République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العمومية
فرنســيس جانســون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Etude de stabilité du quai phosphatier à caissons du port de Annaba

Présenté par :

KHOBZAOUI Madina

Encadré par :

Mr A. SLIMANI (LEM)
Mme Z. DERRICHE (ENSTP)

Membres du jury :

Président : Mr A. LEFKIR (ENSTP)
Examinateur : Mr D. BOUHANICHE (ENSTP)
Membres : Mr D. RAHMANI (ENSTP)
Mr B. LAKHDARI (BET)
Mr A. ADEL (LEM)
Mr A. ABDENOUR (COSIDER TP)

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ - Garidi – Vieux Kouba

Dédicaces

A ma très chère maman

À la plus belle créature que Dieu ait créée, la meilleure des mamans, la plus belle, la plus tendre et la plus aimable, source d'amour, de tendresse et de patience. Tu as fait plus qu'une mère ne pourrait faire. Tu as toujours cru en moi, et c'est ce qui m'a poussé à arriver jusqu'ici. Tes prières et tes bénédictions m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Je te dédie ce travail ma très chère maman en témoignage de mon profond amour ;

A mon très cher papa

Aucune dédicace ne peut exprimer l'amour que j'ai toujours eu pour toi. Rien au monde ne vaut les sacrifices et les efforts que tu as faits pour moi et pour mon éducation. Je me souviens de chaque petit détail et je l'ai pris en considération, et c'est grâce à cela que j'ai réussi. L'amour que tu as pour moi, les regards pleins de fierté et les larmes de joie à chaque réussite sont gravés dans mon cœur. Merci infiniment, papa ;

'C'était pour vous mes chers parents pour honorer votre amour et vous rendre fiers de moi'

À mes sœurs Amira et Farida, et à mon unique frère, Chamss-Eddine

Avec qui j'ai partagé tant de moments dans la vie. Rien au monde ne vaut l'amour que j'ai pour vous. Vous êtes ma force et mes épaules dans la vie. Vous êtes mes piliers, rien ne peut décrire l'amour que j'ai pour mes sœurs et mon frère, que Dieu nous garde toujours ensemble ;

À mon neveu Racim,

Celui qui m'a fait me sentir comme une maman plutôt qu'une tante. Il m'a appris le vrai sens de l'amour qu'une mère a pour ses enfants. Tu n'es pas seulement mon neveu, tu es mon fils. Je t'aime, mon Racim ;

À ma grand-mère, rebi yerhamha,

Qui ne peut pas me voir aujourd'hui. Tu es partie, mais tes douaa sont toujours là. C'est grâce à tes douaa que j'ai réussi. Yemma, j'espère que tu es fière de ta petite-fille qui va finir ses études ;

À ma tante Salwa,

Que j'ai toujours considérée comme une sœur et une amie. Merci pour ton aide, ton soutien et ta confiance en moi. Avec toi, j'ai compris que le lien du sang est très fort merci pour tout ce que tu as fait pour moi, chère sœur ;

À La meilleure des meilleures Ouissem,

Celle qui m'a appris le vrai sens de l'amitié, celle qui donne sans compter et partage tout sans réfléchir. Que Dieu te garde pour moi ;

À mes meilleures amies Yassmine, Lamia, et Asmaa,

***À tous mes camarades**, depuis la première année de primaire jusqu'à aujourd'hui, avec qui j'ai partagé mon parcours de 18 ans et vécu des moments inoubliables de joie et de folie au cours de ces années, en particulier **: Ghiles, Besma, Chahla, Ismail, Ibrahim** ;*

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Allah de m'avoir donné la force, le courage, la patience, et la volonté pour mener à bien ce travail, malgré les défis rencontrés. Grâce à Allah, je suis parvenue à finaliser le travail par ce mémoire, Alhamdulillah.

***À Madame DERRICHE**, mon encadrante dévouée, j'adresse un immense merci pour son soutien infaillible, sa patience et sa disponibilité malgré ses nombreuses responsabilités. Travailler sous sa direction a été une source d'inspiration et un privilège pour lesquels je lui suis reconnaissante.*

***À Monsieur SLIMANI,** chef de projet au Laboratoire des Études Maritimes, que je remercie sincèrement pour son encadrement expert et les enseignements précieux qu'il m'a prodigués. Sa guidance et ses encouragements ont été déterminants dans la réussite de ce projet.*

***À Monsieur BOUHENICHE**, mon enseignant de travaux maritimes à qui je suis reconnaissante pour ses conseils éclairés, sa passion pour l'enseignement et le temps précieux qu'il m'a accordé. Son soutien a été essentiel pour approfondir mes connaissances dans ce domaine.*

Je tiens également à exprimer ma reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué, que ce soit de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Enfin, je tiens à exprimer ma reconnaissance à nos professeurs, à l'administration et au département de l'ENSTP pour la formation enrichissante et les opportunités d'apprentissage de qualité qu'ils m'ont offertes.

ملخص

توثق هذه الأطروحة الأعمال الهندسية المنجزة لنيل شهادة مهندس دولة في الاشغال العمومية . يتعلق العمل بدراسة استقرار رصيف الفوسفات من نوع التي تشكل جزأ من مشروع توسعة ميناء عنابة. تم اقتراح الموضوع من قبل مختبر تناول العمل الذي تم تنفيذه أولاً تعريف بيئة الرصيف والاجهادات التي يطبقها والتذكير .(LEM) الدراسات البحرية بالسلوك الحقيقي للرصيف وإدخال الفرضيات الحسابية للوصول إلى تقييم القوى والضغوط المؤثرة على الرصيف من أجل التحقق من ثباته الخارجي (الانزلاق، الانقلاب، التثقيب) والثبات الداخلي (وحساب أقسام التسليح). تم تنفيذ العمل وفقًا للمعايير المعمول بها في هذا المجال، معززة بنصائح وتوصيات ومشرفي المدرسة و LEM.

الكلمات المفتاحية : الميناء،الرصيف، الأحمال، القيسون، الثبات، التسليح

Résumé

Ce mémoire documente le travail de fin d'études d'ingéniorat relatif à l'étude de la stabilité d'un quai phosphatier à caissons faisant partie de l'extension du port de Annaba. Le thème a été proposé par le Laboratoire des Études Maritimes (LEM). Le travail réalisé a considéré d'abord la définition de l'environnement du quai avec ses actions sur ce dernier, le rappel du comportement réel du quai et l'introduction des hypothèses de calcul pour parvenir à l'évaluation des efforts et des sollicitations agissant sur le quai afin de vérifier sa stabilité externe (glissement, renversement, poinçonnement) et interne (dimensionnement et calcul des sections d'armatures). Le travail a été réalisé en conformité avec les normes en vigueur en la matière renforcées par les conseils et recommandations des encadrants de l'école et du LEM.

Mots-clés : port, quai, sollicitations, caisson, stabilité, ferraillage.

Abstract

This dissertation documents the work of the end-of-engineering studies of the author. It is related with the verification of the engineering stability of a phosphate caisson quay forming part of the extension of the port of Annaba. The theme was proposed by the Maritime Studies Laboratory (LEM). The work carried out considered first the precise definition of the environment of the quay with the actions it exerts on it. The study examined then the real behavior of the quay and introduced the design hypotheses to arrive at the evaluation of the forces and stresses acting on the quay in order to assess its external stability (sliding, overturning, punching) and internal stability (design and calculation of reinforcement sections). The work was carried out in accordance with the standards, reinforced by the advice and recommendations of the school and the LEM supervisors.

Keywords: Port, quay, loads, caisson, stability, reinforcement.

Liste des tableaux

CHAPITRE I : L'environnement portuaire -Le milieu marin-

TableauI.1 Valeur des températures 11

CHAPITRE III : Présentation de projet et cadre climato-géomorphologique

TableauIII.1. Les moyennes mensuelles de la pluviométrie 31
TableauIII.2. Caractéristiques géotechniques des différentes couches 36

CHAPITRE IV : sollicitation agissant sur le quai et calcul de stabilité externe

TableauIV.1. Poids volumique de matériaux..... 39
TableauIV.2. Masse volumique et angle de frottement 39
TableauIV.3. . Dimensions du caisson..... 40
TableauIV.4. Les Combinaisons de charges..... 42

CHAPITRE V : Vérification de la stabilité externe du quai

Tableau.V.1. Principales caractéristiques du navire 45
TableauIV.2. L'accélération sismique 48
Tableau.V.3. Valeurs du coefficient de poussée des terres 49
Tableau.V.4. Calcul des poids propre..... 50
Tableau.V.5. Valeur du poids propre total 50
Tableau.V.6. Poussé des terres dans le cas statique..... 51
Tableau.V.7. Poussé des terres dans le cas dynamique-séisme ascendant- 52
Tableau.V.8. Poussé des terres dans le cas dynamique-séisme descendant- 52
Tableau.V.9. Valeur de calcul de la Poussé hydrostatique du marnage..... 53
Tableau.V.10. Valeur de calcul de l'effort d'amarrage..... 53
Tableau.V.11. Valeur de calcul la Poussée hydrodynamique 54
Tableau.V.12. Valeur de calcul de la charge Q1 54
Tableau.V.13. Valeur de charge Q_2 cas statique 55
Tableau.V.14. Valeur de charge Q_2 cas dynamique..... 55
Tableau.V.15. Valeur des différentes données du portique..... 56
Tableau.V.16. Résultats de calcul de charges du portique..... 57
Tableau.V.17. Valeurs des forces et moments dus au séisme 58
Tableau.V.18. Récapitulatif des efforts dans le cas statique..... 64
Tableau.V.19. Résultats de la stabilité au glissement et au renversement dans le cas statique 65

Tableau.V.20. Résultats de la stabilité au poinçonnement dans le cas statique (a -17,40m) 66

Tableau.V.21. Résultats de la stabilité au poinçonnement dans le cas statique (a -22,70m) 66

Tableau.V.22. Récapitulatif des efforts dans le dynamique-séisme ascendant- 67

Tableau.V.23. Résultats de la stabilité au glissement et au renversement dans le cas dynamique - séisme ascendant 68

Tableau.V.24. Résultats de la stabilité au poinçonnement dans le cas dynamique - séisme ascendant (a -17,40m) 69

Tableau.V.25. Résultats de la stabilité au poinçonnement dans le cas dynamique - séisme ascendant (a-22,70m) 69

Tableau.V.26. Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique -séisme descendant- 70

Tableau.V.27. Résultats de la stabilité au glissement et au renversement dans le cas dynamique - séisme descendant- 71

Tableau.V.28. Résultats de la stabilité au poinçonnement dans le cas dynamique - séisme descendant (a -17,40m) 72

Tableau.V.29. Résultats de la stabilité au poinçonnement dans le cas dynamique - séisme descendant (a -22,70m) 72

Tableau.V.30. Récapitulatif des coefficients de glissement cercle 74

CHAPITRES VI : Stabilité interne du caisson -Ferraillage des éléments structuraux-

TableauVI.1. Récapitulatif des pressions en fonction de la hauteur 87

TableauVI.2. Résultats de ferraillage analytique du voile périphérique 90

TableauVI.3. Moments, Sections d'Acier et Armatures 90

TableauVI.4. Moments et sections d’armatures (sens radial) 92

TableauVI.5. Moments et sections d’armatures (sens transversal) 92

TableauVI.6. Choix des armatures (ferraillage du radier) 95

TableauVI.7. Choix des armatures (moment d encastrement) 95

TableauVI.8. Résultats de ferraillage voile central-direction XX) 95

TableauVI.9. Résultats de ferraillage voile central-direction YY) 96

TableauVI.10. Résultats de ferraillage voile central-direction XX- section courante) 96

TableauVI.11. Résultats de ferraillage voile central-direction YY- section courante) 96

TableauVI.12. Résultats de ferraillage (poutre de couronnement) 99

Liste des figures

Recherche bibliographique : l'intelligence artificielle dans le domaine maritime

Figure.1. Infographie : l'intelligence artificielle dans le domaine maritime 4

CHAPITRE I : L'environnement portuaire -Le milieu marin-

Figure.I.1. Phénomène de la marée 6
Figure.I.2. Variations de marré enregistrées par un marégraphe 7
Figure.I.3. Caractéristiques de la houle 8
Figure.I.4. Mesure de la houle 10

CHAPITRE II : Généralités sur les ouvrages maritimes

Figure.II.1. Schéma de principe d'un port maritime 15
Figure.II.2. Dimensions des navires 16
Figure.II.3. Les jetées d'un port 18
Figure.II.4. Appontement 19
Figure.II.5. Duc-d Albe 19
Figure.II.6. Quai en blocs pleins de béton 21
Figure.II.7. Quai en blocs évidés 21
Figure.II.8. Quai en caisson 22
Figure.II.9. Quai en rideau de palplanches 22
Figure.II.10. Quai sur pieux 23
Figure.II.11. Quai mixte 23
Figure.II.12. Signalisation du chemin principal 24
Figure.II.13. Feu de signalisation 25
Figure.II.14. Balise de signalisation 26
Figure.II.15. Fonctionnement de la géolocalisation maritime par GPS 27

CHAPITRE III : Présentation de projet et cadre climato-géomorphologique

Figure.III.1. Localisation géographique du site de projet 28
Figure.III.2. Plan de masse quai phosphatier/minéralier (Annaba) 30
Figure.III.3. Réseau routier et ferroviaire au niveau de la région d'étude 30

CHAPITRE IV : sollicitation agissant sur le quai et calcul de stabilité externe

Figure.IV.1. Les efforts verticaux 41
Figure.IV.2. Les efforts horizontaux 41
Figure.IV.3. La poussée des terres 41
Figure.IV.4. La poussée d'eau 42
Figure.IV.5. Les modes de ruptures 43
Figure.IV.6. Le grand glissement 44

CHAPITRE V : Vérification de la stabilité externe du quai

FigureIV.1. Schéma de répartition de la charge du portique (composante horizontale) 56
FigureIV.2. Vérification glissement cercle par TALREN (cas statique) 73
FigureIV.3. Vérification glissement cercle par TALREN (cas dynamique-séisme ascendant-) 73
FigureIV.4. Vérification glissement cercle par TALREN (cas dynamique-séisme descendant-) 74
FigureIV.5. Représentation schématique du Tiran d'eau à vide 75
FigureIV.6. Représentation schématique de la hauteur du remplissage 77
FigureIV.7. Schéma représentant les positions de 'M', 'G', 'C' 79

Liste des notations et indices

R_{int} : Rayon intérieur du caisson

R_{ext} : Rayon extérieur du caisson

γ : Poids volumique du matériau

γ' : Poids volumique déjaugé

λ : Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale

C : Cohésion

ϕ : Angle de frottement interne

γ_w : Densité de l'eau de mer

η: Coefficient de fissuration

fc_{28} : Résistance à la compression du béton

ft_{28} : Résistance à la traction du béton

F : Effort d'amarrage

d_0 : Distance du mur fictif par rapport au centre du caisson

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

F_s : Force due au séisme

K_h : Accélération horizontale de séisme

K_v : Accélération verticale de séisme

F_r : Coefficient de sécurité au renversement

F_g : Coefficient de sécurité au glissement

F_p : Coefficient de sécurité au poinçonnement

F_{gg} : coefficient de sécurité au grand glissement

α : Angle d'inclinaison de la charge

K_a : Coefficient de poussée de Mononobe-Okabe

P : Poussée

σ : Contrainte

M_r : Moment de renversement

M_S : Moment stabilisateur

S : Section

ELS : État limite de service

ELU : État limite ultime

As : Section d'armatures

q : Charge

Table de matière

Dédicaces……I

Remerciements……II

Résumé……...III

Liste des tableaux……...…IV

Liste des figures……VI

Liste des notations et indices……...VIII

Introduction générale……...1

Recherche bibliographique : l'intelligence artificielle dans le domaine maritime

I. Introduction 3

II. Les données des océans : collecte, analyse et traitement 3

III. Logistique portuaire et maritime..... 3

III.1. Quelques exemples 3

IV. Navigation autonome et sports nautiques 4

V. Défense militaire 4

VI. Préservation de la biodiversité..... 4

VII. Environnement et changement climatique 5

VIII. Prévision météorologique 5

CHAPITRE I : L'environnement portuaire -Le milieu marin-

I.1 Introduction 6

I.2 Les mouvements de la mer 6

I.2.1 Les mouvements ondulatoires 6

I.2.2 La marée 6

I.2.3 Les seiches 7

I.2.4 La houle 7

I.2.4.1 Caractéristiques de la houle 7

I.2.4.2 Les performances hydrauliques liées à la houle 8

I.2.4.3 Principales interactions hydrauliques entre la houle et les ouvrages (effets de la houle) 9

I.2.4.4 Observation et mesure de la houle 10

I.2.5 Les courants 10
I.2.5.1 Types de courants 10
I.2.5.2 Performance hydrauliques lies au courant 11
I.3 Les propretés physico-chimiques de l'eau de mer 11
I.3.1 Les propriétés chimiques 11
I.3.1.1 La salinité 11
I.3.1.2 Le ph 11
I.3.1.3 Influence des propriétés chimique de l'eau de mer sur les infrastructures maritimes11
I.3.2 Les propriétés physiques 11
I.3.2.1 La température 11
I.3.2.2 La densité 12
I.3.2.3 Influence des propriétés physiques de l'eau de mer sur les infrastructures maritimes 12
I.4 Actions chimiques de l'eau de mer sur les matériaux de constructions 12
I.4.1 Actions sur les liants hydrauliques 12
I.4.2 Actions sur les aciers et mesures de protections 12
I.4.3 Actions sur le bois 13
I.4.4 Actions sur les hydrocarbures 13
I.4.5 Le béton dans le milieu marin 13

CHAPITRE II : Généralités sur les Ouvrages portuaires

II.1 Introduction..... 14
II.2 Principe d'implantation d'un port maritime..... 14
II.2.1 Classement des ports d'après leur mission principale 14
II.2.2 Classement des ports d'après leur implantation géographique..... 14
II.2.3 Conditions définissant l'implantation d'un port 14
II.2.4 Plan de masse d'un port..... 15
II.3 Principaux types d'ouvrages maritimes 17
II.3.1 Les ouvrages de protection (Les ouvrages extérieures)..... 17
II.3.2 Ouvrages d'accostage et d'amarrage (Ouvrages intérieurs) 18
II.4 La signalisation maritime..... 24

CHAPITRE III : Présentation de projetet cadre climato-géomorphologique

III.1 Situation Géographique du Site Portuaire 28
III.2 Description du port actuel d'Annaba 28
III.3 Objectif du projet : l'Extension du port d'Annaba 29
III.4 Extensions détails du port d'Annaba 29
III.5 Situation géographique de la zone d'étude 29
III.6 Réseaux routier et ferroviaire 30
III.7 Cadres climato-géomorphologique 31
III.7.1 Cadre météorologique 31
III.7.2 Cadre sismique 31
III.7.3 Cadre océanographique 31
III.7.4 Cadre géologique 32
III.8 Cadre géotechnique 34
III.8.1 Reconnaissance Géotechnique par SOLETANCHE, FRANCE 1975 34
III.8.2 Reconnaissance Géotechnique par SONATRAM, 1985 34
III.8.3 Reconnaissance Géotechnique pour le Projet de Développement des Ports d'Algérie, 1992 36
III.9 Levé bathymétrique et topographique 37

CHAPITRE IV : sollicitations agissant sur le quai et calcul de stabilité externe

IV.1 Introduction 38
IV.2 Hypothèse de calcul 38
IV.2.1 Identification de la géométrie du caisson 38
IV.2.2 Caractéristiques des matériaux 38
IV.2.3 Dimensions du caisson 40
IV.2.4 Charges et surcharges 40
IV.2.5 Cas de charges 42
IV.2.6 Combinaisons de charges 42
IV.2.7 Les Modes de ruptures à vérifier 43

CHAPITRE V : Vérification de la stabilité externe du quai

V.1 Introduction 45

V.2 Caractéristiques du Navire 45

V.2.1 L'énergie d'accostage 45

V.2.2 Choix de type de défense 47

V.3 Définition des Paramètres de Calcul 47

V.3.1 La distance du mur fictif par rapport au centre du caisson 47

V.3.2 La secousse sismique 48

V.3.3 Le coefficient de poussée Ka 48

V.4 Détermination des efforts agissant sur le quai 49

V.4.1 Le poids propre 49

V.4.2 La Poussée des terres 51

V.4.3 Poussée hydrostatique de marnage 52

V.4.4 Effort de traction sur un bollard (effort d'amarrage)..... 53

V.4.5 La poussée hydrodynamique 53

V.4.6 Poussée due aux surcharges 54

V.4.7 Charge de portique a déchargement 55

V.4.8 Force due au séisme 57

V.5 Vérification de la stabilité du quai vis-à-vis du glissement renversement et poinçonnement ……58

V.5.1 Stabilité dans le cas statique 64

V.5.2 Stabilité dans le cas dynamique 67

V.6 Vérification de la stabilité du quai vis-à-vis du grand glissement 72

V.6.1 Cas statique 73

V.6.2 Cas dynamique ascendant 73

V.6.3 Cas dynamique descendant 74

V.7 Flottaison et limite d'échouage..... 75

V.7.1 La hauteur immergée du caisson 75

V.7.2 Stabilité en flottaison 79

CHAPITRES VI : Stabilité interne du caisson -Ferraillage des éléments structuraux-

VI.1. Introduction 82
VI.2. Etude théorique du fonctionnement du caisson 82
VI.2.1. Silo-inverse-variation de la pression normale avec la hauteur 82
VI.2.2. Silo-Variation de la pression normale avec la profondeur 84
VI.2.3. Application sur notre cas d'étude 85
Calcul des Charges (q_1 et q_2) 85
VI.3. Calcul du caisson cylindrique 87
VI.3.1. Ferraillage du voile périphérique 87
VI.3.2. Ferraillage du radier 90
VI.3.3. Le ferraillage du voile central 95
VI.3.4. Le ferraillage de la poutre de couronnement 96

Conclusion générale……....101
Bibliographie…….……...102
Annexes.....103

Introduction générale

Contexte Général de l'Etude

Depuis l'indépendance, l'Algérie a vu ses ports évoluer significativement. Autrefois simples points de transit, ils sont devenus des centres logistiques intégrés, essentiels au développement économique et aux échanges internationaux. Cette transformation a été impulsée par l'augmentation et la diversification des échanges commerciaux, nécessitant des infrastructures plus avancées et une gestion plus complexe pour répondre aux besoins du commerce mondial contemporain. Ainsi, les ports algériens ont dû s'adapter pour jouer un rôle central dans l'économie nationale, tout en valorisant le riche patrimoine culturel et les attraits balnéaires du pays.

Le projet d'extension du port de Annaba, s'inscrit dans le cadre du mégaprojet de phosphate intégré englobant quatre wilayas de l'est, à savoir Tébessa, Souk Ahras, Skikda et Annaba, et visant la diversification et la promotion des exportations hors hydrocarbures. Par ce projet, l'Algérie vise la mise en place d'un portail par lequel elle compte se lancer dans la conquête du marché international du phosphate.

Le projet en question consiste en la réalisation d'un quai d'une longueur de 1600 m visant à l'amélioration des capacités d'accueil du port de Annaba pour recevoir les gros navires et de faciliter le chargement, le déchargement et le transport du phosphate et produits phosphatés pour un montant de 89 milliards de dinars. En effet, l'infrastructure portuaire de Annaba jouera un rôle stratégique dans le mégaprojet de phosphate intégré.

Objet de l'Etude

Le travail réalisé s'est concentré sur l'étude de la stabilité du quai phosphatier de type caissons ; la nouvelle infrastructure d'accostage du projet d'extension du port de Annaba.

