussée :

$$\sum P_h = (0.24 + 8.36 + 45.37) \times 16 = 863.52 \text{ t}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $y=5.13$ m

- La résultante de la composante verticale de la poussée :

$$\sum P_v = (0.18 + 6.3 + 34.19) \times 16 = 650.72 \text{ t}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $x=13.2$ m

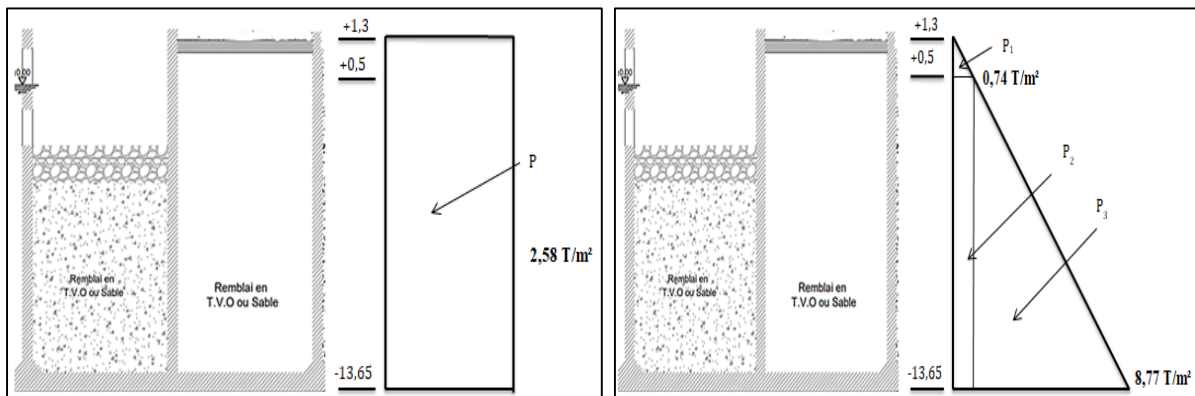


Figure C.2: Diagramme des poussées des terres et des Surcharge – cas descendant –

Tableau C-4 : Récapitulatif des efforts dus aux surcharges-cas descendant-

Force (t)	$P_H = P\cos\delta$	Bras de levier \O (m)	$P_v = P\sin\delta$	Bras de levier \O (m)
$F=617.14$	492.87	7.475	371.4	13.2