Structuration du document

Ce mémoire documente et donne les détails de l'étude de stabilité du quai réalisée. Compte tenu de la complexité de l'ouvrage quai et eu égard à la multitude des efforts qui le sollicitent, le contenu du mémoire a été préparé d'une manière pédagogique afin de faciliter la

compréhension du travail réalisé. Ainsi le texte a été organisé dans 6 chapitres outre une introduction générale et une conclusion.

Ainsi dans le chapitre I le texte du mémoire rappelle le cadre de l'environnement portuaire et les actions physiques et chimiques qu'il peut exercer sur les ouvrages portuaires.

Dans le chapitre II les différents ouvrages de l'infrastructure portuaire sont présentés

Dans le chapitre III, le projet de l'extension du port de Annaba est présenté dans les détails avec les cadres climatique, géologique et géotechnique dans lesquels il s'insère.

Dans le chapitre IV, le texte identifie toutes les sollicitations qui agissent sur le quai ainsi que les modes de rupture préjudiciables qui sont susceptibles de s'y produire.

Le texte du chapitre V détaille les calculs et les vérifications de stabilité du quai vis-à-vis des modes de rupture présentés dans le chapitre 4.

Le texte du chapitre VI- aborde les calculs de stabilité interne du quai et dimensionne le ferraillage de ses différents éléments.

Recherche bibliographique : l'intelligence artificielle dans le domaine maritime

I. Introduction

L'intelligence artificielle est partout, y compris là où le grand public ne l'y attend pas forcément. Le domaine maritime en est un excellent exemple. Les cas d'utilisation de l'IA y sont innombrables : optimisation de la logistique portuaire, préservation des espèces, en passant par la navigation autonome et la protection de l'environnement. Dans cette partie de recherche bibliographique, nous allons montrer l'utilisation de l'intelligence artificielle dans le domaine maritime en nous basant sur des exemples pratique.

II. Les données des océans : collecte, analyse et traitement

La collecte de données marines s'est considérablement accrue grâce aux capteurs, radars, sonars, robots sous-marins ROV (Véhicule opéré à distance) et AUV (Véhicule sous-marin autonome) et aux drones maritimes. Des applications sont déjà intégrées dans le transport maritime, la défense militaire, la gestion de la pêche, l'exploitation des fonds marins, la recherche après des crashes en mer, la surveillance et l'amélioration des prévisions météorologiques. Les technologies de machine Learning peuvent répondre aux défis majeurs de la protection de l'environnement et de la lutte contre le changement climatique.

Entreprises, pouvoirs publics et ONG constituent des bases de données pour le déploiement de solutions. L'Océan Data Alliance propose une plateforme de données open source utilisant le machine Learning pour la surveillance et la prédiction, assurant une plus grande transparence des données pour les autorités et le grand public.

III. Logistique portuaire et maritime

Les infrastructures doivent s'adapter à l'augmentation des flux de conteneurs et à la taille des navires. Les nouvelles technologies – dont l'IA – permettent de répondre aux enjeux des ports, du back-office à la logistique prédictive et à l'exécution grâce à la robotique, aux véhicules autonomes, à la vision par ordinateur ou aux interfaces de conversation.

III.1. Quelques exemples

- **Smart Port / Business Intelligent Port** : gestion simplifiée et automatisée, comme proposé par la startup Sinay à Caen.
- **Gestion du trafic portuaire** : outils créés par SeaRoutes, Element AI ou Channel 5, en partenariat avec le List, offrent une vue précise et en temps réel de l'état du système portuaire grâce aux capteurs d'informations.
- **Détection d'objets flottants non identifiés et de mammifères marins** : solutions comme Oscar de BSB Marine.
- **Utilisation de drones** : collecte d'informations, surveillance, maintenance et création de systèmes d'alerte dans les ports et infrastructures offshore.

  La figure III.1 montre quelques exemples de l'utilisation de l'intelligence artificielle dans le domaine maritime.

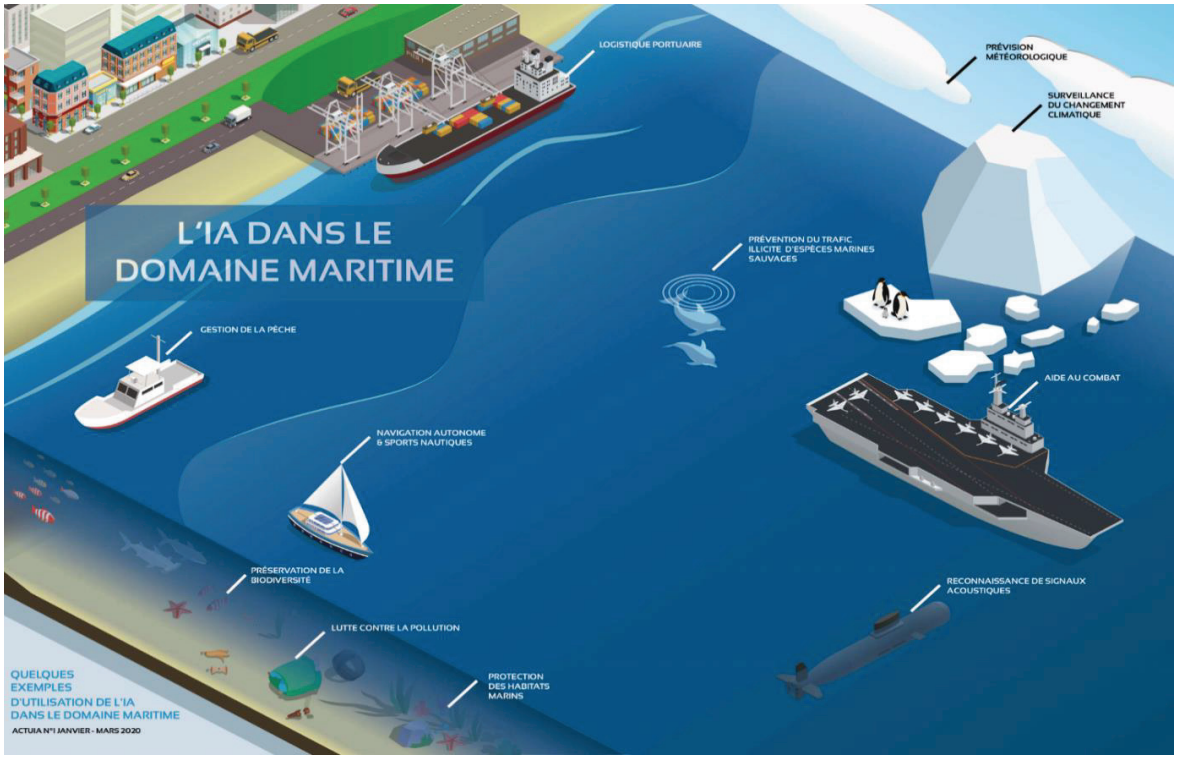


Figure 1. Infographie : l'intelligence artificielle dans le domaine maritime

IV. Navigation autonome et sports nautiques

Les tests de navires autonomes se multiplient, allant des ferries aux drones marins, améliorant la sécurité maritime avec des technologies d'IA telles que lidars et caméras. Les sports nautiques bénéficient également de l'IA pour améliorer les performances, avec des outils de machine learning développés par des entreprises comme AIM45.

V. Défense militaire

L'IA est essentielle dans la défense maritime, couvrant divers domaines tels que le combat collaboratif et la guerre des mines. Des solutions de fusion multi capteurs et d'aide à la décision améliorent les performances des bâtiments de surface et sous-marins, tandis que la reconnaissance acoustique et les robots sous-marins sont utilisés dans la guerre des mines.

VI. Préservation de la biodiversité

Les outils de collecte et d'analyse de données fournissent de vastes bases de données. Le machine Learning permet de les traiter avec précision et de développer des solutions efficaces dans de nombreux secteurs :

- **Inspection marine :** des entreprises telles que Subsea Tech et des robots comme Seasam ou iBubble de Notilo Plus permettent une surveillance précise des écosystèmes marins.

- **Surveillance de la santé marine :** le poisson-robotique Soft Robotic Fish développé par le MIT offre une méthode novatrice pour évaluer la santé des populations marines.

• **Neutralisation des espèces envahissantes :** des technologies comme le RangerBot sont utilisées pour détecter et éliminer les espèces nuisibles menaçant les habitats marins.

• **Prévention du trafic illégal :** l'utilisation de capteurs en temps réel permet de surveiller les activités maritimes et de détecter le trafic illégal d'espèces marines.

• **Gestion de la pêche :** des solutions technologiques avancées sont déployées pour prévenir la surpêche, surveiller les pratiques de pêche et détecter les activités illégales, assurant ainsi une exploitation durable des ressources marines.

VII. Environnement et changement climatique

L'intelligence artificielle aide à étudier les impacts du changement climatique et à lutter contre ses effets. Elle permet d'analyser la température des océans, leur niveau et leur acidification, et de surveiller les écosystèmes marins en temps réel. Des robots comme Wilson d'Océan Clean up et le Jellyfishbot de IADYS sont utilisés pour collecter les déchets marins.

VIII. Prévision météorologique

L'IA, avec des modèles météorologiques optimisés, aide à prévoir les catastrophes naturelles et à anticiper les risques. La détection rapide des changements climatiques permet d'alerter les populations et de prévenir les dommages.

Ces exemples d'applications de solutions basées sur l'intelligence artificielle montrent que les nouvelles technologies pourraient non seulement améliorer les performances et la rentabilité, mais surtout fournir des outils et des données pertinentes pour lutter contre un des défis majeurs de notre époque : la protection de l'environnement et la lutte contre le changement climatique.

CHAPITRE I : l'environnement portuaire
-Le milieu marin-

I.1 Introduction

Dans un environnement maritime qui est le siège des actions hydrodynamiques qui sollicitent les ouvrages portuaires, la mer a des caractéristiques physiques et chimiques qui attaque ces ouvrages.

On présente dans ce chapitre les propriétés de l'environnement marin en termes de mouvement ondulatoire de la mer et de caractéristiques physiques et chimiques de le l'eau de mer ainsi que les interactions qu'exercent cet environnement sur les ouvrages portuaires.

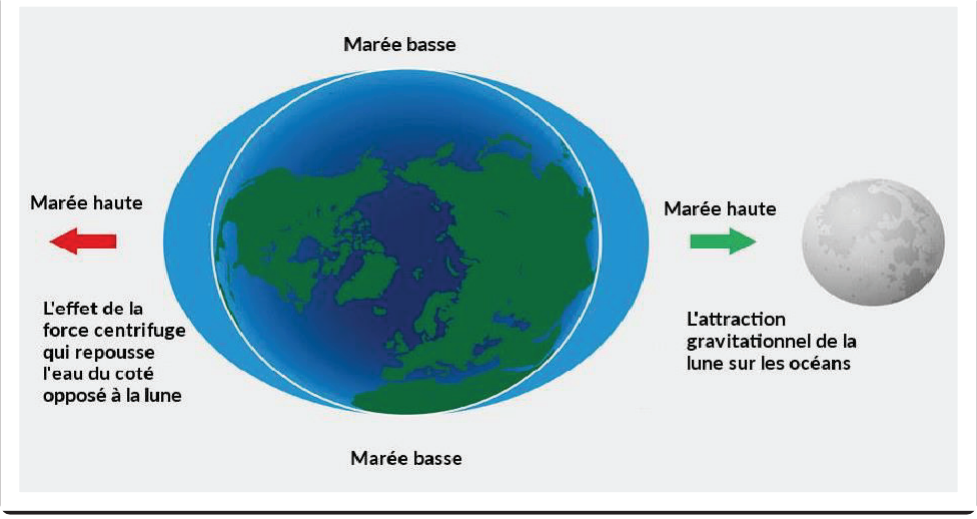
I.2 Les mouvements de la mer

I.2.1 Les mouvements ondulatoires

Le milieu marin est toujours agité, cette agitation se manifeste principalement sous forme de phénomènes de grande période de l'ordre de grandeur de la demi-journée ou de la journée : les **marées**, et sous forme de phénomènes de courte période : les **seiches** et la **houle.**

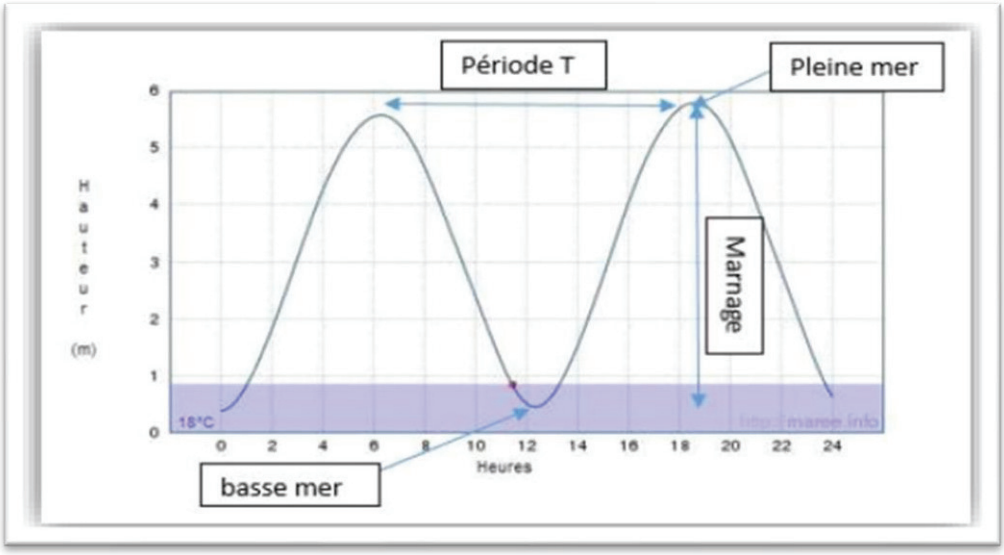
I.2.2 La marée

Les marées sont des oscillations plus ou moins périodiques, résultant de l'attraction gravitationnelle de la lune et du soleil sur l'eau, ainsi que de la force centrifuge due à la rotation terrestre (Figure I.1), sont des oscillations périodiques qui influent sur le niveau de la mer.



FigureI.1. Phénomène de la marée

Les marégraphes (Figure I.2) enregistrent ces variations pour aider à concevoir des structures solides. Pendant les marées de vive-eau, les ports doivent résister aux niveaux plus élevés de l'eau, et il est essentiel de prendre en compte les courants de marée pour assurer une navigation sûre.



FigureI.2. Variations de marré enregistrées par un marégraphe

I.2.3 Les seiches

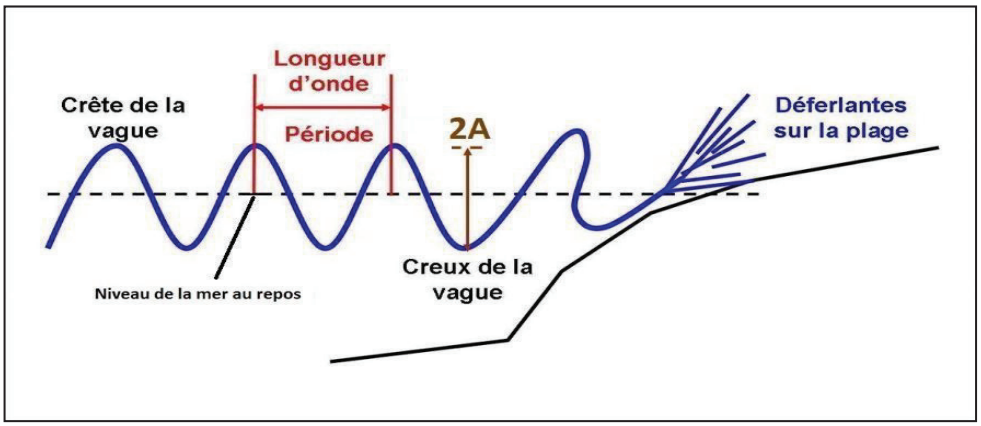
Les seiches sont des oscillations affectant certains bassins portuaires ou golfes, avec une période de l'ordre de la minute, souvent dues à des variations météorologiques. Elles peuvent entraîner des mouvements d'eau rapides et dangereux, mettant en péril la stabilité des infrastructures portuaires et causant des dommages importants. Il est important de prendre en compte ces effets lors de la conception et du dimensionnement des infrastructures pour assurer leur résilience.

I.2.4 La houle

La houle est générée par l'action du vent sur l'eau, créant des ondulations désordonnées à la surface de la mer. Si le vent persiste, ces ondulations se transforment en vagues se déplaçant dans la direction du vent, et en cas de vent fort, les crêtes des vagues se brisent, formant des rouleaux d'écume.

I.2.4.1 Caractéristiques de la houle :(Figure I.3)

- **La hauteur ou l'amplitude :** distance comprise entre le sommet et le niveau de la mer, notée A (en mètre). Elle dépend de plusieurs paramètres, dont la force du vent, sa durée d'action, et la distance sur laquelle il peut souffler sans rencontrer d'obstacles, appelée Fetch.
- **La longueur d'onde L** : distance entre deux crêtes ou deux creux consécutifs pouvant atteindre des dizaines de mètre.
- **La période T :** mesure le temps écoulé entre le passage de deux crêtes consécutives au même point de 3 à 20 secondes (en seconde).
- **La fréquence notée 1/T :** qui est le nombre de trains de houle passant en un point fixe en une seconde (en Hertz).
- **La célérité :** vitesse moyenne de propagation des crêtes, C=L/T.
- **La cambrure :** le rapport entre la profondeur et la longueur d'onde.



FigureI.3. Caractéristiques de la houle

La houle peut donc s'identifier comme un transport d'énergie dans l'eau sans transport de masse. En réalité, la particule d'eau se déplace de sa position d'équilibre initiale, mais elle y retourne après le passage de la houle.

La conception des ouvrages de protection portuaires passe par la connaissance du régime local des houles. En effet, celles-ci conditionnent le projet de plusieurs manières :

- ✓ Elles influent sur l'implantation à donner aux ouvrages pour protéger efficacement le port,
- ✓ Elles agissent parfois sur l'évolution du trait de côte, auquel cas l'impact sédimentologique des ouvrages projetés doit être étudié,
- ✓ Elles sont enfin le paramètre essentiel de dimensionnement structurel des ouvrages.

I.2.4.2 Phénomènes physiques liées à la performance hydraulique et à la réponse structurelle

Il existe différents types de phénomènes physiques liés à la performance hydraulique et à la réponse structurelle, nous allons étudier chaque phénomène individuellement afin de mieux comprendre l'interaction hydraulique entre la houle et les ouvrages.

a) La Réfraction :

La réfraction correspond à la modification des caractéristiques de longueur d onde, amplitude et direction de propagation de la houle due a une variation de Bathymétrie.

b) La diffraction :

Lorsqu'une houle ne se propage plus en ligne droite ou régulière, comme c'est le cas par exemple au contact d'un ouvrage à l'approche duquel une partie du front d'onde seulement est arrêtée, des oscillations se manifestent derrière l'extrémité de cet ouvrage en le contournant : On dit que la houle diffracte.

c) Le déferlement :

Il se produit quand les lames d'eau atteignent une certaine cambrure limite, au-delà de laquelle le profil devient instable. C'est alors qu'une brisure de la partie haute de la houle est observée.

- Types de déferlement :

Différents types de déferlement sont observés : en haute mer, ils sont causés par une barre sous-marine, des hauts fonds avec superposition de vagues, ou par le vent. À proximité du rivage, le déferlement se subdivise en déferlement glissant, plongeant ou gonflant, selon l'inclinaison du terrain.

I.2.4.3 Les performances hydrauliques liées à la houle

Au point de vue du concepteur, les principales interactions hydrauliques entre la houle et les ouvrages sont :

a) Le run up (et run down) de la houle :

L'action de la houle sur un talus entraîne une oscillation de la surface de l'eau sur une étendue verticale, avec les niveaux extrêmes, run up (Ru) et run down (Rd), mesurés en mètres par rapport au niveau de repos. Le Ru détermine la crête de l'ouvrage et sert d'indicateur de franchissement ou de transmission de la houle, tandis que le Rd est utilisé pour évaluer l'étendue inférieure de la carapace.

b) Le franchissement de la houle :

Si le run up dépasse la crête, l'ouvrage est franchi, le franchissement détermine souvent la crête et la forme de la section, en maintenant le débit franchissant moyen spécifique (q) sous des limites acceptables (m3/s par mètre linéaire de crête). Le volume de franchissement maximum, V max, est également un paramètre de dimensionnement courant.

c) La transmission de la houle :

La transmission de la houle concerne les digues dont la crête est relativement basse ou construite avec des matériaux perméables, ce qui peut permettre à la houle de passer au-delà de l'ouvrage. Le coefficient de transmission (C_t) quantifie cette transmission et est défini comme le rapport entre la hauteur de la houle transmise (H_t) et la hauteur de la houle incidente (H_i).

d) La réflexion de la houle :

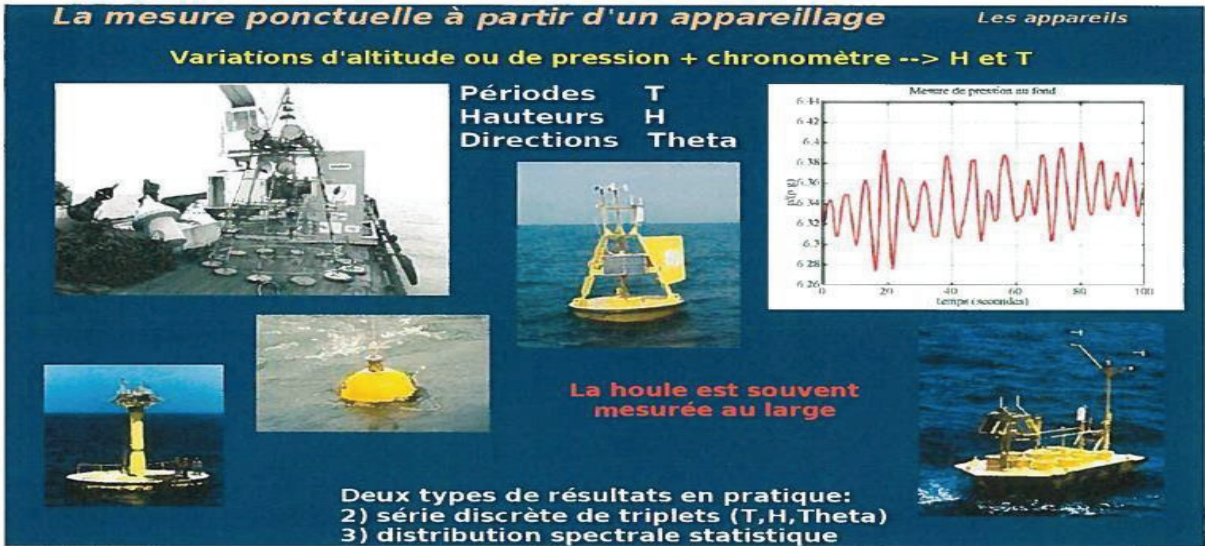
Elle se produit lorsqu'elle rencontre un obstacle vertical ou incliné, notamment sur les côtes et à l'entrée des ports. Cette interaction entre la houle incidente et réfléchie peut provoquer un état de mer confus et des vagues instables, compliquant la navigation. Le coefficient de réflexion (C_r) est défini comme le rapport entre la hauteur de la houle réfléchie (H_r) et la hauteur de la houle incidente (H_i).