❖ **Portique : Côté mer : $P= 520 \times (1+0.09)=566.8$ t**

Annexe D : Dimensions et volume des blocs

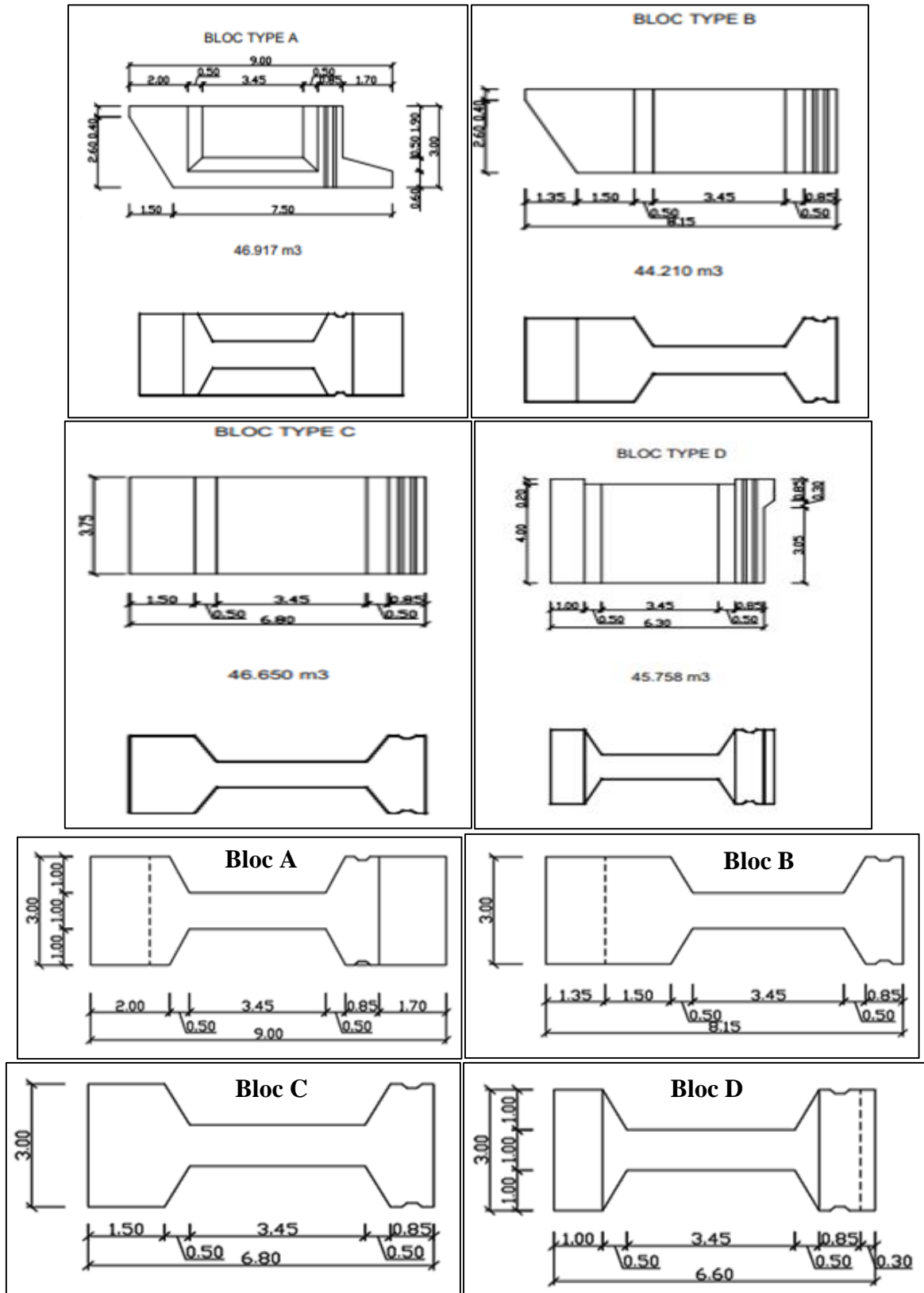


Figure D.1 : Dimensions et volume des blocs

Annexe E : Évaluation des efforts dans le cas dynamique – quai en blocs -

❖ Poussée hydrodynamique

$$P = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_{\text{eau}}^2 = \frac{7}{12} \times 0.3 \times 1.025 \times 13.1^2 = 30.78 \text{ t/m}$$

Appliqué à $0.4 H_{\text{eau}} = 5.24$ à partir de la base de paroi.

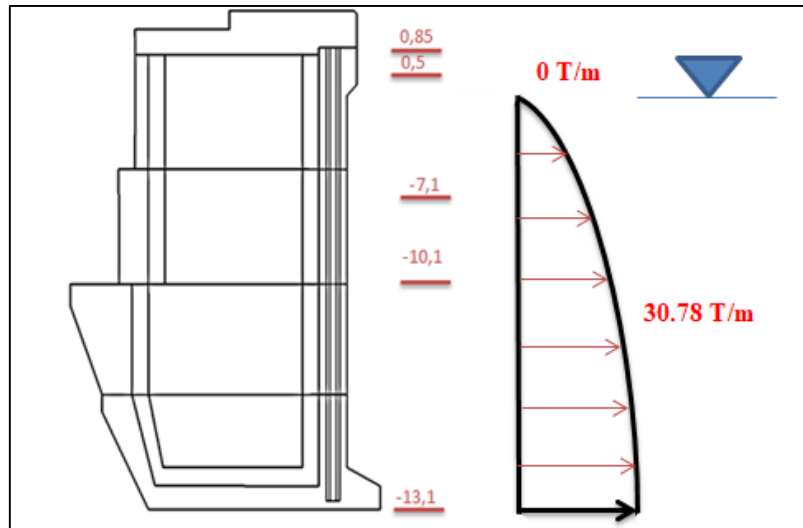


Figure E.1: Diagramme de la poussée hydrodynamique

❖ Poussées des terres

Tableau E-1: Les valeurs de K_{ad} selon le niveau

Niveau	Caractéristiques du sol	K_{ad} (cas ascendant)	K_{ad} (cas descendant)
A de 0.5m à 0.85m	$\gamma = 1.8 \text{ T/m}^3$ et $\delta = \varphi = 37^\circ$	0.55	0.47
B de 0.5m à 7.1m	$\gamma = 1.1 \text{ T/m}^3$ et $\delta = \varphi = 37^\circ$	0.55	0.47
C de -7.1m à 10.1m	$\gamma = 1.1 \text{ T/m}^3$ et $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 24.67^\circ$	0.49	0.43
D de -10.1m à 13.1m	$\gamma = 1.1 \text{ T/m}^3$ et $\delta = \varphi = 37^\circ$	0.55	0.47

• Cas ascendant :

Estimation des contraintes : en utilisant l'équation II-20 nous trouvons :

$$\text{Niveau A : } \begin{cases} \sigma_h(+0.85) = 0 \\ \sigma_h(+0.5) = (0.85 - 0.5) \times (1 - 0.09) \times 0.55 \times 1.8 = 0.32 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

Niveau B : $\sigma_h(-7.1) = 0.32 + (0.5 + 7.1) \times (1 - 0.09) \times 0.55 \times 1.1 = 4.5 \text{ t/m}^2$

Niveau C : $\sigma_h(-10.1) = 4.5 + (-7.1 + 10.1) \times (1 - 0.09) \times 0.49 \times 1.1 = 5.97 \text{ t/m}^2$

Niveau D : $\sigma_h(-13.1) = 5.97 + (-10.1 + 13.1) \times (1 - 0.09) \times 0.55 \times 1.1 = 7.62 \text{ t/m}^2$

Calcul des forces des poussées des terres

Tableau E-2 : Récapitulatif des efforts dus aux poussées des terres-cas ascendant-

	Intensité (T/m)	P_H= P cosδ	d_H (m)	P_V= P sinδ	d_V (m)
P₁	0.06	0.05	13.72	0.04	9
P₂	2.43	1.94	9.8	1.46	9
P₃	15.88	12.68	8.53	9.56	9
P₄	13.5	12.27	4.5	5.63	9
P₅	2.2	2	4	0.92	9
P₆	17.91	14	1.5	10.78	9
P₇	2.48	1.98	1	1.49	9

- La résultante des composantes horizontales des poussées des terres :

$$F_H = 44.92 \text{ t/m}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $y = 4.77 \text{ m}$

- La résultante des composantes verticales des poussées des terres :

$$F_v = 29.88 \text{ t/m}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $x = 9\text{m}$

❖ **Les Poussée des surcharges :**

La contrainte de poussée due aux surcharges est calculée en utilisant l'équation II-21

De (0.85m) à (-7.1m) : $\sigma = 5 \times (1 - 0.09) \times 0.55 = 2.5 \text{ t/m}^2$

De (-7.1m) à (-10.1m) : $\sigma = 5 \times (1 - 0.09) \times 0.49 = 2.23 \text{ t/m}^2$

De (-10.1 m) à (-13.1 m) : $\sigma = 5 \times (1 - 0.09) \times 0.55 = 2.5 \text{ t/m}^2$

Tableau E-3 : Récapitulatif des efforts dus aux surcharges-cas ascendant-

	Intensité(t/m)	P_H= P cosδ	d_H (m)	P_V= P sinδ	d_V (m)
P₁	19.88	15.88	8.65	11.96	9
P₂	6.69	6.08	4.5	2.79	9
P₃	7.5	5.99	1.5	4.51	9

- La résultante des composantes horizontales des poussées des surcharges :

$$F_H = 27.95 \text{ t/m}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $y = 6.21 \text{ m}$

- La résultante des composantes verticales des poussées des surcharges :

$$F_v = 19.26 \text{ t/m}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $x = 9 \text{ m}$