I.2.4.4 Observation et mesure de la houle

La houle, en tant que phénomène complexe, nécessite une analyse statistique incluant l'étude de la distribution des hauteurs de vagues et la prédiction à long terme basée sur les données de vent, Pour comprendre son impact sur les infrastructures maritimes. Les Ingénieurs conçoivent ouvrages résilients en considérant caractéristiques extrêmes sur 50 ans.

La Hauteur significative assure la résistance des infrastructures portuaires aux conditions de la houle.

Les équipements de mesure comprennent l'houlographe, le sondeur à ultrasons inverses, et les bouées houlographes pour évaluer diverses caractéristiques de la houle (Figure I.4).



FigureI.4. Mesure de la houle

I.2.5 Les courants

Un courant marin est un déplacement de l'eau de mer caractérisé par sa direction, sa vitesse et son débit. Il résulte de l'action des forces internes (pesanteur, pression) et de l'action des forces externes (vents, attraction des astres), à ces forces s'ajoutent les forces de frottement internes du fluide ainsi que la force de Coriolis due à la rotation de la terre.

I.2.5.1 Types de courants :

• **Les courants généraux** : Ce sont des courants océaniques permanents et uniformes dus essentiellement aux variations de pression et de pesanteurs en différents points des océans. Ils sont très importants, car ils peuvent déplacer des millions de mètres cubes d'eau à la seconde

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

• **Les courants de houle :** Sont alternatifs et très forts lors des tempêtes (plusieurs mètres par seconde). Ils affectent surtout la tranche d'eau située près de la surface (de 5 à 10 mètres d'épaisseur) ; leur importance décroit avec la profondeur.

• **Les courants côtiers ou de débris** : Ils ont pour origine les vagues, les vents et les irrégularités du sol

I.2.5.2 Performance hydrauliques liées au courant :

L'attaque des courant est la cause principale de l'instabilité des fonds et de tout système de protection conçu dans le but de minimiser l'érosion potentiel.

➢ **Paramètres dimensionnants :**

- Le débit spécifique Q(m3/s/m) le long de la crête de l'ouvrage.
- Le niveau d'eau H
- La vitesse d'écoulement est nécessaire pour déterminer une gamme de vitesse :

  -Vitesse du courant sur la profondeur U(m/s)

  -Vitesse locale u(m/s)

On s'intéresse ici que sur l'écoulement interne pour les ouvrages de protection en enrochement donc il est nécessaire d'estimer les écoulements ou les vitesses d'infiltration à travers les enrochements.

I.3 Les propretés physico-chimiques de l'eau de mer

I.3.1 Les propriétés chimiques

I.3.1.1 La salinité :

La salinité de l'eau de mer est le résultat des sels qu'elle contient, dont la composition reste à peu près constante. L'eau de mer contient à peu près 35 grammes de sel dissous par litre.

I.3.1.2 Le ph :

Il mesure l'acidité ou l'alcalinité de l'eau. Le pH de l'eau de mer est compris entre 7,7 et 8,4 ce qui indique que L'eau de mer est légèrement alcaline.

I.3.1.3 Influence des propriétés chimique de l'eau de mer sur les infrastructures maritimes

Les propriétés chimiques de l'eau de mer influencent la résistance des matériaux des infrastructures portuaires en accélérant leur corrosion et leur dégradation, ce qui peut diminuer leur durabilité et leur résistance mécanique.

I.3.2 Les propriétés physiques

I.3.2.1 La température :

La température en profondeur est plus faible qu'en surface, elle est pratiquement nulle au-delà de 300 m de profondeur. Elle est mesurée à l'aide d'un thermomètre a mercure, elle varie selon les saisons (Tableau I.1).

TableauI.1 Valeur des températures

	Hiver	**Eté**
Manche et mer du Nord	7ºC	17ºC
Méditerranée	12ºC	22ºC

La connaissance de la température de l'eau de mer est utile pour la pêche et pour les études relatives à l'énergie thermique marine. Elle impacte l'action de la mer sur les matériaux comme le béton et l'acier, avec une augmentation de la corrosion à des températures plus élevées. Mesurée à l'aide d'un thermomètre à mercure, elle varie selon les saisons.

I.3.2.2 La densité :

La densité dépend de la salinité, de la température et de la pression. À 35 g/l de salinité et 15 °C, elle est de l'ordre de 1,026 t/m³.

I.3.2.3 Influence des propriétés physiques de l'eau de mer sur les infrastructures maritimes :

Les propriétés physiques de l'eau de mer influencent :

- La dynamique des mers et la pression sur les infrastructures portuaires.
- Les variations des tirants d'eau des navires, nécessitant des dragages adaptés.
- La recherche des lieux de pêche.

I.4 Actions chimiques de l'eau de mer sur les matériaux de constructions

I.4.1 Actions sur les liants hydrauliques

L'eau de mer réagit avec les liants hydrauliques, comme le ciment, provoquant le ramollissement des mortiers et bétons, leur perte de résistance, des gonflements, et une décomposition des matériaux. Cette réaction se divise en trois phases : hydratation de la chaux libre, combinaison avec le sulfate de magnésie entraînant un ramollissement, et formation du sel inorganique avec un gonflement significatif.

Ainsi, les liants devraient être adaptés aux constructions en milieu marin et devraient contenir peu d'alumine et de chaux libre.

I.4.2 Actions sur les aciers et mesures de protections

L'eau de mer accélère la corrosion des aciers via des effets galvaniques, augmentant avec la température. Pour lutter contre cela, on utilise :

- **Peinture :** peintures spéciales à base de bitumes, goudron, et anti-rouille à faible teneur en plomb.
- **Métallisation par zingage :** revêtement de zinc fondu.
- **Cimentage :** recouvrement temporaire avec du mortier de ciment.
- **Protection cathodique :** électrolyse inverse pour rendre les surfaces plus négatives par rapport à l'eau de mer.

I.4.3 Actions sur le bois

L'action de l'eau de mer sur le bois est surtout biologique, elle est due à la formation de champignons ou à l'attaque par des animaux marins. L'attaque est particulièrement importante pour les bois soumis au marnage ; au contraire des ouvrages en bois constamment immergés se comportent très bien pendant plusieurs centaines d'années.

I.4.4 Actions sur les hydrocarbures

L'eau de mer n'a pas d'action particulière sur les asphaltes, goudron et bitumes ; il faut évidemment prendre les précautions habituelles contre le désenrobage des agrégats utilisés dans les bétons et mastics bitumineux.

I.4.5 Le béton dans le milieu marin

Le béton utilisé dans les constructions marines doit être protégé contre les attaques des sels contenus dans l'eau de mer.

Les dégradations du béton en milieu marin sont principalement chimiques ou physiques, se manifestant par des fissures ou une érosion, selon le niveau d'immersion du matériau.

La durabilité du béton dépend de sa qualité, de la composition et notamment du ciment utilisé.

CHAPITRE II : Généralités sur les Ouvrages portuaires

II.1 Introduction

Dans la démarche progressive suivie pour la présentation de ce travail, après avoir définie l'environnement on s'intéresse dans ce chapitre aux différents types d'ouvrages qui forment les ports ainsi que les types de navires qui doivent recevoir.

II.2 Principe d'implantation d'un port maritime

II.2.1 Classement des ports d'après leur mission principale

a) **Les ports militaires :** rade de dimensions assez grandes pour permettre l'évolution des navires de guerre et assurer une dispersion rapide des bâtiments.

b) **Les ports de commerce :** ports destinés au trafic des marchandises et de passagers. (Port pétroliers Skikda, port d'Arzew Oran)

c) **Les ports de pêche** : est un port ou les navires peuvent décharger leur prise. Il est équipé des installations pour le traitement, stockage et expédition du poisson. Port de BOUZEDJAR-Ain timouchent-

d) **Les ports de plaisance :** Le développement des loisirs maritime a entraîné la création de ports spécialement aménagés pour la navigation de plaisance. Les usagers y trouvent magasins, parkings, club-house (Port de Sidi Fredj).

II.2.2 Classement des ports d'après leur implantation géographique

• **Ports établis dans les rades abritées** : Ils comprennent les ports militaires, les ports pour le trafic des hydrocarbures sur des sea-lines ou des tourelles isolées, les postes minéraliers, ainsi que les postes à passagers ou à marchandises avec transbordement sur des engins flottants.

• **Ports intérieurs** : Situés sur le littoral, ils sont gagnés sur les eaux ou creusés dans les terres.

• **Ports extérieurs :** Établis sur des fleuves ou des rivières, ils sont reliés au littoral par un canal maritime, ou situés sur des lagunes et des étangs en communication avec la mer.

• **Ports au large :** Ils comprennent des installations spécialisées pour le chargement, le déchargement ou l'exploitation des hydrocarbures, ainsi que des ports "îlots" détachés du rivage, comportant des postes protégés.

II.2.3 Conditions définissant l'implantation d'un port

• **Données économiques :** Un port doit répondre à des besoins économiques justifiant sa création, incluant le développement du commerce international, régional et le transport de marchandises en vrac nécessitant des profondeurs importantes.

• **Conditions topographiques et géologiques :** L'emplacement du port dépend des caractéristiques topographiques et géologiques du site, influençant les liaisons avec l'arrière-pays, les possibilités de dragage et les fondations des infrastructures.

• **Conditions nautiques :** Les caractéristiques maritimes, telles que le vent, la houle et les courants, influent sur la conception et le fonctionnement du port, impactant la navigation et la sécurité des navires.

• **Conditions relatives au maintien des profondeurs :** Le maintien des profondeurs nécessite des coûts considérables, notamment dans les zones où le fond est sujet à l'ensablement dû à des courants ou des houles obliques.

II.2.4 Plan de masse d'un port

Le plan de masse d'un port (Figure II.1), dicté par les normes de l'A.I.P.C. N, (Association Internationale Permanente des Congrès de Navigation) comprend plusieurs éléments essentiels :

• La passe d'entrée essentielle pour le passage des navires, doit être large et orientée de manière à minimiser l'impact du vent sur les navires entrants.

• Les zones de manœuvres, comme le cercle d'évitage, sont dimensionnées en fonction de la longueur des plus grands navires fréquentant le port, assurant ainsi des manœuvres sûres.

• Le chenal d'accès, avec sa longueur et sa largeur déterminées, est conçu en tenant compte de divers facteurs tels que le niveau de référence, le tirant d'eau admis et les mouvements verticaux du navire.

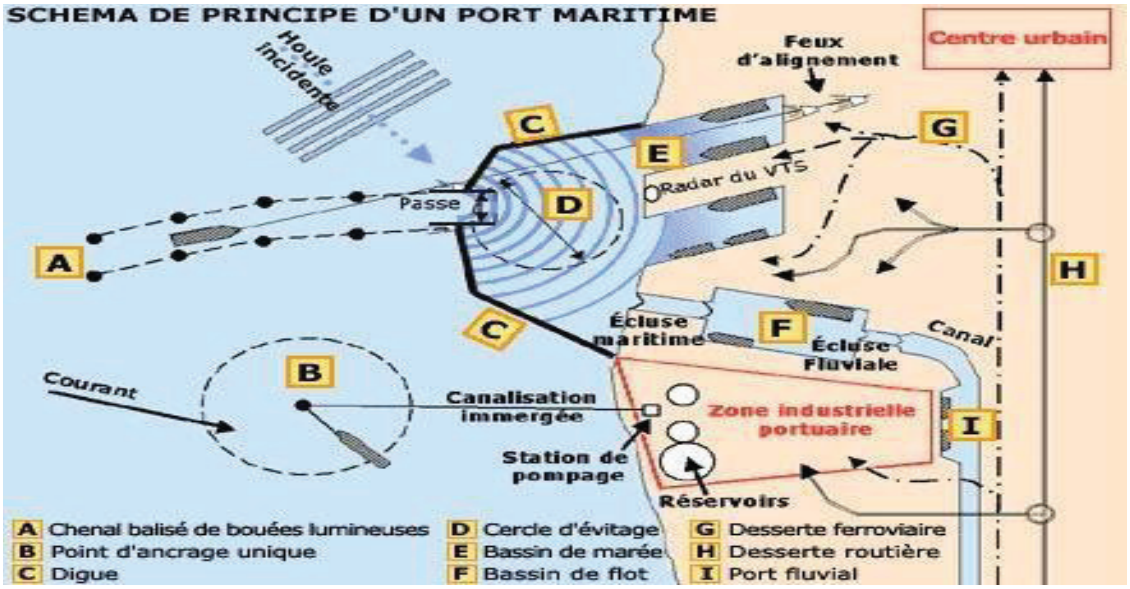


Figure.II.1. Schéma de principe d'un port maritime

Comme les spécifications du plan de masse dépendent des types de navires qui y accostent, il est essentiel de comprendre ces navires en détails.

II.2.4.2 Les navires

Il existe de nombreux types de navires, chacun étant conçu pour un usage spécifique, on cite parmi eux : les navires de recherche, les navires militaires, les navire de croisière , les navires de de charge : utilisés pour le des marchandises en vrac ou des conteneurs (les

cargos, les porte-conteneurs et les vraquier), Navires de pêche (les chalutiers, les thoniers, et les bateaux de crevettes); les Navires de plaisance : conçus pour les activités tels les voiliers, les yachts, et les bateaux de pêche de loisirs.

Ainsi la connaissance des types de navires qui accostent dans un port est primordiale car leurs caractéristiques influent sur la conception du port, les principales caractéristiques (Figure II.2) sont :

- **Le tirant d'eau T :** c'est la distance verticale entre la ligne de flottaison DWL et la partie la plus basse du navire.
- **Longueur :** la longueur du navire peut influencer la disposition des quais ou pontons, ainsi, que l'espace nécessaire de manœuvre à l'intérieur du port. Deux longueurs sont à considérer :
  LOA : longueur hors tout, mesurée de l'extrémité avant à l'extrémité arrière
  LPP : Longueur entre perpendiculaires
- **La largeur B** : la hauteur du navire peut influencer la hauteur du quai ou ponts ou des passages supérieurs qui enjambent le port.

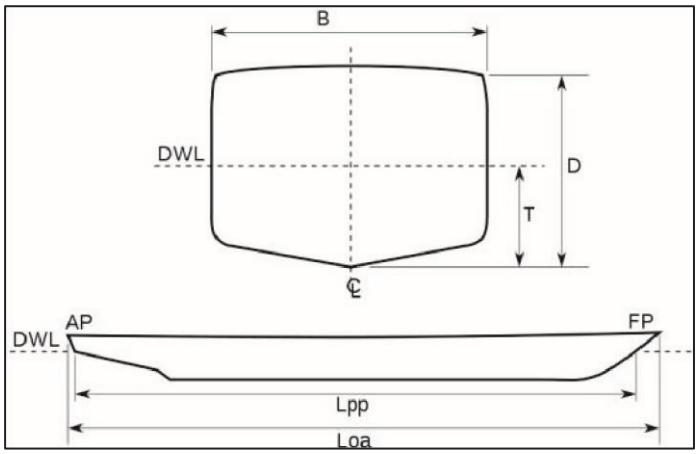


Figure.II.2. Dimensions des navires

- **Le tonnage net :** c'est le volume de la capacité commercial du navire.
- **Le type de cargaison transportés :** il peut affecter les installations nécessaires au port, comme les grues, les équipements de manutention, les entrepôts ou les zones de stockage.
- **Maniabilité :** la maniabilité du navire peut affecter les équipements nécessaires pour guider ou remorquer le navire dans le port.

II.2.4.3 Considérations conduisant à l'élaboration d'un plan de masse

Le plan de masse est le résultat d'une analyse de nombreux facteurs tant physiques qu'économiques. Il est souvent utile d'examiner plusieurs variantes adaptation du port face à de nouveaux trafics pouvant intervenir longtemps après la construction du port.

✓ Le trafic :

Le type de trafic à recevoir conditionne le type de port à créer. L'importance de ce trafic détermine la nature et le nombre de postes à créer. De savoir quels sont les navires les plus contraignants pour le dimensionnement des plans d'eau.

✓ La houle et les courants :

La houle et les courants peuvent exercer des contraintes sur les navires et les structures portuaire. On construit des ouvrages de protection appelés digues qui ont pour effet de protéger le navire lors de son déchargement. Le trace des digues doit être en outre optimise de façon à augmenter les possibilités d'entrée du navire dans le port.

✓ Le vent :

L'orientation des postes est située dans la direction des vents dominants. Cette orientation doit faciliter la manœuvre des navires par vents forts.

✓ La hauteur d'eau :

En effet, dans les mers à marée la variation du niveau d'eau peut être très importante, et atteindre jusqu'à des grandeurs de l'ordre de 14 mètres. Le navire, pour manœuvrer, a besoin d'une hauteur d'eau égale à son tirant d'eau augmentée d'une marge appelée pied de pilote.

II.3 Principaux types d'ouvrages maritimes

Un port est constitué généralement de deux types d'ouvrages devants répondre aux différents besoins des opérations à l'interface terre-mer. Nous distinguons principalement les ouvrages de protection et les ouvrages d'accostage et d'amarrage.

II.3.1 Les ouvrages de protection (Les ouvrages extérieures)

Ces ouvrages sont soumis aux effets directs de la mer dont on connait le caractère aléatoire, ils ont pour rôle la protection des zones de manœuvre et des postes d'opérations contre l'agitation causée par la houle.

Il existe deux grands types d'ouvrages extérieurs : □ Les jetées

□ Les digues

II.3.1.1 Les jetées

Ce sont des ouvrages portuaires s'avançant dans une mer pour protéger le port contre les vagues ainsi que pour l'embarquement et le débarquement de marchandises et de voyageurs.

On trouve dans un port deux types de jetées (Figure II.3) : • La jetée principale

• La jetée secondaire



Figure.II.3. Les jetées d'un port

II.3.1.2 Les digues

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

On rencontre généralement quatre types de digues :

- Digues a talus
- Digues mixtes
- Digues verticales
- Digues de types spéciaux

II.3.2 Ouvrages d'accostage et d'amarrage (Ouvrages intérieurs)

Les ouvrages d'accostage constituent des points pour le stationnement et éventuellement l'amarrage des navires afin de leur assurer une liaison avec la terre ce qui permettra :

- Le transit des passagers et des marchandises, moyennant des équipements et des engins de manutention ;

- Au navire la possibilité d'avitaillement, d'armements, de remisage, de réparation ou pour attendre la libération d'un poste d'opération.

On distingue généralement trois types d'ouvrages d'accostage : Les appontements, les ducs d'Albe, les quais.

II.3.2.1 Les appontements

Ce sont des ouvrages permettant l'accueil et l'accostage des navires mais n'assurant pas une liaison directe avec les parties terrestres (où se trouvent les installations de stockage des cargaisons). Ils peuvent cependant servir à l'approche ou au dépôt de la marchandise. (Figure II.4)

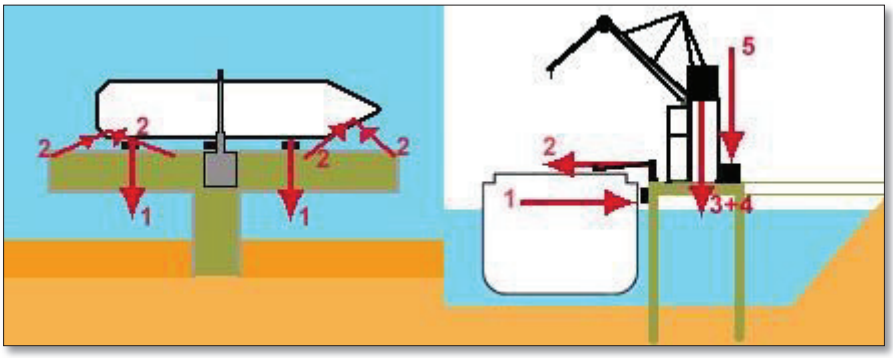


Figure.II.4. Appontement

Ils doivent résister :

- aux efforts horizontaux d'accostage (1) d'amarrage (2) mais n'a pas à retenir des remblais
- aux efforts verticaux : • de son poids propre et de celui des engins de manutention (3+4)
  • des éventuelles cargaisons déposées (5)

II.3.2.2 Ducs d'Albe

Sont des structures pour l'accostage ou l'amarrage des navires, sans plate-forme pour marchandises ou engins. Ils sont faits de tubes métalliques ou de caissons en palplanches soudées et battus verticalement dans le sol, résistant aux efforts d'accostage par flexion, avec une résistance proportionnelle à leur déplacement horizontal. (Figure II.5)

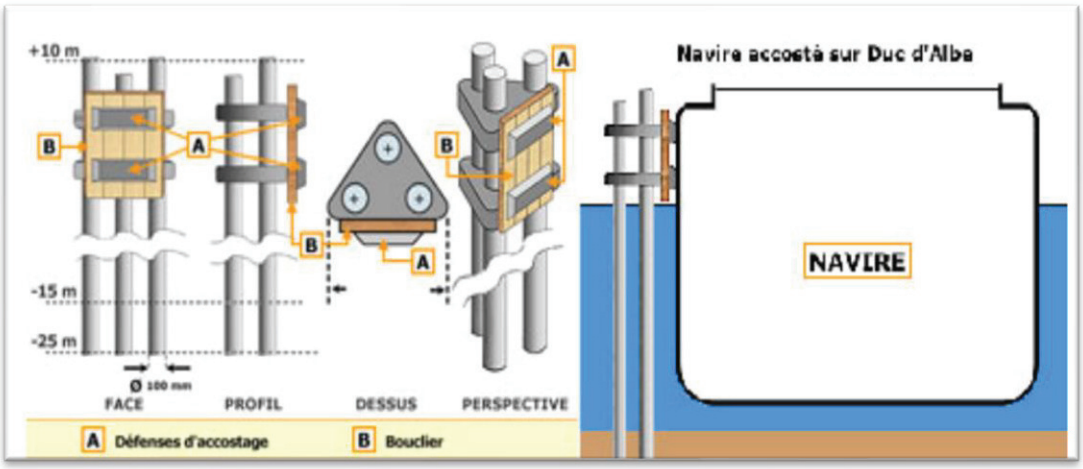


Figure.II.5. Duc-d Albe

II.3.2.3 Les quais

Les quais sont des structures portuaires où les navires accostent pour le chargement/déchargement de marchandises, embarquement/débarquement de passagers, et réparations.

a. Les fonctions assurées par les quais

- Servent de point d'appui pour l'amarrage des navires.
- Assurent la liaison terre-navire via les terre-pleins.
- Soutiennent les terres à la limite de l'eau.
- Résistent aux efforts horizontaux (accostage, amarrage, poussée des remblais).
- Résistent aux efforts verticaux (poids propre, engins de manutention, charges sur le terre-plein).

b. **Classification des quais :** les quais sont classés en plusieurs types en fonction de leurs conditions de mise en œuvre et de leurs possibilités d'exécution. Certains sont fondés en surface en fonction des conditions géotechniques du site, tandis que d'autres sont fondés en profondeur. On peut les classer en trois principales catégories :

1. **Quais massifs**
2. **Quais sur pieux**
3. **Quais mixtes**

b.1. Quais massifs : ce sont des ouvrages à fondation superficielle continue dont la stabilité de l'ensemble est assurée par le poids du quai. On distingue :

- **Quais en blocs de béton**

Les murs de quais en blocs de béton sont constitués de blocs préfabriqués, empilés les uns sur les autres. Le bloc inférieur repose sur une assise en enrochements préalablement réglée. Ces blocs peuvent être pleins (Figure II.6) ou évidés (Figure II.7), avec une hauteur générale de 15 à 20 mètres.