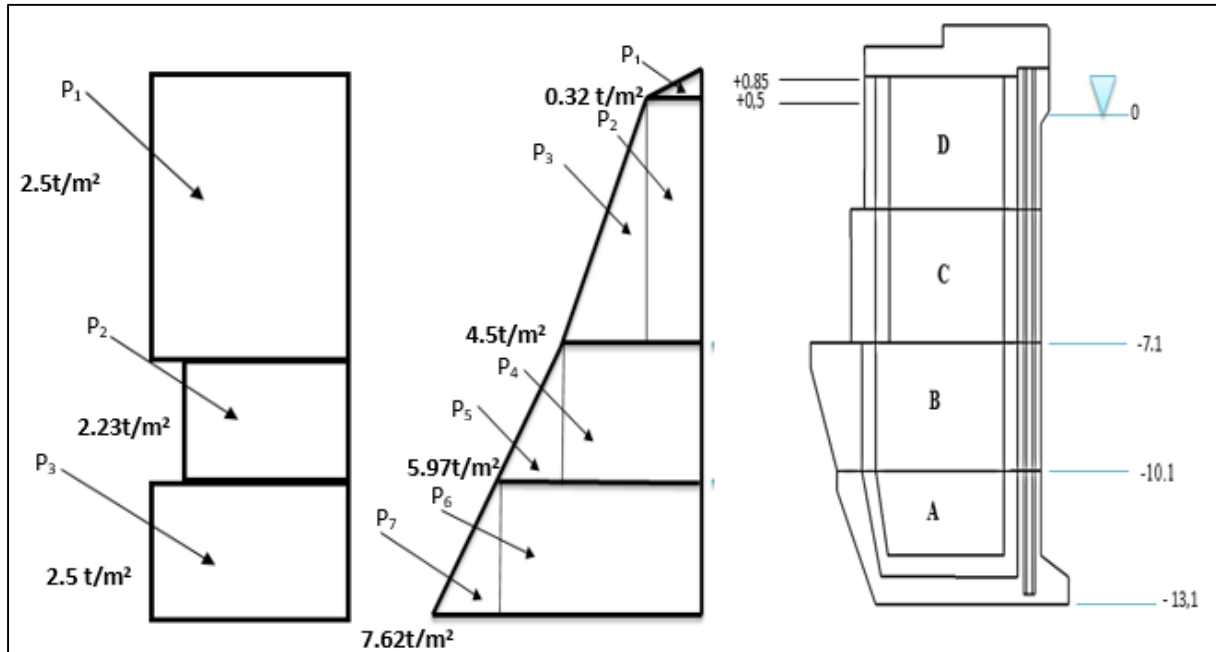


Figure E.2 : Diagramme des poussées des terres et des surcharges-cas ascendant-

❖ **Portique**

Côté mer : $\frac{65 \times 4 \times (1 - 0.09)}{3} = \frac{232.96}{3} = 77.65 \text{ t/m}$

Le point d'application est à 3.9 m.

- **Cas descendant**

Estimation des contraintes : en utilisant l'équation II-22 on trouve

Niveau A : $\begin{cases} \sigma_h(+0.85) = 0 \\ \sigma_h(+0.5) = (0.85 - 0.5) \times (1 + 0.09) \times 0.55 \times 1.8 = 0.38 T/m^2 \end{cases}$

Niveau B : $\sigma_h(-7.1) = 0.38 + (0.5 + 7.1) \times (1 + 0.09) \times 0.55 \times 1.1 = 5.39 T/m^2$

Niveau C : $\sigma_h(-10.1) = 5.39 + (-7.1 + 10.1) \times (1 + 0.09) \times 0.49 \times 1.1 = 7.15 T/m^2$

Niveau D : $\sigma_h(-13.1) = 7.15 + (-10.1 + 13.1) \times (1 + 0.09) \times 0.55 \times 1.1 = 9.13 T/m^2$

Calcul de forces des poussées des terres

Tableau E-4 : Les valeurs des forces de la poussée des terres-cas descendant-

	Intensité (t/m)	$P_H = P \cos\delta$	dH (m)	$P_V = P \sin\delta$	dv (m)
P₁	0.07	0.06	13.72	0.04	9
P₂	2.9	2.32	9.8	1.75	9
P₃	19.04	15.21	8.53	11.46	9
P₄	16.17	14.69	4.5	6.75	9
P₅	2.64	2.4	4	1.1	9
P₆	21.45	17.13	1.5	12.9	9
P₇	2.97	2.37	1	1.79	9