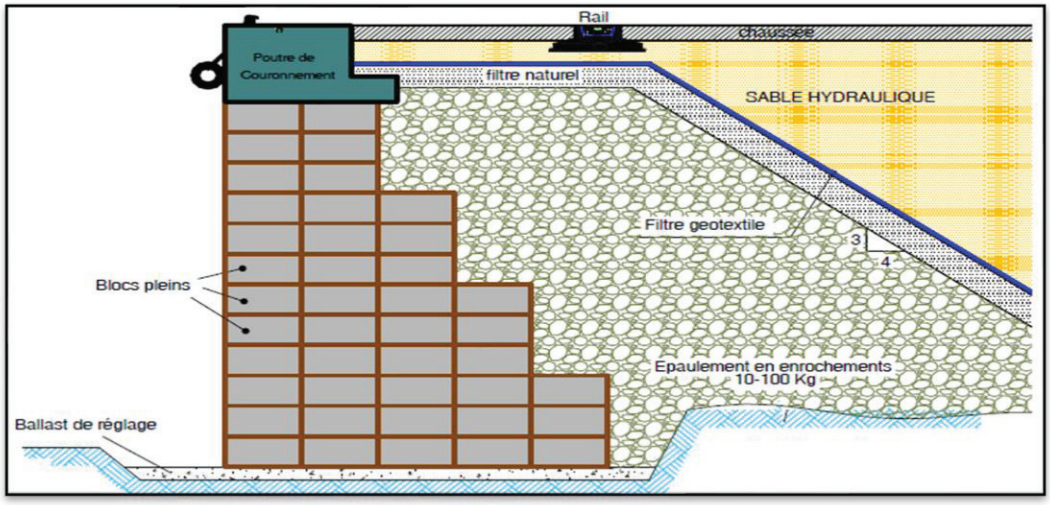


Figure.II.6. Quai en blocs pleins de béton

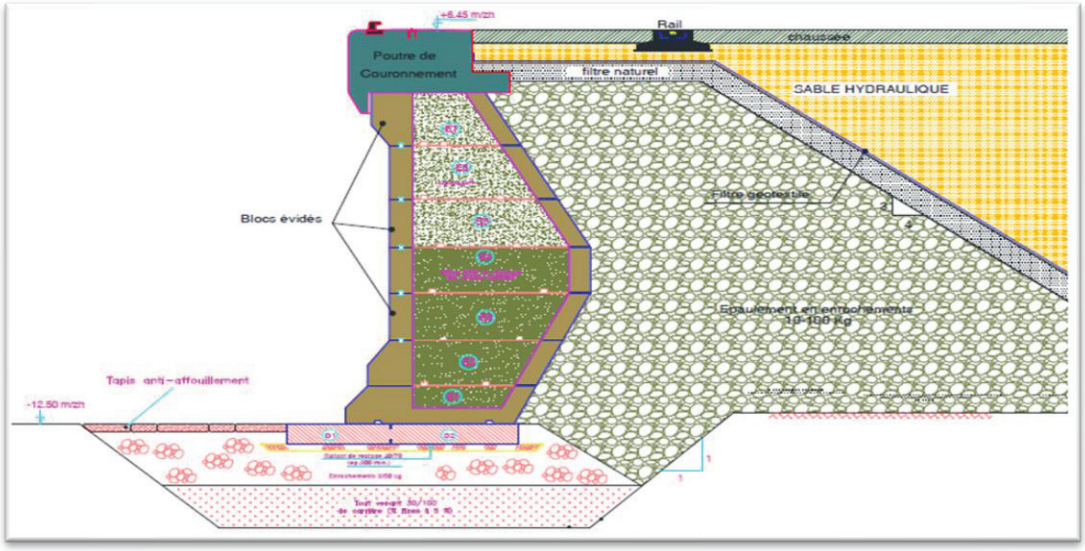


Figure.II.7. Quai en blocs évidés

- **Quais en caissons (Figure II.8)**

Les quais en caissons peuvent être préfabriqués partiellement ou totalement. Ils peuvent constituer des ouvrages continus ou à appuis discontinus. Ces caissons peuvent également servir de soutien des terres pour les ouvrages continus. On distingue trois types :

- **Les caissons amenés par flottaisons et échoués :** Préfabriqués, ils sont remplis de remblai et peuvent atteindre des hauteurs de 30 mètres ou plus.
- **Les caissons havés :** Fabriqués dans une cale de travaux, ils sont utilisés lorsque le terrain naturel est de mauvaise qualité.
- **Les viroles préfabriquées :** Similaires aux caissons havés, ils sont également utilisés sur des terrains de mauvaise qualité.

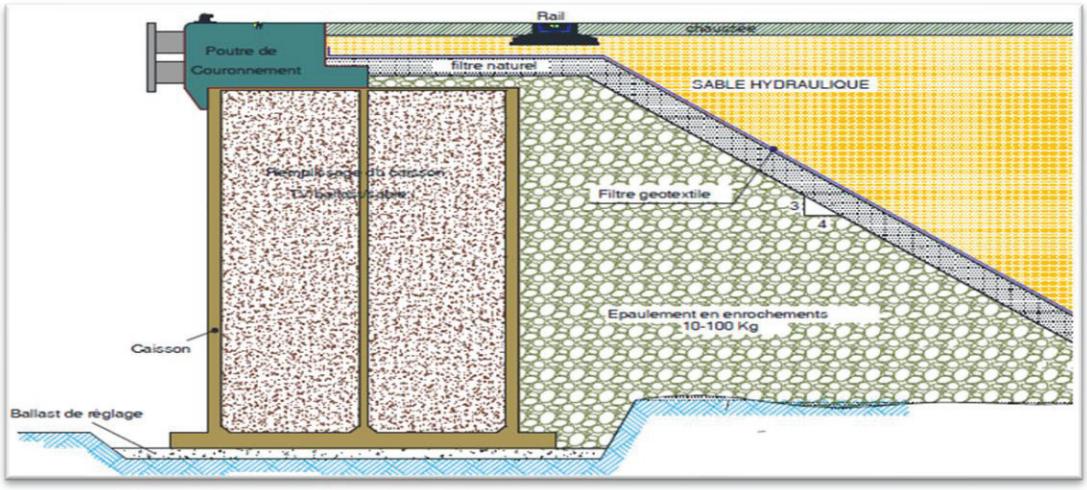


Figure.II.8. Quai en caisson

- **Quai en rideau de palplanches (Figure II.9)**

Les quais en rideau de palplanches sont constitués d'un rideau métallique ancré sur un rideau arrière. Ils sont utilisés lorsque le sol naturel ne peut pas supporter un ouvrage massif. Ils offrent une butée au pied du rideau pour équilibrer la poussée du remblai, adaptés aux sols sableux, de marnes ou d'argiles compactes.

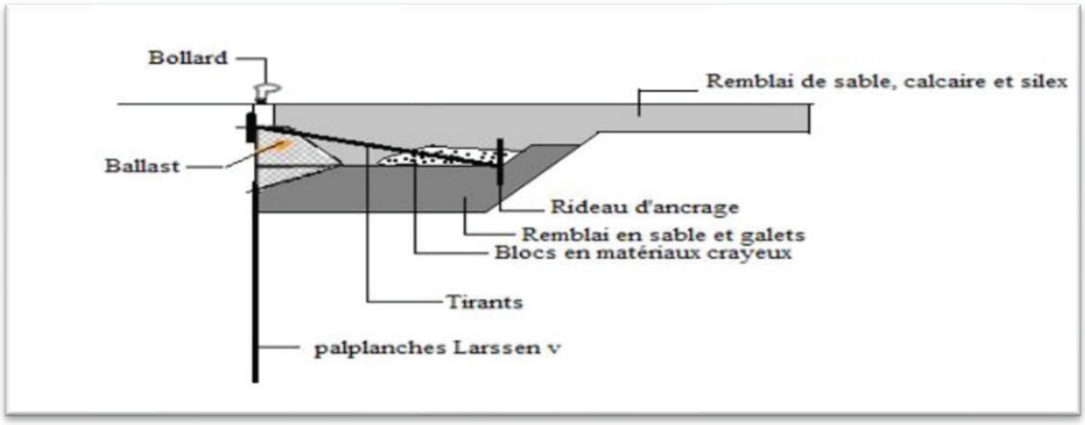


Figure.II.9. Quai en rideau de palplanches

b.2. Quais sur pieux (Figure II.10)

Les quais sur pieux consistent en une plate-forme en béton armé soutenue par des pieux en béton ou en acier. Ils sont renforcés par un talus et un rideau placé en avant ou en arrière du quai, avec ou sans tirants d'ancrage. Les pieux inclinés et la butée du remblai génèrent une force horizontale pour équilibrer les efforts d'accostage et d'amarrage des navires.

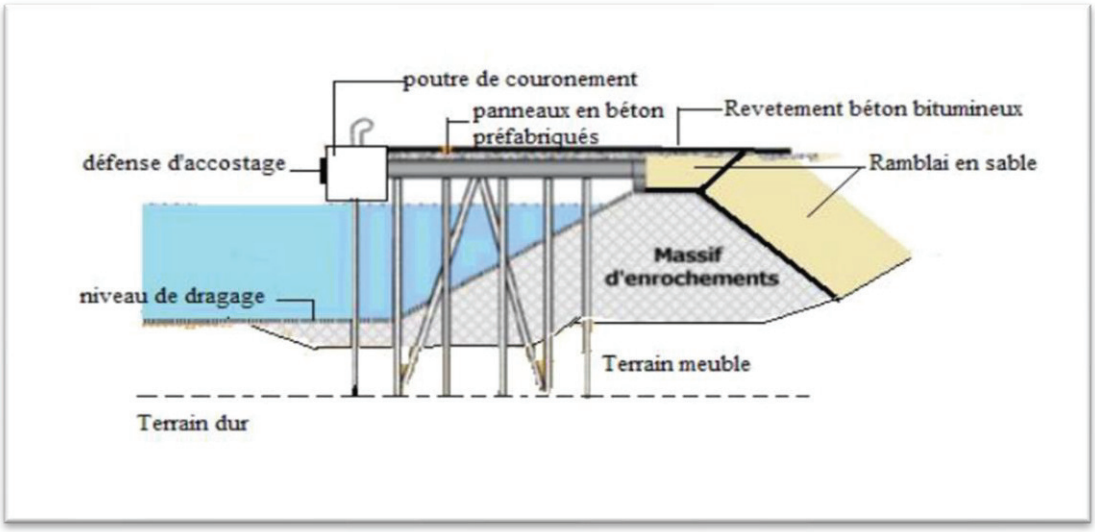


Figure.II.10. Quai sur pieux

b.3. Quais mixtes (Figure II.11)

Le quai mixte combine un rideau de palplanches et une plateforme en béton armé, reposant sur des pieux en béton ou en acier. Il résiste aux forces d'accostage grâce à la poussée du remblai contre le rideau et, parfois, à la réaction horizontale des pieux inclinés. Les charges verticales sont supportées par les pieux, parfois renforcés par des tubes métalliques dans le rideau de palplanches. Ce type de quai convient lorsque le sol de fondation est de qualité moyenne et qu'une couche de terrain résistant se trouve à une profondeur raisonnable.

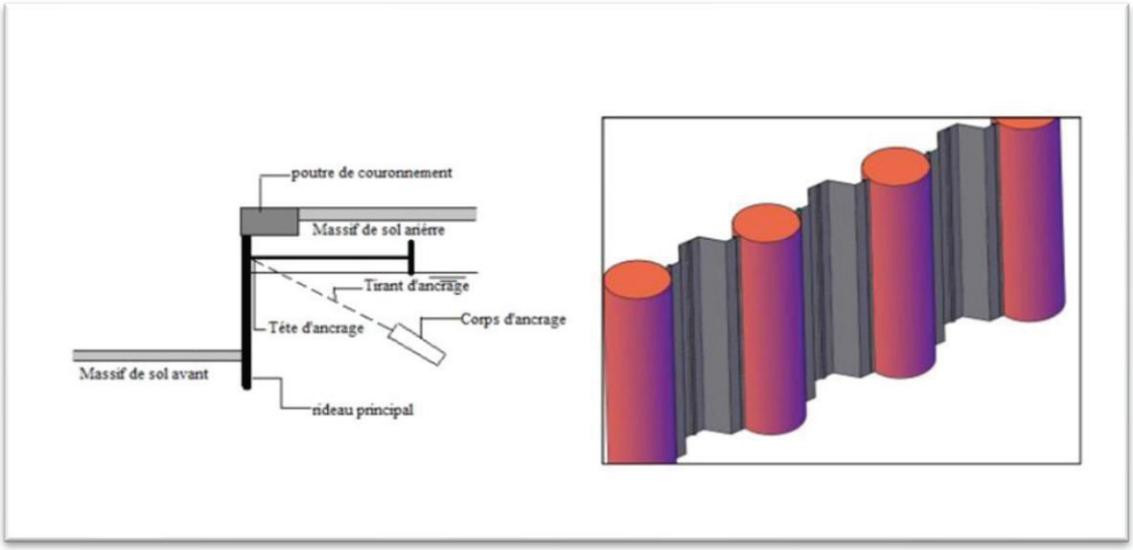


Figure.II.11. Quai mixte

c. Les paramètres de choix du type de quai

- Qualité géotechnique du sol de fondation

La qualité du sol est un facteur déterminant dans le choix entre une fondation profonde ou superficielle.

➢ Contraintes et forces en jeu

- **Les efforts appliqués :** Faisant intervenir la hauteur du quai (dépendant du tirant d'eau des navires à recevoir). La nature des terres à soutenir, le régime surpression hydrostatique et les surcharges d'exploitation.
- **L'agitation :** Dans le bassin, les quais proches de l'entrée du port nécessitent un coefficient aussi faible que possible (quais sur pieux à talus ou système non réfléchissant).
- **La sécurité :** dans le cas d'accostage accidentel d'un navire ou ports de guerres.
- **La durée de vie :** La durée de vie de l'ouvrage dépend de l'agressivité du milieu ambiant vis- à-vis de l'attaque des matériaux (corrosion).

➢ Conditions d'Exécution

L'état initial du site avant les travaux, y compris la position du quai par rapport au terrain naturel, ainsi que les contraintes liées à la réalisation en site terrestre, à sec ou à l'abri d'un batardeau, sont également des considérations importantes.

II.4 La signalisation maritime

La signalisation maritime est l'ensemble des dispositifs mise en place pour aider à la navigation maritime. L'objectif de cette signalisation est de :

- Indiquer les zones dangereuses aux abords des côtes et de grandes routes maritimes.
- Guider les navires vers les ports.
- Donner les moyens aux navires de connaitre leur position que ce soit en vue de la côte comme au large, et de jour comme de nuit. :(Figure II.12)

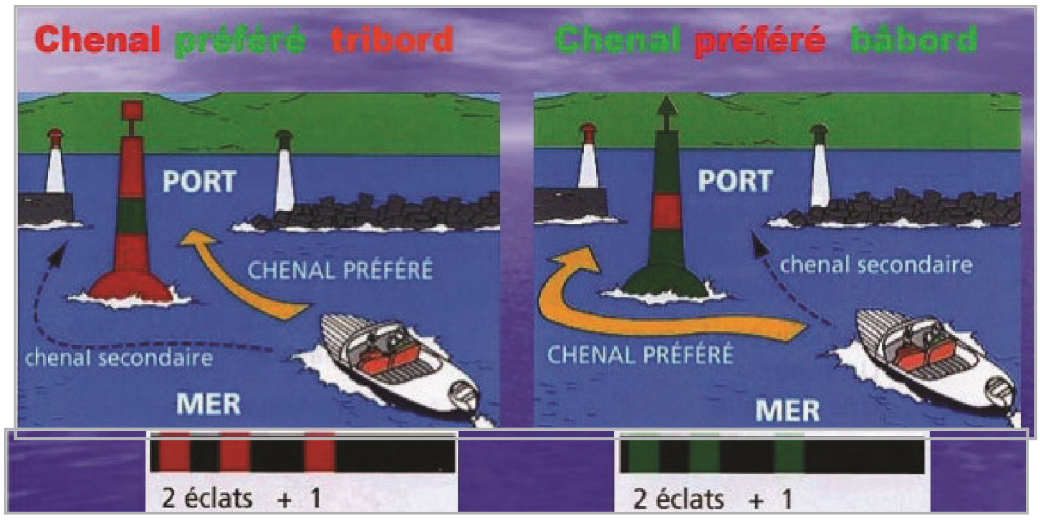


Figure.II.12. Signalisation du chemin principal

Les dispositifs d'aide à la navigation se composent principalement de :

- **Phares et feux (Figure II.13) :** visibles à grande distance la nuit, classés en trois catégories :
    - Phares et feux de grand atterrissage, marquant les tournants des routes maritimes.
    - Phares et feux d'atterrissage secondaire ou de jalonnement, précisant le tracé des routes très fréquentées.
    - Phares et feux d'entrée de port, guidant les navires à l'approche des estuaires et ports.

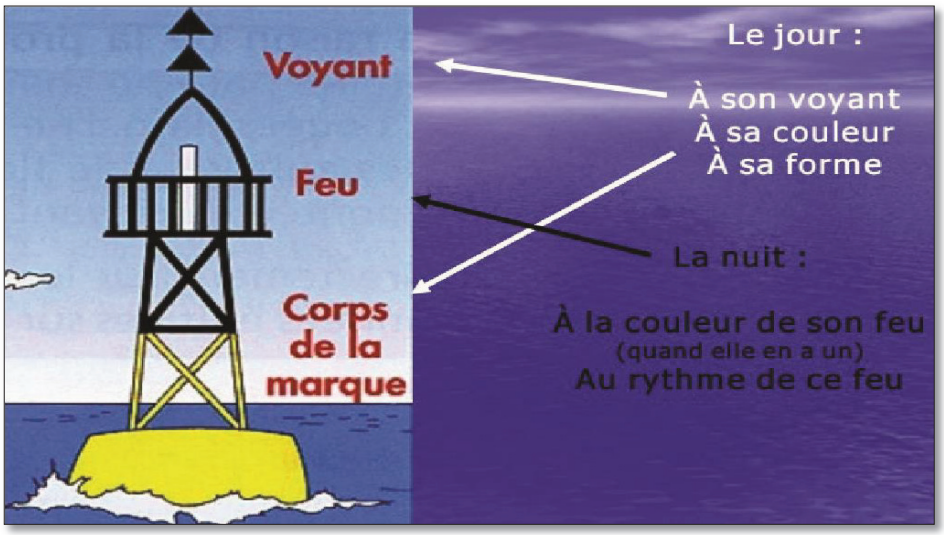


Figure.II.13. Feu de signalisation

- **Balisage (Figure II.14) :** constitué de tourelles fixes à terre ou en mer et de bouées flottantes, indiquant les dangers et délimitant les chenaux d'accès aux ports.
    - Les tourelles et bouées peuvent émettre un signal lumineux de portée réduite la nuit pour leur identification.
    - Ces balises peuvent également être équipées d'émetteurs sonores pour permettre leur localisation par temps de brume.
    - Il comprend également les marques cardinales (Figure II.15), telles que les marques Nord, Sud, Est et Ouest, qui aident les navigateurs à identifier les zones dangereuses et à déterminer leur position par rapport à celles-ci.

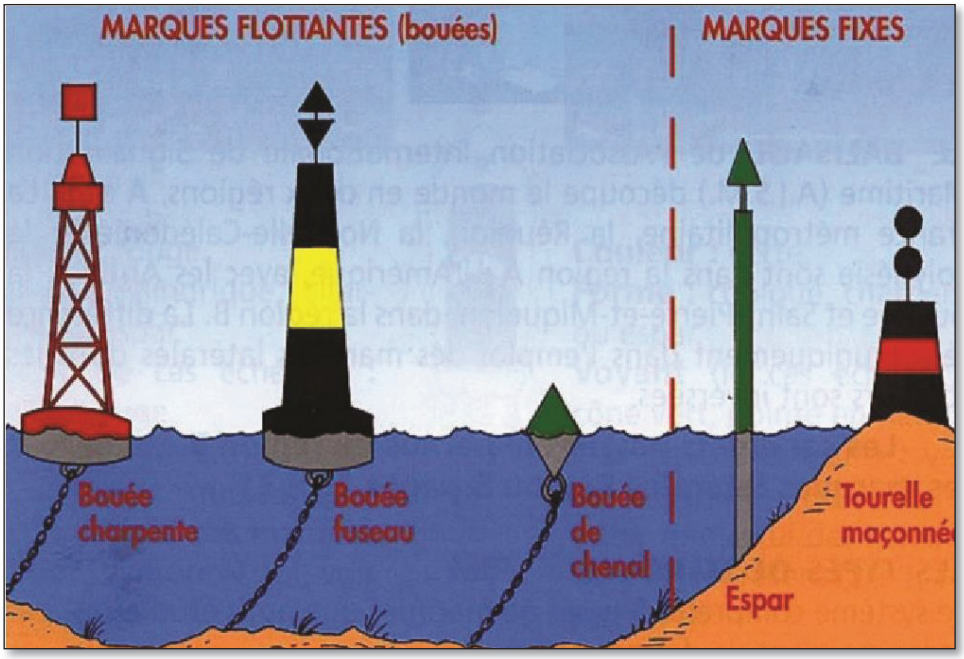


Figure.II.14. Balise de signalisation

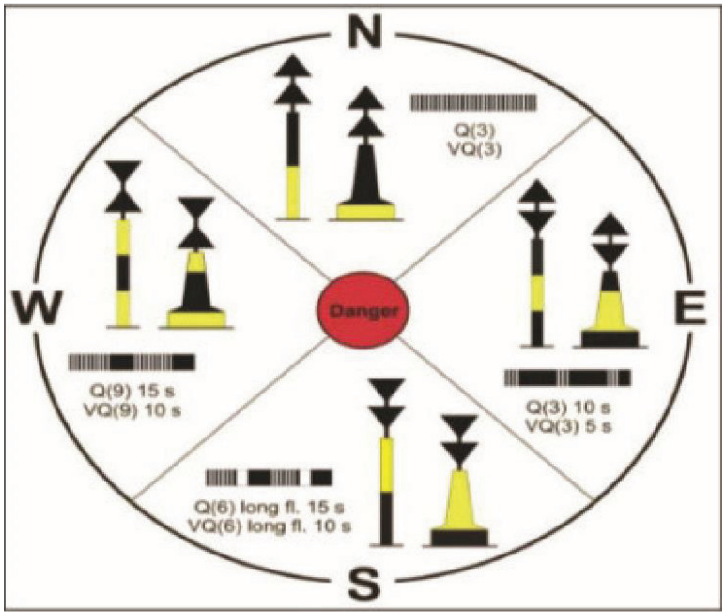


Figure II.15. La marque cardinale

- **Aides de navigation radioélectrique (Figure II.15) :** permettent, via un récepteur dédié installé dans le navire, de capter les signaux de plusieurs stations émettrices (terrestres ou satellites), permettant la déduction automatique de la position du navire en exploitant les relèvements et/ou distances des différents émetteurs. Les systèmes courants incluent le GPS et DGPS, le système LORAN C et les bouées répondeuses Racon.

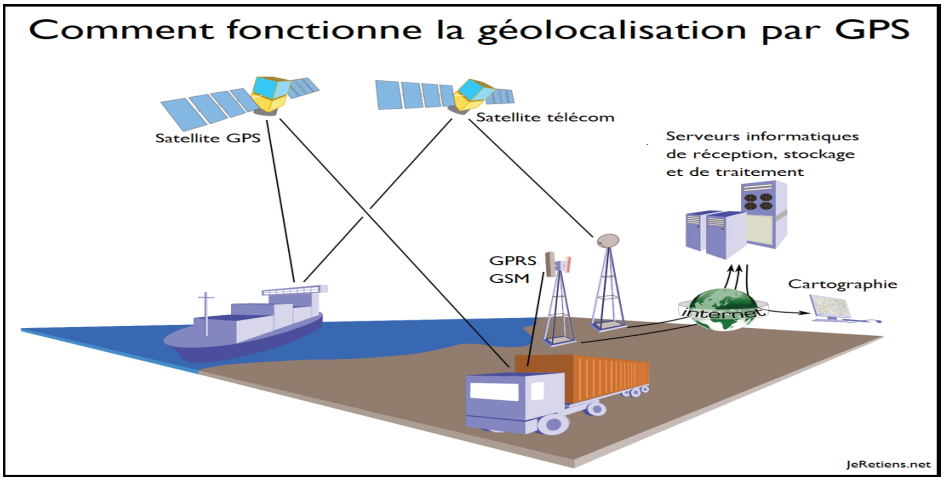


Figure.II.15. Fonctionnement de la géolocalisation maritime par GPS

CHAPITRE III : Présentation de projet et cadre climato-géomorphologique

III.1 Situation Géographique du Site Portuaire :

Comme tout ouvrage de génie-civil, l'aménagement d'un port a besoin, avant d'entreprendre son implantation finale, de bien connaitre les caractéristiques du site et recenser les informations suffisantes à savoir les données météorologiques, océanographiques, physiques ainsi que les statistiques concernant la flottille pour pouvoir déterminer, entre autres, les besoins en termes de linéaire de quai et de surface de terre-plein.

La ville d'Annaba, également connue sous les noms de "Medinet Zaoui" ou "La Coquette", est la quatrième ville d'Algérie par le nombre d'habitants, après Alger, Oran et Constantine. Située au Nord-Est de l'Algérie, sur la partie orientale de la côte algérienne, Annaba forme un golfe délimité par le cap de Garde à l'Ouest et le cap Rosa à l'Est (Figure III.1). La ville occupe une position stratégique face à la mer, sur une bande littorale de plus de 16 km.

Le port d'Annaba, objet de l'étude, est situé au sud-ouest du golfe d'Annaba, avec les coordonnées suivantes : 36°54'11''N ; 7°47'9''E. Naturellement abrité par le cap de garde des vents Nord-Ouest, l'extrémité rocheuse de la jetée du lion vient s'enraciner, fermant ainsi l'avant-port d'Annaba et le protégeant de la houle du large. Au sud se déverse l'oued Seybouse, qui a été détourné lors des travaux d'extension du port, ainsi que l'oued Boudjimah.



FigureIII.1. Localisation géographique du site de projet

III.2 Description du port actuel d'Annaba :

Le port d'Annaba actuel couvre une surface de 13 hectares sur un plan de 107 hectares, divisé en plusieurs zones :

- **Avant-port :** Une passe d'entrée de 245 mètres de largeur, abritée par la jetée concave du lion (950 mètres) et la jetée Sud (402 mètres), offre des ouvrages d'accostage sur 720 mètres de quai et appontement.

- **Grande darse :** Séparée de l'avant-port par la passe BABAYAUD, cette zone offre des ouvrages d'accostage sur 2040 mètres de quai.
- **Petite darse :** Accédée par le Môle Cigogne, cette zone offre des ouvrages d'accostage sur 1525 mètres de quai.
- **Grenouillère :** Un petit port réservé à la pêche situé près de l'avant-port.

Les descriptions détaillées du port sont disponibles dans le plan de masse fourni en annexe A.

III.3 Objectif du projet : l'Extension du port d'Annaba

L'objectif de ce projet est de renforcer les infrastructures portuaires d'Annaba par l'extension de la jetée de Lion et la construction d'un quai phosphatier minéralier. Cette initiative vise à permettre l'accostage de navires phosphatiers, augmentant ainsi la capacité d'accueil et l'efficacité opérationnelle du port.

III.4 Extensions détails du port d'Annaba :

L'étude d'extension du port d'Annaba a été scindée en plusieurs variantes proposées lors de son élaboration. Les résultats de l'étude d'agitation marine ont montré que la réalisation de la jetée principale sur sa longueur totale de 1400 mètres est nécessaire pour maintenir une agitation admissible de 1,00 mètre pour les vraquiers.

La variante retenue comprend :

- **Extension de la jetée du Lion** : sur environ 1400 mètres, avec une digue à talus.
- **Remblaiement** : pour la réalisation de nouveaux terre-pleins, couvrant une superficie de 68 hectares.
- **Consolidation des sols** : pour assurer la stabilité des sols en place.
- **Quai de 1600 mètres** : fondé à -16.00 mètres, avec 5 postes à quais minimum.
- **Dragage du bassin** : avec un cercle d'évitage à -16.00 mètres et un chenal d'accès à -17.00 mètres.

III.5 Situation géographique de la zone d'étude :

Le quai minéralier qui fait l'objet de notre étude (se situe dans la zone portuaire de Annaba). L'emplacement du quai minéralier est prévu au Sud Oust du port de Annaba, protégée contre la houle par la jetée du lion au Sud -Est par la jetée secondaire. Le quai a un linéaire de1600 m et un tirant d'eau de 16.00 m réalisé avec terres -plein de 46 hectares derrière le quai (Figure III.2).



FigureIII.2. Plan de masse quai phosphatier/minéralier (Annaba)

III.6 Réseaux routier et ferroviaire :

Le port d'Annaba est situé au point d'intersection de réseaux routiers et ferroviaires importants, ce qui assure une excellente fluidité. Le réseau routier (Figure III.3) comprend 131 km de routes nationales, 294 km de chemins communaux et 52 ouvrages. De plus, le port est relié aux réseaux de voies expresses desservant l'Est et le Sud-Est du pays, ainsi qu'au réseau ferroviaire national, notamment par une ligne ferroviaire électrifiée aux mines de fer de l'Ouenza et au Complexe Sidérurgique d'El-Hadjar.



FigureIII.3. Réseau routier et ferroviaire au niveau de la région d'étude

III.7 Cadres climato-géomorphologique

III.7.1 Cadre météorologique :

Les données météorologiques montrent que le port d'Annaba est soumis à des conditions climatiques variées :

- **Température** : L'analyse des données de températures des stations du cap de Garde et d'Annaba port pour une période de 25 ans (1913-1938) montre que l'année peut se diviser en 2 périodes :
  - Une période froide de Novembre à Avril avec une température moyenne inférieure de 4.5°C à la moyenne annuelle.
  - Une période chaude de Mai à Octobre avec une température moyenne supérieure de 4.6°C à la moyenne annuelle.
- **Vent :** Suite aux observations établis par S.S.M.O entre 1963et 1970, il a été conclu que :

  • Pour la période hivernale : le secteur Ouest à Sud-Ouest caractérisé par des vents plus fréquents et quelques fois forts qui atteignent les 26 km/h.

  • Pour la période estivale : le secteur Est à Nord-est caractérisé par des vents plus fréquents et quelques fois forts qui atteignent les 21.5 km/h.
- **Pluviométrie :** Les données de pluviométrie pour une période de 30 ans montrent que les pluies sont importantes en automne et en hiver, avec des maximas prononcés en Novembre, Décembre et Janvier. Les valeurs pluviométriques minimales sont enregistrées aux mois de Juin, Juillet et Août.

TableauIII.1.Les moyennes mensuelles de la pluviométrie

Mois	**S**	**O**	**N**	**D**	**J**	**F**	**M**	**A**	**M**	**J**	**J**	**A**	**Annuelle**
Précipitations moyennes (mm)	35	72	89	102	103	79	54	45	32	14	3	10	638

III.7.2 Cadre sismique

Selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003, une valeur d'accélération de base du séisme a été établie pour la zone de projet, qui est de 0,25 g. Cette valeur est basée sur le fait que l'ouvrage est situé à Annaba, une zone présentant une sismicité moyenne classée en zone II a. (Voir annexe B)

III.7.3 Cadre océanographique

- **La marée et les variations du niveau marin :** Le niveau zéro hydrographique (Z.H) des plus basses eaux est défini comme étant équivalent au NGA moins 0,34 m.

Quant à la marée sur la côte algérienne, elle est très faible, avec une amplitude de l'ordre de quelques centimètres (environ 20 à 30 cm). La surcote exceptionnelle est généralement d'environ 1 m par rapport au NGA.

Pour le projet, les niveaux d'eau varient entre 0,00 m et 1 m (Z.H). Ceci correspond respectivement au niveau -0,34 m NGA et au niveau 0,7 m NGA.

- **Les seiches :**

Les enregistrements des missions ont révélé des oscillations verticales fréquentes au marégraphe, avec des périodes autour de 10 minutes et des amplitudes égales ou supérieures à celles de la marée astronomique. Par exemple, le 15 décembre 1973, une oscillation de 0,25 m a été enregistrée, le 20 mars 1974 une de 0,20 m, et le 09 avril 1974 une de 0,50 m.

- **La houle :**

La zone d'étude est exposée aux houles des secteurs Est et Nord-Est, mais est protégée des houles des secteurs Ouest et Nord-Ouest par le cap Ras el Hamra. Les données de houle utilisées sont extraites des Summary of Synoptic Meteorological Observations (SSMO) de 1963 à 1970.

Les données de houle au large révèlent des variations significatives selon la direction et la période. Pour la direction Nord (360°), les hauteurs de vague varient de 1,03 m à 6,4 m. En direction Nord-Est (45°), les hauteurs de vague varient de 0,99 m à 5,05 m. Enfin, pour la direction Est (90°), les hauteurs de vague oscillent entre 1,03 m et 2,6 m.

- **Les courants :**

La région d'Annaba connaît des courants marins généralement faibles, allant de 0,05 à 0,15 m/s en surface et en profondeur. Dans le golfe d'Annaba, une circulation d'ouest en est peut atteindre jusqu'à 1 m/s, diminuant ensuite vers le sud-est. Les courants sont faibles dans le sud-est du port, variant de 0,05 à 0,10 m/s. Globalement, ces courants ne sont pas un obstacle majeur pour les projets portuaires, bien qu'ils puissent atteindre jusqu'à 0,5 m/s dans certaines zones en raison des oscillations dues aux seiches.

III.7.4 Cadre géologique

La carte géologique de la zone portuaire est présentée dans l'Annexe B.

Géologie Régionale

Le secteur d'étude fait partie du Tell oriental, inclus dans la chaîne des Maghrébines qui s'étend de Gibraltar à Calabre. Les études régionales révèlent l'existence de deux types de terrains principaux :

- **Terrains Métamorphiques** : Situés à l'ouest de la plaine d'Annaba, incluant le massif cristallin de l'Edough, qui est orienté SO-NE (massif de Bouhamra jusqu'au Cap de Garde).
- **Terrains Sédimentaires** : Occupant la majeure partie de la plaine d'Annaba

Stratigraphie

1. **Paléozoïque**
   Affleure à l'ouest dans les massifs de l'Edough, de Belilieta et de Boukhadra. Constitué principalement de gneiss ceinturés par des micaschistes, toutes ces roches sont fortement déformées. On distingue trois séries superposées :

   1.1 **Série inférieure** : Gneiss riches en biotite et sillimanite, d'une épaisseur moyenne de 70 m, formant le cœur de l'anticlinal du massif de l'Edough.

   1.2 **Série intermédiaire** : Schistes et micaschistes riches en biotite, muscovite, grenat, avec parfois des feldspaths et des marbres intercalés sous forme de skarns.

   1.3 **Série supérieure** : Gneiss œillés, schistes satinés, micaschistes, grenats et amphibolites.

   Les accidents tectoniques dans le massif de l'Edough révèlent deux familles :

   - **NW-SE** : La direction varie de N 120° E à N 150° E.
   - **NE-SW** : Conjuguée à la première famille.

2. **Mésozoïque**
   Seul le Crétacé supérieur (Sénonien) est représenté dans la région, occupant presque la totalité des monts de la Cheffia. Il présente un faciès schisteux argileux, parfois alternant avec des calcaires et des microbrèches.

3. **Cénozoïque**
   Comprend plusieurs sous-périodes avec des faciès distincts :

   3.1 **Éocène inférieur** : Séries transgressives de calcaires massifs à faciès épinéritique.

   3.2 **Oligocène** : Argiles numidiennes dans le sud de la région, avec intercalations de lentilles gréseuses, quartziteuses, et parfois pyriteuses, pouvant atteindre plus de 100 m d'épaisseur.

   3.3 **Mio-Pliocène** : Comprend les faciès suivants :

   - **Faciès fluviatil** : Bien développé dans la plaine d'Annaba, il est formé essentiellement de galets, de sable et d'argile le long des Oueds.
   - **Faciès marin (Plaisancien)** : Caractérisé par des marnes bleues avec intercalations calcaires.
   - **Faciès continental** : Lié aux dépôts des fosses d'effondrement. En effet, la prospection par sismique réflexion a mis en évidence l'existence de deux fosses (Ben-Ahmed, orientée S-N et Ben-M'hidi, orientée SW-NE). Ces fosses sont séparées par le haut fond de Daroussa et les dépôts forment une série continentale argilo-sableuse avec des lits de conglomérats.

4. **Quaternaire**

Les formations dunaires et alluvionnaires du Quaternaire constituent la roche réservoir du système aquifère d'Annaba-Bouteldja. On y distingue :

4.1 **Quaternaire ancien (hautes terrasses)** : Correspond à la nappe superficielle composée de sables, argiles, graviers et petits conglomérats.

4.2 **Quaternaire récent** : Comprend la basse et la moyenne terrasse.

- **Moyenne terrasse** : Représentée par des terrasses alluvionnaires des oueds de 20 m, avec terre cultivable (terre, argile, sable).
- **Basse terrasse** : Formée par des alluvions du niveau des eaux actuelles des oueds, plus limoneuses et marécageuses.

4.3 **Quaternaire actuel** : Comprend deux types de dépôts.

- **Alluvions** : Représentées par des dépôts variés (argiles, sables, cailloux) du lit actuel de l'Oued.
- **Cordon dunaire** : Massif de sable d'origine marine, affleurant entre le village de Chatte et la ville d'El-Kala.

En résumé, la région présente une diversité géologique avec des terrains métamorphiques et sédimentaires, des formations datant du Paléozoïque au Quaternaire, et des caractéristiques stratigraphiques et tectoniques variées.

III.8 Cadre géotechnique

III.8.1 Reconnaissance Géotechnique par SOLETANCHE, FRANCE 1975

Dans le cadre de l'étude de reconstruction du poste pétrolier n° 26, SOLETANCHE a réalisé un sondage permettant d'identifier les couches suivantes :

1. **Limon** : Épaisseur variant entre 4 m et 5 m.
2. **Argile** : Épaisseur variant entre 0 et 6 m.
3. **Sable**: Épaisseur environ 8 m.
4. **Fond rocheux en gneiss**.

III.8.2 Reconnaissance Géotechnique par SONATRAM, 1985

Pour l'étude d'extension du port d'Annaba, SONATRAM a réalisé une campagne de reconnaissance géotechnique comprenant :

- Onze sondages carottés.
- Essais en laboratoire sur des échantillons prélevés sur différentes couches.

Sondages Géotechniques :

Les coupes géologiques résultant des sondages montrent :

- **Couche 1** : Dépôt superficiel de vases molles et floues, comprenant de l'argile, du sable et du limon, d'une épaisseur généralement de 2 m.
- **Couche 2** : Argile sableuse, s'étendant entre -20 m et -30 m NGA, avec une épaisseur moyenne de 15 m.
- **Couche 3** : Grès carbonaté, mal cimenté, d'une épaisseur moyenne d'environ 2 m.
- **Couche 4** : Argile grise/noire ou argile sableuse, ferme à raide, avec des strates et des bandes fines de sable, épaisseur variant de 16 m à 50 m à travers le site.

Essais en Laboratoire :

Les essais en laboratoire réalisés par le LNTPB d'Annaba incluent :

- Classification des sols (limites d'Atterberg).
- Analyses granulométriques.
- Analyses de teneur en eau et mesures de densité.
- Essais triaxiaux sans drainage.
- Essais de cisaillement rectiligne.
- Essais œdométriques (caractéristiques de consolidation).

Le tableau (III.2) présente en détail les caractéristiques géotechniques des différentes couches

TableauIII.2.Caractéristiques géotechniques des différentes couches

Couche	Densité sèche T/m^3	Limite de liquidité w_L	Indice de plasticité Ip	Cohésion C kg/cm^2	Angle de frottement Φ degré
1	1.35	30	15	0.6	34
2	Entre 1.15 et 1.8	Entre 25 et 60	Entre 8 et 32	3.2	36
3	Entre 1.40 et 1.70	Entre 30 et 40	Entre 10 et 20	Entre 1.5 et 1.6	Entre 35 et 40
4	Entre 1.50 et 1.80	Entre 30 et 40	Entre 5 et 20	Entre 0.60 et 4.8	Entre 15 et 40

III.8.3 Reconnaissance Géotechnique pour le Projet de Développement des Ports d'Algérie, 1992

Pour le projet de développement des ports d'Alger, d'Oran et d'Annaba en Algérie, une reconnaissance géotechnique a été effectuée en septembre 1992, révélant :

- Trois sondages (S1 à S3) réalisés, avec le socle composé de gneiss et de schistes affleurant juste derrière le port dans la ville même.
- Le toit du gneiss est incliné vers le SE, formant une terrasse sous le bassin "La Petite Darse" à -8.00 m du fond marin et -26.00 m au niveau du brise-lames.
- Cinq couches de couverture sédimentaire identifiées :

- **Couche supérieure** : Vase et/ou sable noir, riche en matière organique, épaisseur entre 1.5 et 2m .
- **Couche (b)** : Sable argileux et graveleux, plus ou moins consolidé, épaisseur entre 0 et 8.5 m.
- **Couche (c)** : Argile et argile sableuse avec des intercalations de sable, molle à ferme, épaisseur 12 m à 14 m.
- **Couche (d)** : Sable consolidé, niveau de sable à "nodule" (concrétions ferrugineuses, non toujours présentes) et grès tendre, épaisseur 6 m à 12 m.
- **Couche (e)** : Argile ferme, avec des lentilles de sable, épaisseur de 12 m ou plus (sondages S1 à S3).

III.9 Levé bathymétrique et topographique :

Les données bathymétriques, provenant du levé réalisé par le LEM en juin 2016 et des levés antérieurs, ainsi que des données du SHOM, sont utilisées pour évaluer l'impact de l'extension projetée sur le port existant.

L'analyse des profils bathymétriques révèle des variations importantes des fonds (des fonds actuels situés entre 5 et 8 mètres), limitant les possibilités d'aménagement du port en raison des impacts hydro-sédimentaires sur la navigation et l'exploitation portuaire.

Dans le cadre de l'extension du port, il est prévu de réaliser un dragage jusqu'à 16 mètres de profondeur.

Le levé bathymétrique se trouve dans l'Annexe C.

CHAPITRE IV : Sollicitations agissant sur le quai et calcul de stabilité externe

IV.1 Introduction

Ce chapitre, aborde l'évaluation des charges qui sollicitent le quai en commençant par présenter les hypothèses de calcul, et en identifiant la structure et ses différentes composantes. Les charges agissant sur la structure sont alors identifiées, et les différents cas de charges et les combinaisons de ces charges prises en compte dans la conception du quai sont analysés.

De plus, il présente les divers modes de rupture possibles, tels que le glissement, le renversement, le poinçonnement et le glissement d'ensemble pour lesquels doit être vérifié le quai.

IV.2 Hypothèse de calcul

IV.2.1 Identification de la géométrie du caisson

La structure du quai (voir plan A3) projeté est constituée de :

- Caissons cylindriques préfabriqués en béton armé sur soubassement en enrochements ;
- Couronnements avant et arrière en béton armé coulés sur place ;
- Superstructure avec poutre en béton armé pour les équipements et installations du quai ;
- Poutre arrière (poutre sous rail) pour supporter le portique de manutention ;
- Sol de fondation consolidé par des colonnes ballastées de 25m (non montré sur le plan).

Les principaux éléments composants (voir plan A3) le caisson sont :

- **Radier** : Base trapézoïdale en béton armé, assurant l'équilibre global ;
- **Voile** : Mur circulaire en béton armé, résistant aux efforts internes et externes ;
- **Clés de jonction** : Connecteurs entre caissons, positionnés selon leur emplacement ;
- **Poutre de couronnement** : Élément coulé sur place, assurant la liaison entre les caissons, absorbant les efforts d'amarrage et compensant les tassements différentiels.

Il est rappelé que le détail de la structure et de ses différentes composantes se trouve dans le plan A3 à la fin de ce chapitre.

IV.2.2 Caractéristiques des matériaux utilisés :

➢ **Les matériaux simples :**

Béton : le béton à utiliser doit être consistant et étanche avec des plastifiants comme adjuvants et doit répondre en outre aux conditions, et avoir les caractéristiques suivantes :

- Poids volumique : $\gamma béton$ = 2,5 t/m
- Poids volumique déjaugé : $\gamma béton'$ = 1,5 t/m³
- Résistance à la compression : $fc28$ = 35 MPa
- Le dosage en ciment doit être supérieur à 325 kg/m³

- Pour la formulation du béton, le rapport $E/C \geq 0{,}5$

Aciers :

- Densité :7,85t/m^3
- HA FeE400 type 1
- $\eta = 1{,}6$: Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration

➢ **Matériaux composés :** sont les matériaux faisant partie des éléments du quai et des remblais.

TableauIV.1.Poids volumique de matériaux

Matériaux	Poids volumique(t/m^3)
Eau de mer	1,026
Caisson partie au-dessus de l'eau	2,50
Caisson partie immergé	1,50
Couronnement	2,52
Poutre sous rail	2,50
Béton de propreté	2,40

TableauIV.2.Masse volumique et angle de frottement des matériaux

Type	Masse volumique naturelle (T/m3)	Masse volumique déjaugé (T/m3)	Angle de frottement interne (°)	Cohésion C
Matériaux de remplissage dans le caisson	1.8	1.1	37	0
Enrochement de (1-15kg)	1.8	1.1	37	0
Ballaste de réglage (40-70 mm)	1.8	1.1	37	0
Enrochement (50-200kg)	1.8	1.1	37	0
TVC (0-500kg)	1.8	1.1	37	0

IV.2.3 Dimensions du caisson :

TableauIV.3.. Dimensions du caisson

Géométrie des Caissons	Caisson à -17.40 m
R_{int} (m) : Rayon intérieur du caisson	9,2
R_{ext}(m) : Rayon extérieur du caisson	10
N_0 (m) : Niveau du caisson au-dessus de l'eau	+2,5
N_1 (m) : Niveau du caisson en dessous de l'eau	-17,4
H(m) :la hauteur du caisson	19,9
e (m) : Epaisseur du radier	1
R_{radier} (m) : Rayon du radier	10,53
e'(m) : Epaisseur des parois du caisson	0,8

Les différentes dimensions du caisson se trouvent dans le plan A3 à la fin de ce chapitre.