- La résultante des composantes horizontales des poussées des terres :

$$F_H = 54.18 \text{ t/m}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $y = 4.74 \text{ m}$

- La résultante des composantes verticales des poussées des terres :

$$F_V = 35.79 \text{ t/m}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $x = 9 \text{ m}$

❖ Les Poussée des surcharges :

La contrainte de poussée due aux surcharges est calculée en utilisant l'équation II-23

$$\text{De } (0.85\text{m}) \text{ à } (-7.1\text{m}) : \sigma = 5 \times (1 + 0.09) \times 0.55 = 3 \text{ t/m}^2$$

$$\text{De } (-7.1\text{m}) \text{ à } (-10.1\text{m}) : \sigma = 5 \times (1 + 0.09) \times 0.49 = 2.67 \text{ t/m}^2$$

$$\text{De } (-10.1 \text{ m}) \text{ à } (-13.1 \text{ m}) : \sigma = 5 \times (1 + 0.09) \times 0.55 = 3 \text{ t/m}^2$$

Tableau E-5 : Récapitulatif des efforts dus aux surcharges-cas descendant-

	Intensité(T/m)	$P_H = P \cos\delta$	dH (m)	$P_V = P \sin\delta$	dv (m)
P₈	23.85	19.05	8.65	14.35	9
P₉	8.01	7.28	4.5	3.34	9
P₁₀	9	7.19	1.5	5.42	9

- La résultante des composantes horizontales des poussées des surcharges :

$$F_H = 33.52 \text{ T/m}$$

Son bras de levier par rapport au point O : $y = 6.22 \text{ m}$

ANNEXES

- La résultante des composantes verticales des poussées des surcharges :

$$F_V = 23.11 T/m$$

Son bras de levier par rapport au point O : $x = 9m$

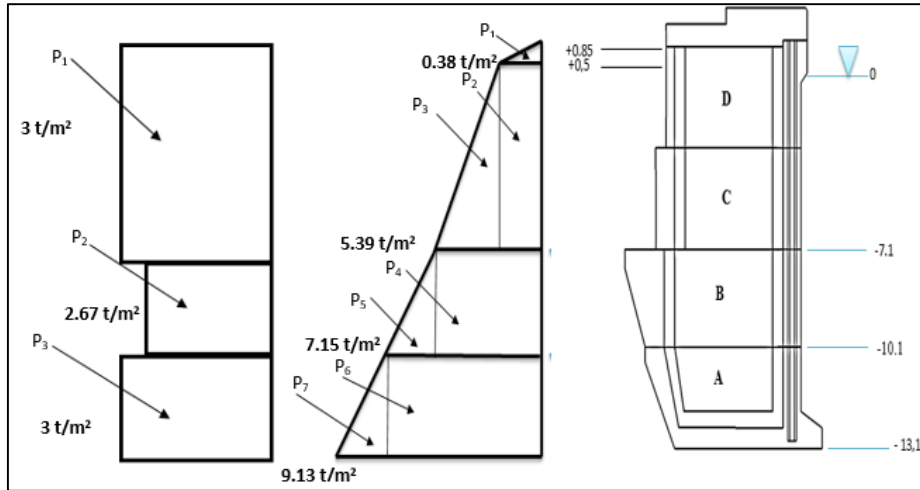


Figure E.3 : Diagramme des poussées des terres et des surcharges – cas Descendant

❖ Portique :

$$\text{Côté mer : } P = \frac{65 \times 4 \times (1 + 0.09)}{3} = \frac{232.96}{3} = 94.47 \text{ t/m}$$

Le point d'application est à 3.9 m

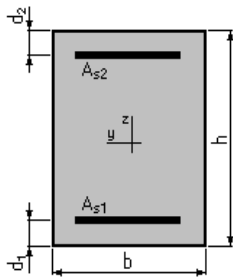
Annexe F : Note de calcul du radier

1. Hypothèses

Béton : $f_{c28} = 35$ (MPa)Acier : $f_e = 500$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable ;
- Prise en compte des armatures comprimées ;
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