IV.2.4 Charges et surcharges

Les efforts pris en compte :

Charges permanentes G :

- Poids propre des éléments
- Poussée des terres sur le caisson
- Poussée hydrostatique du marnage
- La poussée hydrodynamique
- Effort de traction sur un bollard (effort d'amarrage)

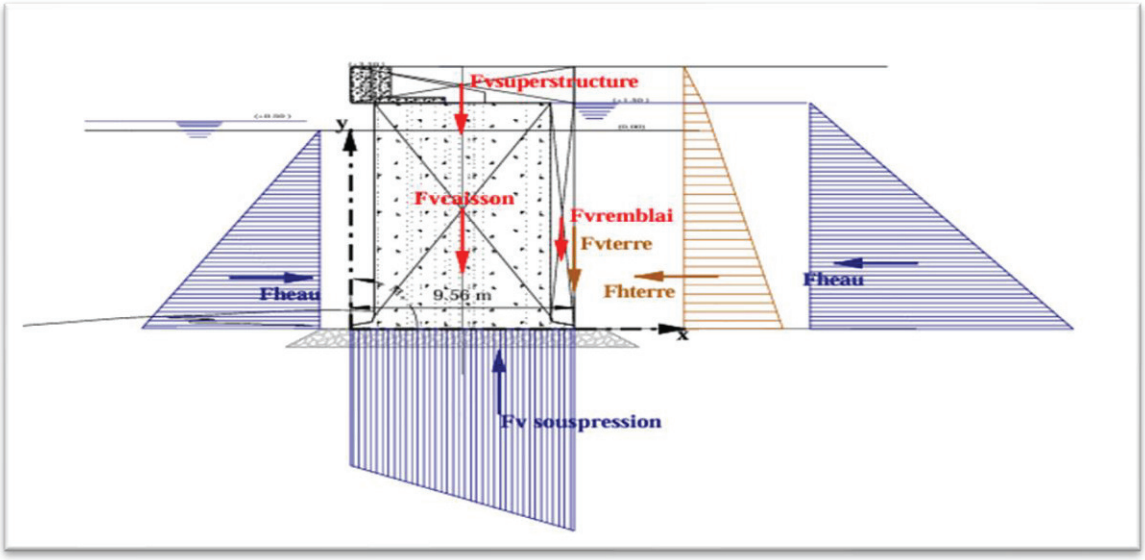
Charges d'exploitation Q :

- Poussée due aux surcharges
- Charge de portique de déchargement

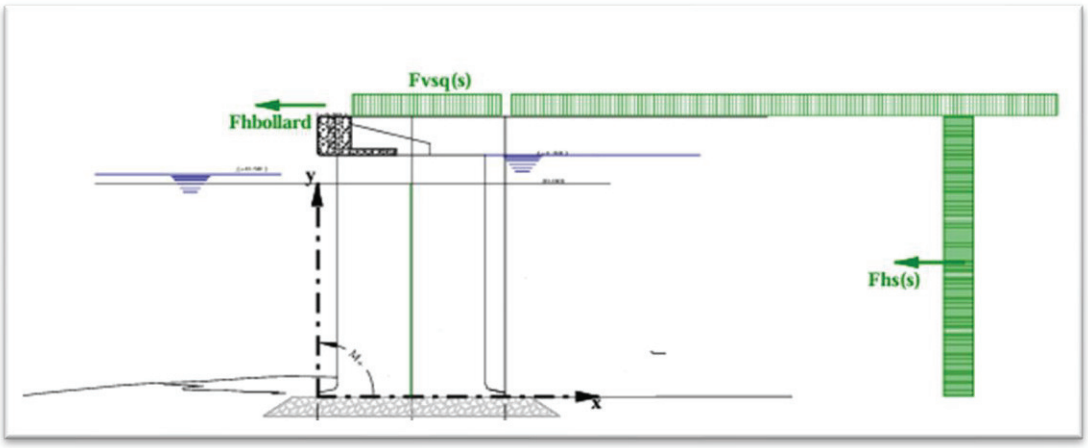
Séisme SI :

- Force due au séisme

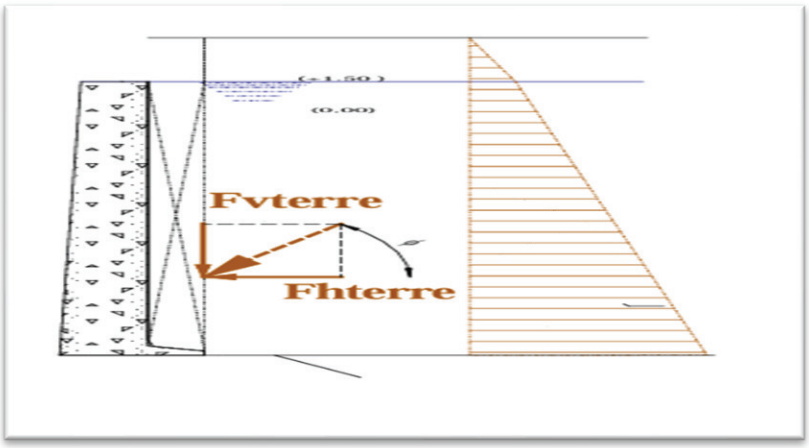
Les figures suivantes illustrent les différentes charges verticales (figure IV.1) et horizontales (figure IV.2), ainsi que les poussées des terres (figure IV.3) et hydrostatiques (figure IV.4) agissant sur un quai.



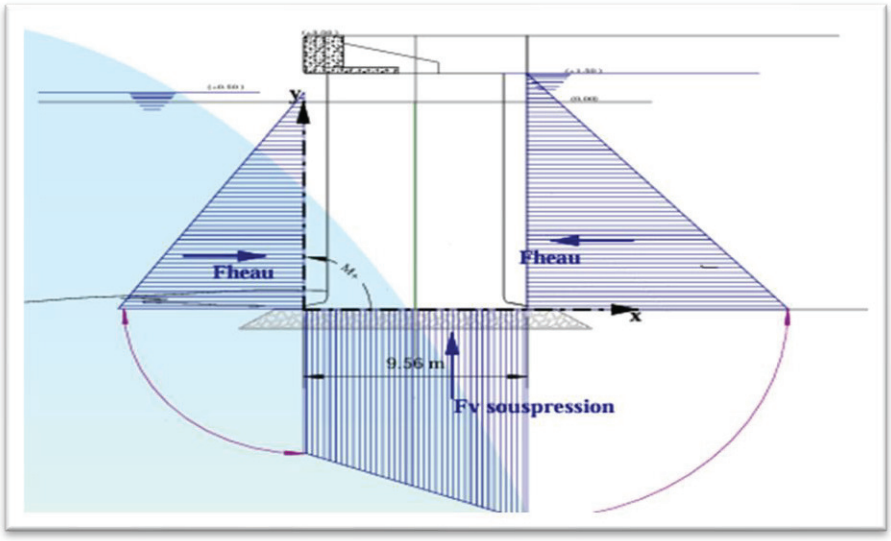
FigureIV.1. Les efforts verticaux et horizonteaux



FigureIV.2. Les efforts horizontaux



FigureIV.3.La poussée des terres



FigureIV.4. La poussée hydrostatique

Les efforts due à la houle : Les efforts due à la houle ne sont pas pris en charge dans le dimensionnement du quai vu que l'ouvrage quai d'accostage se situe à l'intérieur du bassin ce qui le protège des effets de ce phénomène.

IV.2.5 Cas de charges :

Les calculs se feront selon deux cas de charges :

Cas statique : prenant en compte les sollicitations permanentes et les charges variable usuelles.

Cas dynamique : intégrant en plus les efforts sismiques pour vérifier la tenue de l'ouvrage en situation exceptionnelle.

IV.2.6 Combinaisons de charges

Les différentes combinaisons de charges prises en considération dans le calcul des charges sont représentées dans le tableau si dessous.

TableauIV.4.Les Combinaisons de charges

Cas Statique	Cas dynamique
G+1,5Amarrage	G+0,5Amarage
G+1,5Q+1,5Amarrage	G+0,5Q+SI+0,5Amarage

IV.2.7 Les Modes de rupture à vérifier

Pour garantir la stabilité du quai face aux risques géotechniques, il est nécessaire d'effectuer une vérification de sa stabilité externe en prenant en considération les différents mécanismes de ruptures connus.

Cette vérification intègre quatre modes de rupture essentiels :

- **Le glissement (mode A figure IV.5)**

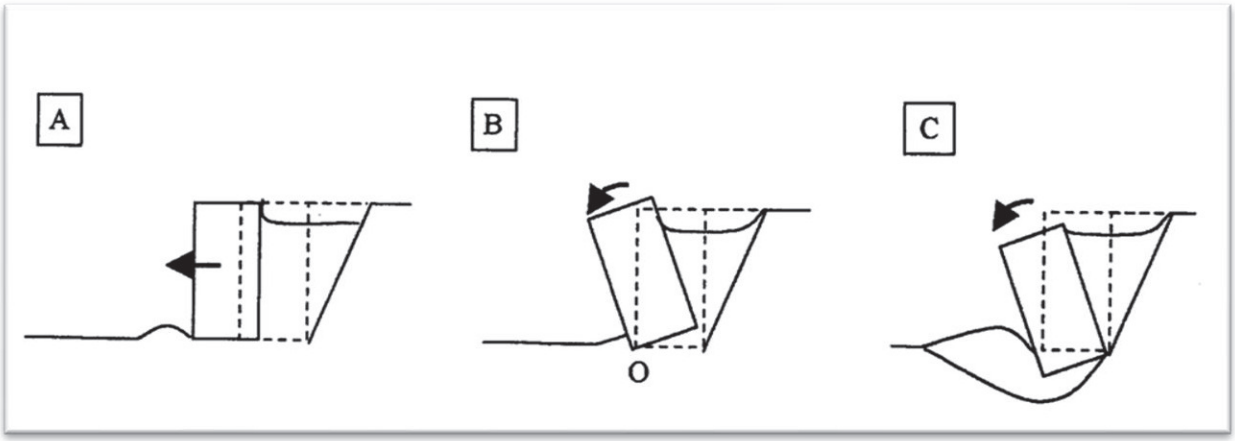
La vérification de la stabilité du quai vis-à-vis du glissement consiste à comparer les composantes horizontales des forces qui tendent à faire glisser le mur du quai et les forces verticales qui empêchent le glissement.

- **Le renversement (mode B figure IV.5)**

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

- **Le poinçonnement du sol de fondation (Mode C figure IV.5)**

Cette vérification s'attache à évaluer la capacité de la fondation quai à supporter des charges verticales concentrées, telles que celles exercées par les appuis des véhicules de déchargement ou d'autres équipements lourds.

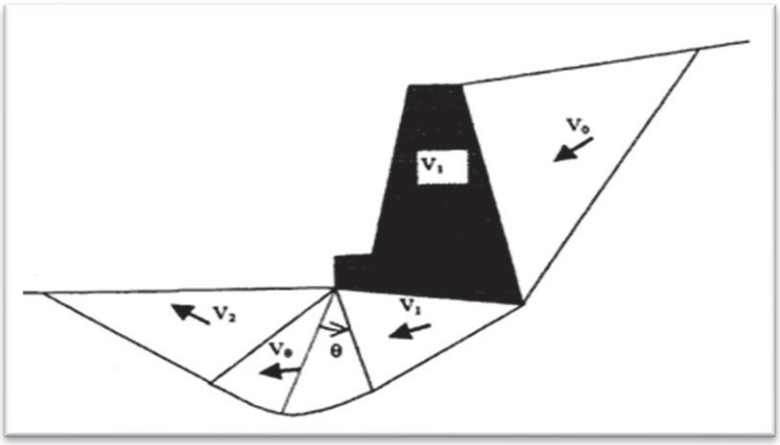


FigureIV.5. Les modes de ruptures

- **Le grand glissement**

Les vérifications précédentes sont des vérifications localisées sous la semelle. Mais en considérant l 'ensemble du massif il est possible que les efforts (surcharge, dragage etc..) créent une déstabilisation générale du massif.

Les calculs du grand glissement sont faits dans les cas courants à partir du logiciel TALREN pour le plus connu ou par un calcul aux éléments finis qui intègrent plus précisément les ruptures non circulaires.



FigureIV.6.Le grand glissement

CHAPITRE V : Vérification de la stabilité externe du quai

V.1 Introduction :

Le calcul de stabilité d'un quai vise à déterminer si la structure est capable de résister aux charges et aux contraintes auxquelles elle sera soumise. Le processus est complexe et nécessite une analyse approfondie de la géométrie du quai, des forces hydrodynamiques, de la résistance des matériaux et d'autres facteurs pertinents. La stabilité s'exprime en terme résistance au glissement, au renversement, au poinçonnement en flottaison, pour les situations statiques et dynamiques. On détaille dans ce chapitre l'évaluation de ces différentes stabilités ainsi que celle relative au grand glissement.

V.2 Caractéristiques du Navire :

Avant de procéder au calcul des efforts et à la vérification de la stabilité de la structure étudiée, il est indispensable de connaître en détails les caractéristiques du plus grand navire accostant sur le quai, pour estimer les forces et les contraintes exercées sur le navire et sur la structure du quai lors de l'accostage.

V.2.1 L'énergie d'accostage :

Le modèle des navires destiné au calcul de l'énergie d'accostage est d'un vraquier de 80000DWT dont les données de conception sont :

- Longueur totale du navire : L_{OA}=260m
- Longueur entre perpendiculaires : L_{BP}=244m
- Largeur du navire : B=35m
- Tirant d'eau en charge : D= 14m
- Poids de chargement : DWT = 80000t
- Densité de l'eau : ρ = 1.026 t/m3 (eau de mer)
- Vitesse d'accostage : V_B= 0.15m/s
- L'Angle d'accostage **:** α=6°

Tableau.V.1.Principales caractéristiques du navire

Désignation	DWT	Tirant d'eau	Longueur	Largeur
Navire	80 000 dwt max	14 m	260 m	35 m

Calcul de Energie d'accostage normale E_N:

$$E_N = \frac{1}{2g} \times M_D \times V_B^2 \times C_M \times C_E \times C_C \times C_S$$

Où :

- M_D: : Masse du déplacement du navire (t) MD =80 000 t
- V_B: Vitesse d'accostage (m/s) VB=0.15m/s
- C_M: : Coefficient de masse ajoutée
- C_E: : Coefficient d'excentricité
- C_c : Coefficient de configuration de quai égale a 0,9 pour un quai sur pieux et 1pour un quai poids.
- C_s : : Coefficient de souplesse de coque égale a 1.

→Calcul de C_M:

$$C_M = 1+2\times\frac{D}{B} \rightarrow CM=1+2\times\frac{14}{35}=1,8$$

→Calcul de C_E :

$$C_E=\frac{K2+R^2\cos(\gamma)^2}{K2+R^2}$$

-Rayon d'évitage K :

$$K= (0.19\times C_b+0.11) \times L_{BP}$$

• Coefficients de bloc (Cb) du navire :

$$C_b=\max [0,71 ; \min (0,88 ;\frac{MD}{LBP\times D\times B\times P})]$$

$$C_b=\max [0,71 ; \min (0,88 ;\frac{80000}{244\times 14\times 35\times 1,026})]=\max [0,71 ; \min (0,88 ,0,65) =0,71$$

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

$$R=\sqrt{\left(\frac{LBP}{2}-X\right)^2+\left(\frac{B}{2}\right)^2}$$

• Distance entre point d'impact et proue de navire X :

$$X =\frac{LBP}{4}=\frac{244}{4}=61m$$

Donc : $$R=\sqrt{\left(\frac{244}{2}-61\right)^2+\left(\frac{35}{2}\right)^2}=63,46m$$

-L'angle de varangue : c'est la mesure de l'angle entre la ligne horizontale et la tangente à la coque au niveau de la quille, sur une section transversale du bateau, donné par la formule suivante :

$$\gamma=90-\alpha-\sin^{-1}(\frac{B}{2R})$$

Donc : $\gamma=90-6-\sin^{-1}(\frac{35}{2\times 63,46})=67,99°$

D'où :

$$C_E=\frac{51,75^2+63.46^2\times\cos(67,99)2}{51,75^2+63.46^2}=0,50$$

Donc l'énergie normale d'accostage vaut :

$$E_N=\frac{1}{2\times 9,81}\times 80000\times 0.1^2\times 0.50\times 1.8\times 1\times 1\times=82,56 \text{ t.m}$$

L'Energie d'accostage :

• Le facteur de sécurité : Fs=1.5

$$E_A = Fs \times E_N = 1.5 \times 82{,}56 \text{ t.m} = 123{,}84 \text{t.m}$$

V.2.2 Choix de type de défense :

Le choix du type de défense doit permettre de répondre aux exigences minimales d'absorption d'énergie tout en limitant la réaction sur la coque, pour assurer la stabilité et la sécurité du navire lors de l'accostage.

Différents types de défenses en caoutchouc existent, chacun avec ses caractéristiques en termes d'absorption d'énergie et de réaction sur la coque.

Type de défense recommandé : Tronconique inversé (S1600typeE2.9)

Critères :

- Terminaux à conteneurs
- Terminaux pétroliers
- Postes Ro-Ro et à paquebots
- Ducs d'albe et monotubes
- Terminaux vraquiers
- Quais à divers

Ce type de défense répond aux exigences minimales pour absorber des énergies en cas de déflexion axiale, ce qui est essentiel pour les navires qui utilisent des terminaux à conteneurs, pétroliers, Ro-Ro, paquebots, ducs d'albe, monotubes, vraquiers et quais divers.

V.3 Définition des Paramètres de Calcul

Avant d'entamer les calculs des forces, on doit définir les paramètres suivants :

V.3.1 La distance du mur fictif par rapport au centre du caisson :

Pour le calcul des poussées, il est supposé que celles-ci agissent sur un écran fictif plan vertical passant par le centre de gravité de l'arc arrière du caisson. La distance de ce mur fictif par rapport au centre du caisson, notée d_0, est définie comme suit :

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

Tel que : δ=RsinΘ

ds=e R dΘ

$$\iint ds = \frac{(\pi-2\theta)}{2}\left(R^2-(R-e)^2\right)=\frac{(\pi-2\theta)}{2}\times(2R-e)\times e$$

Donc :

$$d_0=\frac{\int\int e.R^2\sin\theta d\theta}{(\pi-2\theta 0)\times(2R-e)\times\frac{e}{2}}=\frac{2R^2(cos\theta)|_{\pi-\theta 0}^{\theta 0}}{(\pi-2\theta 0)\times(2R-e)\times\frac{e}{2}}$$

Avec : $\theta 0$=Arc sin $\frac{1,5}{10,53}$=8,2 =0,14 rad

$$d_0=\frac{2R^2(0,990\times 2)}{(\pi-2\theta 0)\times(2R-e)}=\frac{3,96R^2}{(2R-e)(\pi-2\theta 0)}$$

$$d_0=\frac{3,96\,(10,53)^2}{(2\times 10,53-0,8)(180-2(8,2))\frac{\pi}{180}}=7,59\text{ m}$$

V.3.2 La secousse sismique :

Selon le règlement parasismique version 2003(RPOA) l'accélération sismique est donnée suivant des critères de classification ci-après.

Pour la zone de l'étude, on a :

TableauIV.2. L'accélération sismique

Zone sismique	Officient d'accélération de zone
II a	0.25

V.3.3 Le coefficient de poussée Ka :

Pour le calcul des coefficients de poussées on utilise la formule de **MONONOBÉ OKABÉ** :

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

Avec :

- Angle du terre-plein avec l'horizontale : λ =0
- Angle de l'écran avec la verticale :β=0

- Angle de frottement interne : ϕ=37 °
- Angle de la poussée avec la normale de l'écran (Angle du frottement du sol sur l'écran) :

  -Pour un frottement sol-sol : $\delta = \phi$

  -Pour un frottement sol mur : $\delta = \frac{2}{3}\phi$ (cas de la présente étude)
- $\theta = \tan{-1}(\frac{Kh}{1 \pm Kv})$

Avec : - K_h : Accélération horizontal (K_h= 0.25 g)

-K_V : Accélération verticale ($K_v = \mp 0.3 \times K_h$)=0,075K_h

Tableau.V.3.Valeurs du coefficient de poussée des terres

Cas de charge		θ	δ	K_a	K_{ad}
Statique		0	24,67	0,27	/
Dynamique	Séisme ascendant	0,26	24,67	/	0,16
	Séisme descendant	0,22	24,67	/	0,17

V.4 Détermination des efforts agissant sur le quai :

V.4.1 Le poids propre :

Pour déterminer le poids propre, nous avons utilisé le logiciel AutoCAD pour déterminer les surfaces des différents éléments de la structure du quai.

Les centres de gravité des différents éléments de la structure ont été déterminés géométriquement, en s'appuyant sur les fonctionnalités d'AutoCAD.

Pour les autres calculs, nous avons utilisé les relations suivantes :

- **Volume (V)** : calculé comme le produit de la section (S) et de la hauteur (H) :

  $V = S \times H$,
- **Poids (P)** : calculé en fonction du volume (V) et du poids volumique (γ) : $P = \gamma \times V$.
- **Moment (M)** : calculé comme le produit du poids (P) et du bras de levier (d) : $M = P \times d$.

Avec :

- V : Volume en mètres cubes (m^3)
- S : Section en mètres carrés (m^2)
- H : Hauteur en mètres (m)
- γ : Poids volumique de l'élément en tonnes par mètre cube (t/m^3)
- P : Poids en tonnes par caisson (t/caisson)
- d : Bras de levier de l'élément à considérer en mètres (m)
- M : Moment de l'élément à considérer en tonnes-mètres (t.m).

Les résultats des calculs sont synthétisés dans le tableau IV.4 :

Tableau.V.4.Calcul des poids propre

Élément		S(m^2)	H(m)	V(m^3)	γ(t/m^3)	P(t/caisson)	Bras de levier(m)		Moment stabilisant (t.m)
							X	Y	Mv
Le radier		367,60	1	367,60	1,5	551,40	10,53	0,5	5806,24
Voile central		14,75	17,5	258,12	1,5	387,18	10,53	9,75	4077,08
Voile périphérique		48,38	17,5	846,65	1,5	1269,98	10,53	9,75	13372,80
Mur de couronnement		20,74	21,06	436,78	2,5	1091,96	5,03	18,75	5492,56
Bouchon		126,46	0,5	63,23	2,5	158,07	15,95	18,04	2521,3
Sol	**Remb**	126,46	16,79	2123,26	1,1	2335,59	15,95	8,39	37252,70
	Remb+ enroch	126,46	12,49	1579,49	1,1	1737,43	5,11	6,24	8878,29

Donc :

✓ Le bras de levier vertical global vaut :

$$d_h = \frac{\sum MV}{\sum P} = \frac{77400,97}{7531,61} = 10,24 \text{ m}$$

Tableau.V.5.Valeur du poids propre total

Poids(t/caisson)	d_h(m)	Mv (m)
7531,61	10,24	77400,97

V.4.2 La Poussée des terres :

Les terres ou remblais retenue par l'ouvrage sont caractérisés par les grandeurs suivantes : angle de frottement, cohésion, poids spécifique du sol au-dessus du niveau de la nappe et poids spécifique du sol sous la nappe déjaugée.

Pour le cas étudié, le calcul de la poussée des terres a été devisé en 3 sections distinctes, chacune ayant des caractéristiques géométriques différentes :

-Une section triangulaire de la cote 2,50m à +1,10m sur un écran vertical (écran fictif) en béton non immergé « $\mathbf{pa_1}$ ».

-Une section en forme de trapèze de la cote 1,10m à 0.00m sur un écran vertical

(écran fictif) en béton non immergé « $\mathbf{pa_2}$ ».

-Une autre section en forme de trapèze de la cote 0.00m à -17.40m sur un écran vertical

(écran fictif) en béton immergé « $\boldsymbol{pa_3}$ ».

Donc le calcul des 3 poussées unitaires vaut le calcul de la surface de chaque section.

La force de poussée se décompose en deux composantes :

- $P_h = Pa \times \cos\delta$: Composante horizontale
- $P_v = Pa \times \sin\delta$: Composante verticale

Le schéma des forces de poussée, ainsi que les charges appliquées et les différentes hauteurs, sont détaillés en annexe D.

➢ **Cas statique :**

Tableau.V.6.Poussé des terres dans le cas statique

Cote	h	γ	Ka	pa	δ	pah	dv	Mh	Pav	dh	Mv
+2.5m a 1.10m	1,40	1,8	0,27	0,47	24,67	0,42	18,97	7,96	0,19	18,12	3,44
+1.10m a 0.00m	1,10	1,8	0,27	1,04		0,94	17,89	16,81	0,43		7,79
0.0m a -17.4m	17,40	1,1	0,27	61,99		56,33	6,78	381,91	25,87		468,76
Total						57,69	/	406,68	26,49	/	479,99

➢ **Cas dynamique (séisme ascendant)**

Tableau.V.7.Poussé des terres dans le cas dynamique-séisme ascendant-

Cote	h	γ	θ	δ	K_{ad+}	pa	pah	dv	Mh	Pav	dh	Mv
+2.5m a 1.10m	1,40	1,8	0,26	24,67	0,16	0,28	0,25	18,97	4,74	0,11	18,12	1,99
+1.10m a 0.00m	1,10	1,8	0,26	24,67	0,16	0,61	0,55	17,89	9,83	0,25		4,53
0.0m a -17.4m	17,40	1,1	0,26	24,67	0,16	36,73	33,37	6,78	226,24	15,33		277,77
Total							34,17	/	240,81	15,69	/	284,29

➢ **Cas dynamique (séisme descendant)**

Tableau.V.8.Poussé des terres dans le cas dynamique-séisme descendant-

Cote	h	γ	θ	δ	K_{ad-}	pa	pah	dv	Mh	Pav	dh	Mv
+2.5m a 1.10m	1,40	1,8	0,22	24,67		0,29	0,26	18,97	4,93	0,12	18,12	2,17
+1.10m a 0.00m	1,10	1,8	0,22	24,67	0,17	0,65	0,59	17,89	10,55	0,27		4,89
0.0m a -17.4m	17,40	1,1	0,22	24,67		39,03	35,46	6,78	240,41	16,29		295,17
Total							36,31	/	255,89	16,68	/	302,23

V.4.3 Poussée hydrostatique de marnage :

Le marnage est l'amplitude de la variation successive du niveau d'eau entre une basse mer et une haute mer lors du phénomène de la marée. Il induit une poussée hydrostatique sur le quai et bien qu'il soit faible en Algérie, il est tout de même pris en considération dans les calculs.

La poussée hydrodynamique de marnage est donnée par la formule suivante :

$$P_m = \sigma \times H \text{ (t/ml)}$$

Avec :

- **P_m :** Poussée hydrostatique du marnage en (t/m²)
- **σ :** Contrainte de marnage kN/m² : $\sigma = e \times \gamma\omega$
- **$\gamma\omega$:** La masse volumique de l'eau ($\gamma\omega$ = 1.026 t/m^3)
- **e:** Marnage (e = 0.34 m)
- **H :** Profondeur sur laquelle s'applique le marnage (m)

Donc :

$$H=17.4+0,34 =17,74m$$

Pour obtenir la poussée totale, il suffit de multiplier la poussée par mètre linéaire par la longueur du caisson, qui dans ce cas est de 21,06 mètres :

$$P_m \text{ (t/caisson)} = P_m\text{(t/ml)} \times 21.06$$

Appliquée à : $YG = \frac{1}{2}H$

Tableau.V.9.Valeur de calcul de la Poussé hydrostatique du marnage

$\gamma\omega$	e	σ	H	P_m(t/ml)	P_m(t/caisson)	Y_G	M(t.m)
1,026	0,34	0,35	17,74	6,21	130,78	8,87	1160,01

V.4.4 Effort de traction sur un bollard (effort d'amarrage)

Les efforts d'amarrage sont exercés par les amarres sur les bollards. La force exercée sur le bollard en moyenne F = 200 t/caisson pour les céréaliers et les cargos à conteneurs.

Cet effort sera appliqué au niveau (+2. 5m) c'est-à-dire au-dessus du niveau supérieur du quai et donc le moment par rapport à la base du quai sera calculé comme suit :

$$\mathbf{M = P \times d}$$

Avec : d = 17,40+2,5+0,5 = 20,40m

Tableau.V.10.Valeur de calcul de l'effort d'amarrage

Cote	F(t/caisson)	d(m)	M(t.m)
De 0,00 m à +2,5m	200	20,40	4080

V.4.5 La poussée hydrodynamique :

Pour les ouvrages immergés, lors du séisme le quai est soumis à des efforts hydrodynamiques, les pressions sont généralement évaluées à partir de la théorie de « Westergraard » qui donne une distribution parabolique des surpressions :

$$\mathbf{P_\omega = \frac{7}{12} \times \gamma_\omega \times K_h \times h^2}$$

Avec :

$\mathbf{P_\omega}$: La poussée hydrodynamique

γ_ω : La masse volumique de l'eau

$\mathbf{K_h}$: accélération horizontale du seisme

h : la hauteur d'élément immergé

La poussée hydrodynamique est appliquée à : Y_g=0,6h

Tableau.V.11.Valeur de calcul la Poussée hydrodynamique

γ_ω (t/m^3)	K_h (m/s²)	h(m)	P_ω (t/m)	Y_g	M_h (t.m)
1,026	0,25	17,40	45,30	10,44	472,93

V.4.6 Poussée due aux surcharges :

Pendant son exploitation, l'ouvrage est exposé à des charges sur le quai lui-même et sur la dalle, ces surcharges doivent être prises en compte dans les calculs de stabilité et la mesure qu'elles influent sur le comportement de l'ouvrage.

a-Pour Q_1=6t/ m^3 :

L'action de cette charge est considérée comme une surcharge dont les composantes :

- $P_{Q1h}=0$
- $P_{Q1v}=Q_1\times D^2=Q_1\times 21,06\times 21,06$
- $X_g=\frac{D}{2}=\frac{21,06}{2}$
- $M_{Q1}= P_{Q1v}\times Y_g$

Tableau.V.12.Valeur de calcul de la charge Q1

Q_1 (t/ m^2)	P_{Q1h}(t)	P_{Q1v}(t)	X_g(m)	M_{Q1v}(t.m)
6	0	2661,14	10,53	28021,80

b-Pour Q_2=10t/ m^3 :

L'action de cette charge est considérée comme une poussée des terres, appliquées sur un écran vertical (écran fictif) à partir de la côte +2,5 m à -17,40m, elle génère des poussées verticales stabilisantes et des poussées horizontales du même sens que la poussée des terres déstabilisantes :

• $PQv = PQ\times\sin\delta$: Composante verticale ;

• $PQh = PQ\times\cos\delta$: Composante horizontale.

Calcul de P_Q:

$$P_Q = \sigma \times H \times h$$

Avec :

- $\sigma = Q \times K_a$: contrainte due à la poussée due aux surcharges
- H : Hauteur du remblai.
- h :hauteur du mur fictif

Cas statique :

Tableau.V.13.Valeur de charge Q_2 cas statique

Cote(m)	K_a	P_Q(t/caisson)	P_{Qh}	Y	Mh	P_{Qv}	X	Mv
+2,5 à -17,40	0,27	708,15	708,94	9,95	7053,95	325,62	18,12	5900,23

Cas dynamique :

Tableau.V.14.Valeur de charge Q_2 cas dynamique

Cas séisme ascendant								
Cote(m)	**K_{ad+}**	**P_Q(t/caisson)**	**P_{Qh}**	**Y**	**Mh**	**P_{Qv}**	**X**	**Mv**
+2,5 à -17,40	0,16	462,31	420,11	9,95	4180,09	192,96	18,12	3496,43
Cas séisme descendant								
Cote(m)	**K_{ad-}**	**PQ(t/caisson)**	**PQh**	**Y**	**Mh**	**PQv**	**X**	**Mv**
+2,5 à -17,40	0,17	491,21	451,82	9,95	4495,60	205,02	18,12	3714,96

V.4.7 Charge de portique a déchargement :

Le calcul des charges sur les portiques nécessite de connaître leurs caractéristiques géométriques et de prendre en compte les charges verticales sur les roues, majorées pour le vent, ainsi que les efforts horizontaux transversaux et longitudinaux.

La charge totale sur le portique se compose de deux composantes principales :

1. **Une composante horizontale :**
   - Due à la poussée latérale côté arrière.
2. **Une composante verticale :**
   - Due aux charges appliquées verticalement côté avant.

1.Calcul de la composante horizontale :

Pour déterminer cette charge, on utilise la méthode de Krey (voir annexe).

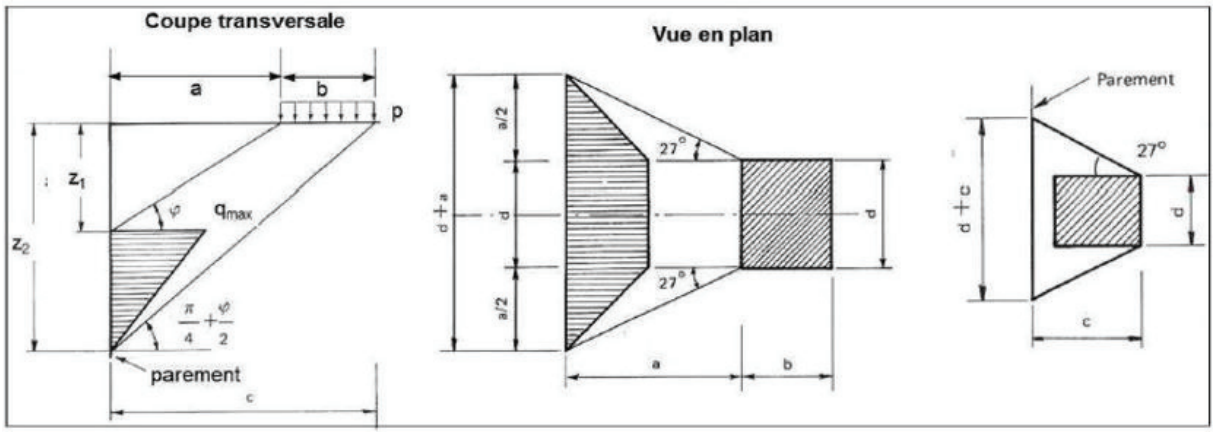


Figure.V.1.Schéma de répartition de la charge du portique (composante horizontale)

À partir des données fournies (Les données relatives au portique se trouvent en annexe) et des calculs effectués à l'aide du logiciel AutoCAD, nous avons obtenu les valeurs suivantes, résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.V.15.Valeur des différentes données du portique

Paramètre	φ (°)	d(m)	b(m)	a(m)	Z_1(m)	Z_2(m)	h(m)
Valeur	37	20	3,5	2,83	2,13	12,69	14,52

Calcul des charges :

$$p' = \frac{poids/roue \times \text{nombre de roue}}{b \times d} \rightarrow p' = \frac{26,78 \times 18}{3,5 \times 20} = 6,88 \text{ t}$$

$$P = p' \times b \times d \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow P = 6,88 \times 3,5 \times 20 \times \tan\left(\frac{180}{4} - \frac{37}{2}\right) = 240,11 \text{ t}$$

$$q_{max} = \frac{4P}{(2d+1)(Z2-Z1)} \rightarrow q_{max} = \frac{4(240,11)}{(2\times20+2,83)(12,69-2,13)} = 2,12t$$

Donc

$$P_{portique\ h} = q_{max} \times (Z_2 - Z_1) \times h$$

$$P_{portique\ h} = 2,12 \times (12,69-2,13) \times 14,52 = 325,06t$$

Appliqué a : $Y = \frac{2}{3}(Z_2 - Z_1)$

2.Calcul de la composante verticale :

$P_{Portique\ v}$ =charge verticale cote avant×nombre de roues

$P_{Portique\ v}$ =52,43×24=1258,32t

Appliqué a :X=3m

Tableau.V.16.Résultats de calcul de charges du portique

$P_{portique\ h}$(t)	Y(m)	M_H(t.m)	$P_{Portique\ v}$(t)	X(m)	M_v(t.m)
325,06	7,04	2288,42	1258,32	3	3774,96

V.4.8 Force due au séisme

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

Elle est donnée par la relation suivante :

- ✓ $F_{Sh} = P \times Kh$
- ✓ $F_{sv} = P \times \pm Kv$

Avec :

- F_{SH} : Composante horizontale de la force due au séisme.
- F_{SV}: : Composante verticale de la force due au séisme.
- K_h : Accélération sismique horizontale. (k_h=0,25)
- K_v : Accélération sismique verticale. (k_v=**±0,3K_h=0,075**)
- P : Poids propre

Tableau.V.17.Valeurs des forces et moments dus au séisme

Élément		P(t/caisson)	F_{sh}	Y	M_{sh}	F_{sv+}	X	M_{sv+}	F_{sv-}	M_{sv-}
Le radier		551,40	137,85	0,5	68,92	41,35	10,53	435,41	-41,35	-435,41
Voile central		387,18	96,79	9,75	943,70	29,03	10,53	305,68	-29,03	-305,68
Voile périphérique		1269,98	317,49	9,75	3095,52	95,24	10,53	1002,87	-95,24	-1002,87
Mur de couronnement		1091,96	272,99	18,75	5118,56	81,89	5,03	411,90	-81,89	-411,90
Bouchon		158,07	39,51	18,04	712,76	11,85	15,95	189,00	-11,85	-189,00
Sol	Remb	2335,59	583,89	8,39	4898,83	175,16	15,95	2793,80	-175,16	-2793,80
	Remb+ Enroche	1737,43	434,35	6,24	2710,34	130,30	5,11	665,83	-130,30	-665,83
Total		7531,61	1882,87	/	17548,63	564,82	/	5804,49	-564,82	-5804,49

V.5 Vérification de la stabilité du quai vis-à-vis du glissement renversement et poinçonnement :

- **Stabilité au glissement**

$Fg=\frac{pv}{ph}\times\tan\varphi \geq 1,5$(Cas statique)

$Fg=\frac{pv}{ph}\times\tan\varphi \geq 1,1$(Cas dynamique)

Avec :

F_g : facteur de sécurité vis-à-vis au glissement

P_V : résultante des forces verticales appliquées sur le quai

P_H : résultante des forces horizontales appliquées sur le quai

φ : angle de frottement interne du sol.

- **Stabilité au renversement :**

$Fr=\frac{Ms}{MR} \geq 1,5$ (Cas Statique)

Fr=$\frac{Ms}{MR}$ ≥1,1 (Cas dynamique)

Avec :

F_r: Facteur de sécurité vis à vis du renversement ;

M_S: Moment stabilisant du quai ;

M_R: Moment renversement du quai ;

φ: Angle de frottement interne du sol.

➢ **Stabilité au poinçonnement :**

Nous sommes en présence d'une fondation superficielle sur un sol supposé homogène avec une charge excentrée et inclinée. Pour vérifier la stabilité de l'ouvrage contre le poinçonnement, on se basera sur les formules utilisées pour le calcul de fondations superficielles.

Fp=$\frac{\sigma\ sol\ assise}{\sigma_v}$ ≥3,0 (Cas statique)

Fp=$\frac{\sigma\ sol\ assise}{\sigma_v}$ ≥2,0 (Cas dynamique)

Avec :

• **F_p** : Facteur de sécurité vis à vis du poinçonnement.

•***σ sol assise***: Contrainte limite supportée par el sol de fondation ou l'assise en enrochement.

• **σ_V** : Contrainte que subit le sol

Elle est vérifiée a deux profondeurs distinctes :

-Sur l'assise en enrochement a -17,40m : pour évaluer la capacité de l'assise à supporter les charges et vérifier son dimensionnement pour résister aux contraintes.

-Sur le sol support a -22,70 : pour évaluer la capacite du sol à supporter le poids du remblai et de la structure et de s'assurer qu'il évite tout tassement excessif.

a-Sur l'assise en enrochement a -17,40m :

Excentricité de la résultante R :

$$e=GC=\frac{\emptyset}{2} - \frac{MS-MR}{Pv}$$

D'après la théorie de Meyerhof, la contrainte appliquée résulte de la composante normale N appliquée sur une surface équivalente 2S, avec :

$$S=R^2\left(\frac{\pi.\theta}{180}-\frac{\sin(2\theta)}{2}\right)$$

$$\theta=\arccos\frac{e}{R}$$

Où :

- $\emptyset = 20m$
- $R=10m$

✓ **La contrainte uniforme appliquée :**

$$\sigma_v=\frac{PV}{2S}$$

✓ **La contrainte limite supportée par le sol de fondation :**

En tenant compte de l'inclinaison de charge de la résultante sur la verticale a la base, la portance limite de l'assise en enrochement est définie par :

$$\sigma_{sol,\ assise}=\sigma_{adm}.e^{-\delta}$$

L'inclinaison de la charge δ :

$$\delta=\tan-1\left(\frac{PH}{pv}\right)$$

σ_{adm} :

$$\sigma_{adm}=q_0+\frac{QL-q0}{Fs}$$

Tel que :

- **F_s:** facteur de sécurité cas des fondations superficielles(Fs =3 cas statique ;Fs =2 cas dynamique)
- **q_0** : poids volumique du sol de remblaiement de la fondation
- **Q_L** : contrainte de rupture « pression limite » par unité de surface

➢ Calcul de q_0 :

$$\mathbf{q_0=\gamma_r.D}$$

Où :

- $\gamma_r=1,1t/m^3$ (le poids volumique du remblai)
- D=1,4 m (la profondeur d'ancrage)

- Calcul de Q_L

$$Ql=\frac{1}{2}B.\gamma_s.N\gamma(\varphi).\ I_\gamma + qo.\ Nq(\varphi).\ I_q + Cs.Nc(\varphi).\ Ic$$

Où :

- **Cs**=0
- γ_s=1,1t/m^3 (le poids volumique du sol déjaugé)
- $N\gamma, Nq, Nc$: facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation

La largeur B :

Puisque l'excentricité est parallèle à la base, la largeur équivalente est donnée par :

$$B' = B-2e$$

Coefficients correcteurs de l'inclinaison :

$$I_\gamma = (1 - \frac{\delta}{\phi})^2$$

$$I_q = (1 - \frac{\delta}{\pi})^2$$

Facteurs de portance :

D'après CAQUOT et KERISEL :

Pour φ=37 : $N\gamma$=67,00 : Nq =42,8

Puisque le sol est situé au-dessus de la base de fondation, la valeur de Nq sera multipliée par le coefficient correcteurs :

N_q=42,8 ×Coefficient multiplicateur de Nq → N_q =42,8 ×1,255=53,71

b-Stabilité sur le sol support (a -22,70m) :

Excentricité de la résultante R :

$$e=GC=\frac{\emptyset}{2} - \frac{MS-MR}{Pv}$$

D'après la théorie de Meyerhof, la contrainte appliquée résulte de la composante normale N appliquée sur une surface équivalente 2S, avec :

$$S=R^2\left(\frac{\pi.\theta}{180} - \frac{\sin(2\theta)}{2}\right)$$

$$\theta = \arccos\frac{e}{R}$$

Où:

- $\emptyset = 21{,}06\text{m}$
- $R=10{,}53\text{m}$

✓ **La contrainte uniforme appliquée :**

$$\sigma_v = \frac{PV+W}{2S}$$

Calcul du poids de l'assise en enrochement W (-17.40 m a - 22.70 m) :

$$W= \gamma \times H \times \pi \times R^2$$

Avec :

- γ=1,1 t/m3 (le poids volumique de l'enrochement)
- H=5+0,3 (ballast)=5,3 m (la hauteur du remblai)
- R=10,53m (le rayon de la base)

✓ **La contrainte limite supportée par le sol de fondation :**

$$\sigma_{sol,\ assise} = Q_L / F_s$$

Calcul de L'inclinaison de la charge δ :

$$\delta = \tan{-1}\left(\frac{PH}{pv+W}\right)$$

La largeur B :

$$B'' = B' + 2 \times h \times \tan\varphi$$

Coefficients correcteurs de l'inclinaison :

$$I_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2$$

$$I_q = \left(1 - \frac{\delta}{\pi}\right)^2$$

Facteurs de portance :

D'après CAQUOT et KERISEL :

Pour φ=37 : $N\gamma$=67,00 : $N_{q\text{corrigé}}$ =53,71

Remarque Importante

Étant donné que les contraintes admissibles sont déjà divisées par le coefficient de sécurité, cela nous amène à vérifier :

$\frac{Fp}{3} = \frac{\sigma\ sol\ assise}{3\sigma_v}$ **≥1,0 (Cas statique)**

$\frac{Fp}{2} = \frac{\sigma\ sol\ assise}{2\sigma_v}$ **≥1,0 (Cas dynamique)**

Les calculs de ces paramètres ont été effectués à l'aide du logiciel Excel, et les résultats sont présentés dans les tableaux de l'annexe F.

- Plusieurs combinaisons de charge ont été considérées afin d'évaluer la stabilité du quai dans diverses conditions de charge.

V.5.1 Stabilité dans le cas statique :

Tableau.V.18.Récapitulatif des efforts dans le cas statique

Charges			P_V	d_h	M_S	P_h	d_V	M_r
G	Poids propre	P_p	7531,61	10,24	77400,97	0	0	0
	Poussée des terres	P_{a1}	0,19	18,12	3,44	0,42	18,97	7,96
		P_{a2}	0,43		7,79	0,94	17,89	16,81
		P_{a3}	25,87		468,76	56,33	6,78	381,91
	Poussée hydrostatique du marnage	P_m	0	0	0	130,78	8,87	1160,01
Totale G			7558,10	/	77880,96	188,47	/	1566,69
Q	Q_1=6t/m³		2661,14	10,53	28021,80	/	/	/
	Q_2=10t/m³		325,62	18,12	5900,23	708,94	9,95	7053,95
	Q_3=Q_1 et Q_2		2986,76	/	33922,03	708,94	/	7053,95
	Q_4=charge du Portique		1258,32	3	3774,96	325,06	7,04	2288,42
Totale Q			7231,84	/	323619,02	1742,94	/	16396,32
Amarrage			/	/	/	200	20,40	4080

Les calculs ont été effectués à l'aide du logiciel Excel, et les résultats finaux sont présentés dans des tableaux pour chaque vérification de stabilité. Tous les détails des calculs sont fournis en annexe

➢ **Glissement et renversement**

Tableau.V.19.Résultats de la stabilité au glissement et au renversement dans le cas statique

Combinaison	∑Pv	∑Ph	∑Ms	∑Mr	$F_g=\frac{pv}{ph}\times\tan\varphi$	$Fr=\frac{MS}{Mr}$
G+1,5Amarrage	7558,10	488,47	77880,96	7686,69	11,65	10,13
G+1,5Q1+1,5Amarrage	11549,81	488,47	119913,66	7686,69	17,80	15,60
G+1,5Q2+1,5Amarrage	8046,53	1551,88	86731,31	18267,62	3,90	4,75
G+1,5Q3+1,5Amarrage	12038,24	1551,88	128764,01	18267,62	5,84	7,05
G+1,5Q4+1,5Amarrage	9445,58	976,06	83543,40	11119,32	7,29	7,51

Les calculs montrent que, dans toutes les combinaisons de charges, les coefficients de sécurité pour le glissement (Fg) et le renversement (Fr) sont supérieurs à 1,5. Ainsi, le caisson est stable vis-à-vis du glissement et du renversement

➢ **Poinçonnement :**

-Sur l'assise en enrochement (a -17,40m) :

Tableau.V.20.Résultats de la stabilité au poinçonnement dans le cas statique (a -17,40m)

Combinaison	∑Pv	∑Ph	∑Ms	∑Mr	$\sigma_{sol,assise}$	σ_v	$F_p=\frac{\sigma\ sol}{\sigma_v}$
G+1,5Amarrage	7558,10	488,47	77880,96	7686,69	174,70	34,71	5,03
G+1,5Q1+1,5Amarrage	11549,81	488,47	119913,66	7686,69	201,31	49,17	4,09
G+1,5Q2+1,5Amarrage	8046,53	1551,88	86731,31	18267,62	87,08	24,11	3,61
G+1,5Q3+1,5Amarrage	12038,24	1551,88	128764,01	18267,62	128,73	55,41	2,32
G+1,5Q4+1,5Amarrage	9445,58	976,06	83543,40	11119,32	121,42	50,32	2,41

-Sur le sol support (a -22,70m)

Tableau.V.21.Résultats de la stabilité au poinçonnement dans le cas statique (a -22,70m)

Combinaison	∑Pv	∑Ph	∑Ms	∑Mr	$\sigma_{sol,assise}$	σ_v	$F_p=\frac{\sigma\ sol}{\sigma_v}$
G+1,5Amarrage	7558,10	488,47	77880,96	7686,69	831,89	44,03	6,29
G+1,5Q1+1,5Amarrage	11549,81	488,47	119913,66	7686,69	902,39	57,81	5,20
G+1,5Q2+1,5Amarrage	8046,53	1551,88	86731,31	18267,62	538,20	30,20	5,93
G+1,5Q3+1,5Amarrage	12038,24	1551,88	128764,01	18267,62	669,86	64,76	3,44
G+1,5Q4+1,5Amarrage	9445,58	976,06	83543,40	11119,32	649,71	61,14	3,54

Dans toutes les combinaisons de charges considérées, tant sur l'assise en enrochement que sur le sol support, le coefficient de sécurité pour le poinçonnement (F_p) est supérieur à 1. Par conséquent, le caisson est stable vis-à-vis du poinçonnement.