2. Section



$$b = 100 \text{ (cm)}$$

$$h = 80 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 7 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués

	M_{\max} (kN.m)	M_{\min} (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	267.72	0.00
Etat Limite de Service	194.96	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1019.40	0.00

4. Résultats de ferrailage suivant x

Sections d'AcierSection théorique $A_{s1} = 29.0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)Section minimum $A_{s \min} = 8.8$ (cm²)Théorique : $\rho = 0.40$ (%)Minimum : $\rho_{\min} = 0.12$ (%)Analyse par CasCas ELU : $M_{\max} = 267.72$ (kN.m) & $M_{\min} = 0.00$ (kN.m)

Coefficient de sécurité : 3.29, Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 8.0$ (cm)Bras de levier : $Z = 69.8$ (cm)Déformation du béton : $\sigma_b = 1.22$ (‰)Déformation de l'acier : $\sigma_s = 10.00$ (‰)Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS : $M_{\max} = 194.96$ (kN.m) & $M_{\min} = 0.00$ (kN.m)

Coefficient de sécurité : 10.36

Position de l'axe neutre : $y = 21.2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 65.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1.7$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 19.3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s,lim} = 200.0$ (MPa)

Cas ELA : $M_{\max} = 1019.40$ (kN.m) & $M_{\min} = 0.00$ (kN.m)

Coefficient de sécurité : 1.00 , Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 7.0$ (cm)

Bras de levier : $Z = 70.2$ (cm)

Déformation du béton : $\sigma_b = 1.06$ (‰)

Déformation de l'acier : $\sigma_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

5. Résultats de ferrailage suivant y

Sections d'Acier

Section théorique $A_{s1} = 24.7$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 8.8$ (cm²)

Théorique : $\rho = 0.34$ (%)

Minimum : $\rho_{\min} = 0.12$ (%)

Analyse par Cas

Cas ELU : $M_{\max} = 178.66$ (kN.m) & $M_{\min} = 0.00$ (kN.m)

Coefficient de sécurité : 4,22, Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 6,8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 70,3$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 1,02$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS : $M_{\max} = 129.79$ (kN.m) & $M_{\min} = 0.00$ (kN.m)

Coefficient de sécurité : 2.52

Position de l'axe neutre : $y = 19.8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 66.4$ (cm)

Contrainte max du béton : $\sigma_b = 1.2$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 13.2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s,lim} = 200.0$ (MPa)

Cas ELA : $M_{\max} = 870.37$ (kN.m) & $M_{\min} = 0.00$ (kN.m)

Coefficient de sécurité : 1.00 , Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 6.0$ (cm)

Bras de levier : $Z = 70.6$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.89$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Annexe G : Les sollicitations les plus défavorables des parois du caisson

Tableau G-1 : les efforts réduits suivant x

	ELU		ELS		ACC	
	M_{xx} (Kn. m/ml)	N_{xx} (KN/ml)	M_{xx} (KN. m/ml)	N_{xx} (KN/ml)	M_{xx} (KN. m/ml)	N_{xx} (KN/ml)
De -12.85 à -6.85	391.34	1187.48	287.78	867.22	1008.62	4363.91
De -6.85 à -0.85	27.44	435.71	19.61	317.94	150.95	1457.68
De -0.85 à +1.3	14.24	67.65	9.84	49.24	158.31	145.4

Tableau G-2 : les efforts réduits suivant y

	ELU		ELS		ACC	
	M_{yy} (Kn. m/ml)	N_{yy} (KN/ml)	M_{yy} (KN. m/ml)	N_{yy} (KN/ml)	M_{yy} (KN. m/ml)	N_{yy} (KN/ml)
De -12.85 - 6.85	208.36	1978	152.99	1465.49	782.17	2539.13
De -6.85 à - 0.85	149.06	1543.73	108.3	1142.56	423.11	1218.92
De -0.85 à +1.3	58.81	335.84	40.25	247.07	433.79	933.24