V.5.2 Stabilité dans le cas dynamique :

I.5.2.1.Cas séisme ascendant :

Tableau.V.22. Récapitulatif des efforts dans le dynamique-séisme ascendant-

Charges			P_V	d_h	M_S	P_h	d_V	M_r
G	Poids propre	P_p	7531,61	10,24	77400,97	0	0	0
	Poussée des terres	P_{a1}	0,11	18,12	1,99	0,25	18,97	4,74
		P_{a2}	0,25		4,53	0,55	17,89	9,83
		P_{a3}	15,33		277,77	33,37	6,78	226,24
	Poussée hydrodynamique-	P_ω	0	0	0	45,30	10,44	472,93
Totale G^+			7547,30	/	77685,26	79,47	/	713,74
Q	Q_1=6t/m^3		2661,14	10,53	28021,80	/	/	/
	Q_2=10t/m^3		192,96	18,12	3496,43	420,11	9,95	4180,09
	Q_3=Q_1 et Q_2		2854,10	/	31518,23	420,11	/	4180,09
	Q_4=charge du Portique		1258,32	3	3774,96	325,06	7,04	2288,42
Totale Q			6966,52	/	66811,42	1165,28	/	10648,60
SI^+			564,82	10,27	5804,49	1882,87	9,32	17548,63
Amarrage			/	/	/	200	20,40	4080

➢ **Glissement et renversement :**

Tableau.V.23.Résultats de la stabilité au glissement et au renversement dans le cas dynamique - séisme ascendant

Combinaison	**∑Pv**	**∑Ph**	**∑Ms**	**∑Mr**	$\mathbf{F_g}=\frac{pv}{ph}\times\tan\boldsymbol{\varphi}$	$\mathbf{Fr}=\frac{MS}{Mr}$
G^{+}+0,5Amarage	7547,30	179,47	77685,26	2753,74	31,67	28,21
G^{+}+0,5Q1+SI^{+}+0,5Amarage	9442,69	2062,34	97500,65	20302,37	3,45	4,80
G^{+}+0,5Q2+SI^{+}+0,5Amarage	8208,60	2272,40	85237,97	22392,42	2,72	3,81
G^{+}+0,5Q3+SI^{+}+0,5Amarage	9539,17	2272,40	99248,87	22392,42	3,16	4,43
G^{+}+0,5Q4+SI^{+}+0,5Amarage	8741,28	2224,87	85377,23	21446,58	2,96	3,98

Les calculs montrent que, dans toutes les combinaisons de charges, les coefficients de sécurité pour le glissement (Fg) et le renversement (Fr) sont supérieurs à 1,1. Ainsi, le caisson est stable vis-à-vis du glissement et du renversement.

➢ **Poinçonnement :**

-Sur l'assise en enrochement(a-17,40m)

Tableau.V.24.Résultats de la stabilité au poinçonnement dans le cas dynamique - séisme ascendant (a -17,40m)

Combinaison	∑Pv	∑Ph	∑Ms	∑Mr	$\sigma_{sol,assise}$	σ_v	$F_p=\frac{\sigma\ sol}{\sigma_v}$
G^++0,5Amarage	7547,30	179,47	77685,26	2753,74	245,32	23,34	15,73
G^++0,5Q1+SI^++0,5Amarage	9442,69	2062,34	97500,65	20302,37	91,47	51,73	2,64
G^++0,5Q2+SI^++0,5Amarage	8208,60	2272,40	85237,97	22392,42	67,40	45,61	2,20
G^++0,5Q3+SI^++0,5Amarage	9539,17	2272,40	99248,87	22392,42	83,04	42,22	2,94
G^++0,5Q4+SI^++0,5Amarage	8741,28	2224,87	85377,23	21446,58	53,60	24,82	3,21

-Sur le sol support (a-22,70m)

Tableau.V.25.Résultats de la stabilité au poinçonnement dans le cas dynamique - séisme ascendant (a-22,70m)

Combinaison	∑Pv	∑Ph	∑Ms	∑Mr	$\sigma_{sol,assise}$	σ_v	$F_p=\frac{\sigma\ sol}{\sigma_v}$
G^++0,5Amarage	7547,30	179,47	77685,26	2753,74	968,69	29,62	16,34
G^++0,5Q1+SI^++0,5Amarage	9442,69	2062,34	97500,65	20302,37	472,12	62,85	3,75
G^++0,5Q2+SI^++0,5Amarage	8208,60	2272,40	85237,97	22392,42	377,27	56,88	3,31
G^++0,5Q3+SI^++0,5Amarage	9539,17	2272,40	99248,87	22392,42	436,01	51,20	4,25
G^++0,5Q4+SI^++0,5Amarage	8741,28	2224,87	85377,23	21446,58	391,79	30,59	6,40

Dans toutes les combinaisons de charges considérées, tant sur l'assise en enrochement que sur le sol support, le coefficient de sécurité pour le poinçonnement (F_p) est supérieur à 1. Par conséquent, le caisson est stable vis-à-vis du poinçonnement.

I.5.2.2.Cas séisme descendant :

Tableau.V.26.Récapitulatif des efforts dans le cas dynamique -séisme descendant-

Charges			P_V	d_h	M_S	P_h	d_V	M_r
G	Poids propre	P_p	7531,61	10,24	77400,97	0	0	0
	Poussée des terres	P_{a1}	0,12	18,12	2,17	0,26	18,97	4,93
		P_{a2}	0,27		4,89	0,59	17,89	10,55
		P_{a3}	16,29		295,17	35,46	6,78	240,41
	Poussée hydrodynami-que	P_ω	0	0	0	45,30	10,44	472,93
Totale G'			7548,29	/	77703,20	81,61	/	728,82
Q	Q_1=6t/m^3		2661,14	10,53	28021,80	/	/	/
	Q_2=10t/m^3		205,02	18,12	3714,96	451,82	9,95	4495,60
	Q_3=Q_1 et Q_2		2866,16	/	31736,76	451,82	/	4495,60
	Q_4=charge du Portique		1258,32	3	3774,96	325,06	7,04	2288,42
Totale Q			6990,64	/	67248,48	1228,70	/	11279,62
SI$^-$			-564,82	10,27	-5804,49	1882,87	9,32	17548,63
Amarrage			/	/	/	200	20,40	4080

➢ **Glissement et renversement**

Tableau.V.27. Résultats de la stabilité au glissement et au renversement dans le cas dynamique - séisme descendant-

Combinaison	**∑Pv**	**∑Ph**	**∑Ms**	**∑Mr**	$\mathbf{F_g}=\frac{pv}{ph}\times\tan\varphi$	$\mathbf{Fr}=\frac{MS}{Mr}$
G^{-} +0,5Amarage	7548,29	181,61	77703,20	2768,82	31,30	28,06
G^{-}+0,5Q_1+SI^{-}+0,5Amarage	8314,04	2064,48	85909,61	20317,45	3,03	4,23
G^{-} +0,5Q_2+SI^{-}+0,5Amarage	7085,98	2290,39	73756,19	22565,30	2,33	3,27
G^{-} +0,5Q_3+SI^{-}+0,5Amarage	8416,55	2290,39	87780,59	22565,25	2,77	3,89
G^{-} +0,5Q_4+SI^{-}+0,5Amarage	7612,63	2227,01	73786,19	21461,66	2,57	3,44

Les calculs montrent que, dans toutes les combinaisons de charges, les coefficients de sécurité pour le glissement (Fg) et le renversement (Fr) sont supérieurs à 1,1. Ainsi, le caisson est stable vis-à-vis du glissement et du renversement.

➢ **Poinçonnement :**

Sur l'assise en enrochement(a-17,40m)

Tableau.V.28.Résultats de la stabilité au poinçonnement dans le cas dynamique - séisme descendant (a -17,40m)

Combinaison	∑Pv	∑Ph	∑Ms	∑Mr	$\sigma_{sol,assise}$	σ_v	$F_p=\frac{\sigma\ sol}{\sigma_v}$
G^- +0,5Amarage	7548,29	181,61	77703,20	2768,82	244,58	23,42	15,63
G^-+0,5Q_1+SI^-+0,5Amarage	8314,04	2064,48	85909,61	20317,45	77,32	22,42	5,15
G^- +0,5Q_2+SI^-+0,5Amarage	7085,98	2290,39	73756,19	22565,30	52,20	26,32	2,95
G^- +0,5Q_3+SI^-+0,5Amarage	8416,55	2290,39	87780,59	22565,25	68,82	30,89	3,32
G^- +0,5Q_4+SI^-+0,5Amarage	7612,63	2227,01	73786,19	21461,66	40,50	22,93	2,62

Sur le sol support (a -22,70m)

Tableau.V.29.Résultats de la stabilité au poinçonnement dans le cas dynamique - séisme descendant (a -22,70m)

Combinaison	∑Pv	∑Ph	∑Ms	∑Mr	$\sigma_{sol,assise}$	σ_v	$F_p=\frac{\sigma\ sol}{\sigma_v}$
G^- +0,5Amarage	7548,29	181,61	77703,20	2768,82	967,94	29,72	16,27
G^-+0,5Q_1+SI^-+0,5Amarage	8314,04	2064,48	85909,61	20317,45	424,20	27,89	7,60
G^- +0,5Q_2+SI^-+0,5Amarage	7085,98	2290,39	73756,19	22565,30	317,82	33,86	4,69
G^- +0,5Q_3+SI^-+0,5Amarage	8416,55	2290,39	87780,59	22565,25	384,82	38,34	5,01
G^- +0,5Q_4+SI^-+0,5Amarage	7612,63	2227,01	73786,19	21461,66	338,07	29,04	5,81

Dans toutes les combinaisons de charges considérées, tant sur l'assise en enrochement que sur le sol support, le coefficient de sécurité pour le poinçonnement (F_p) est supérieur à 1. Par conséquent, le caisson est stable vis-à-vis du poinçonnement.

V.6 Vérification de la stabilité du quai vis-à-vis du grand glissement

Le calcul de glissement d'ensemble est fait à l'aide du logiciel 'TALREN V5'existant au LEM.

Résultats Obtenus

V.6.1 Cas statique

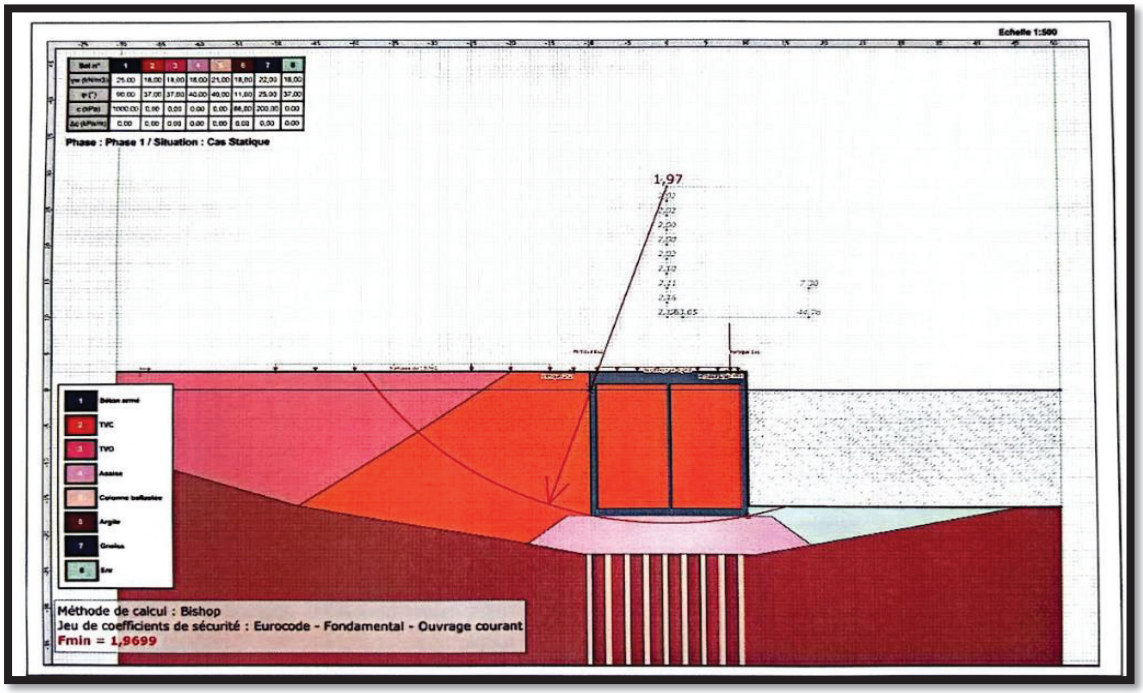


Figure.V.2.Vérification glissement cercle par TALREN (cas statique)

V.6.2 Cas dynamique ascendant

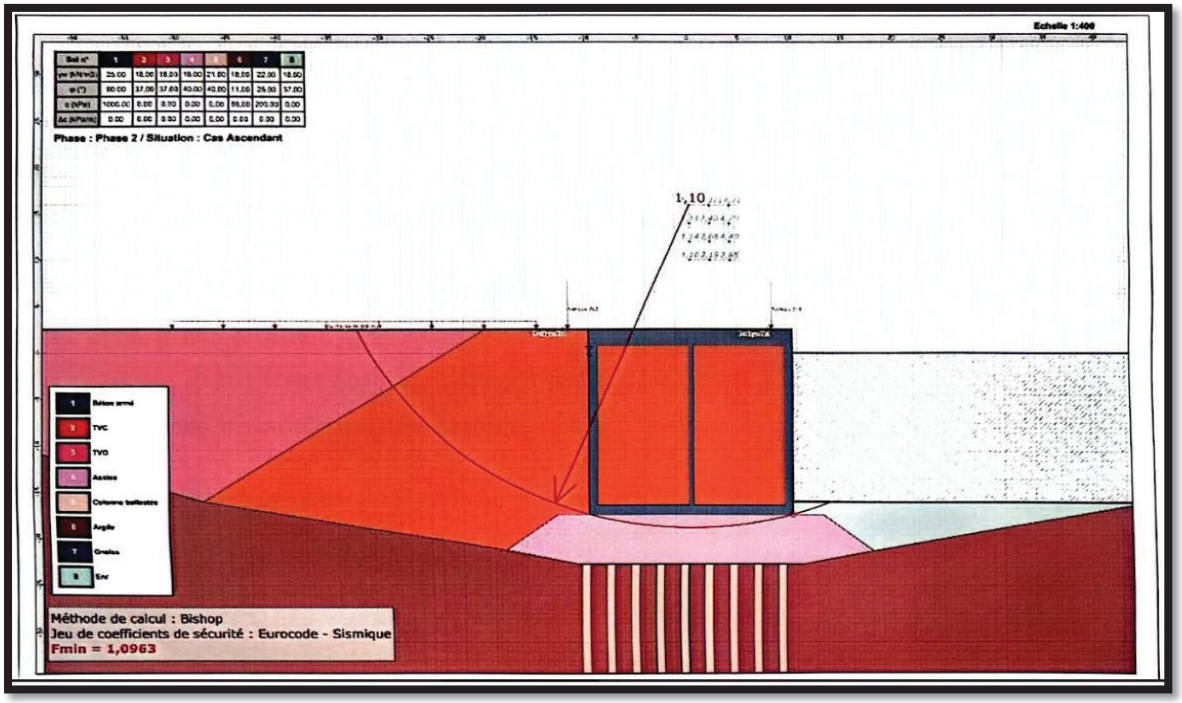


Figure.V.3.Vérification glissement cercle par TALREN (cas dynamique-séisme ascendant-)

V.6.3 Cas dynamique descendant

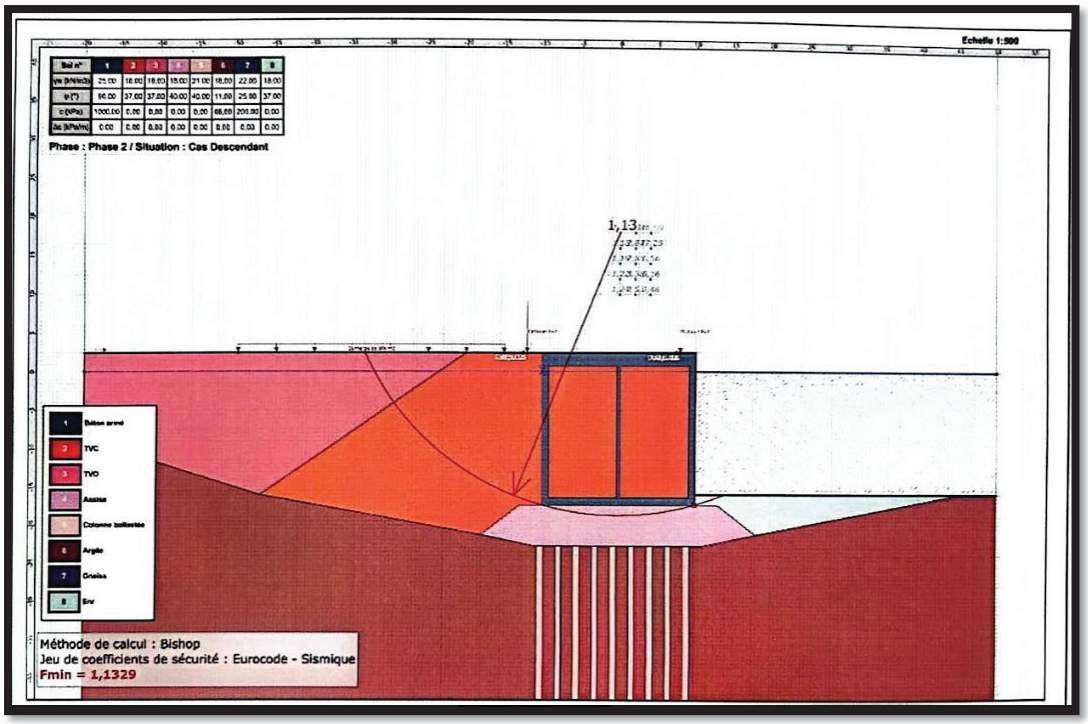


Figure.V.4.Vérification glissement cercle par TALREN (cas dynamique-séisme descendant-)

Tableau.V.30.Récapitulatif des coefficients de glissement cercle

Les cas étudiés	F_{gg}
Cas statique	1,97
Cas ascendant	1,10
Cas descendant	1,13

Le caisson est stable vis-à-vis du glissement d'ensemble dans les deux cas statique et dynamique.

V.7 Flottaison et limite d'échouage

Une étude en flottaison est essentielle pour maintenir la stabilité du caisson tout au long de ses différentes phases notamment la construction, le transport et l'installation. Cette étude est menée selon deux cas : à vide qui fournit une indication de la flottabilité intrinsèque du caisson et à la limite d'échouage qui assure sa navigation sécurisée sans risque de toucher le fond. Ces deux mesures combinées assurent la stabilité et la sécurité du caisson lors de son utilisation en service.

Rappel des données géométriques :

- Épaisseur de la semelle (radier) :e = 1,00 m
- Rayon de la semelle (radier) : R = 10,53 m
- Rayon extérieur du voile cylindrique Rext = 10 m
- Rayon intérieur du voile cylindrique Rint = 9,2 m
- Hauteur du voile cylindrique H = 17,50 m
- Hauteur des clés de jonction H_c = 17,09 m
- Surface des clés de jonction Sc = 3,58 m²

V.7.1 La hauteur immergée du caisson :

I.7.1.1.A vide :

X=**h**=la hauteur immergée à vide

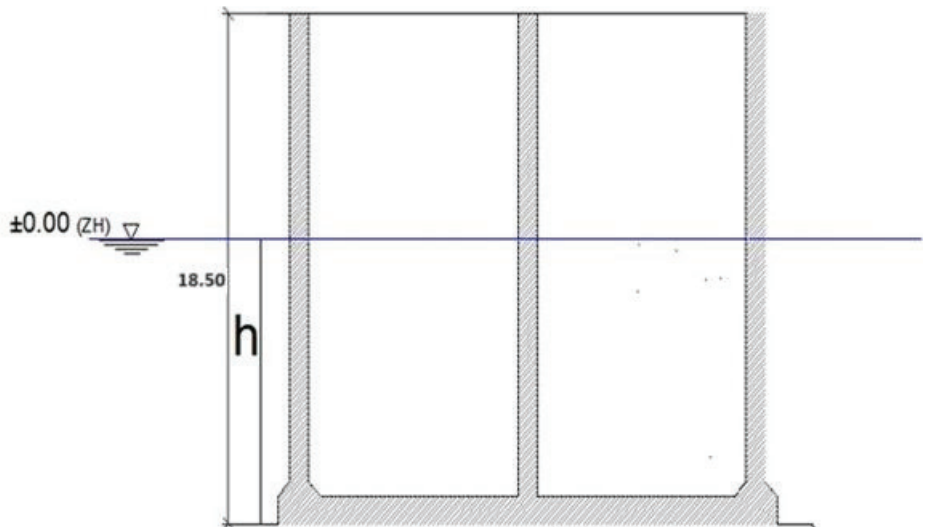


Figure.V.5.Représentation schématique du caisson à vide

Equation d'équilibre :

Selon la 2ème loi fondamentale de la statique, la somme des forces extérieures est nulle :

$$\sum \boldsymbol{F}_{\text{ext}} = \mathbf{0}$$

Forces agissantes sur le caisson : comme notre caisson est immergé dans un fluide donc il est soumis à deux forces principale,

- ✓ La poussée d'Archimède :

$$\mathbf{P}_{\boldsymbol{A}} = \boldsymbol{\gamma_w} \times \boldsymbol{V}_{\text{img}} \times \boldsymbol{g}$$

Où **:**

$\boldsymbol{\gamma_w}$: Le poids volumique de l'eau de mer (1.026 t/m^3)

$\boldsymbol{V}_{\text{img}}$: Volume immergé ($V_r + V_C + V_f$)

- Le volume du radier $V_r = \pi \times R^2 \times e$
- Le volume des clé immergé $V_C = 2S_c\,(x - e)$
- Le volume de fut immergé $V_f = \pi \times R_{\text{ext}}^2\,(x - e)$

$\boldsymbol{g}$: L'accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

D'où :

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

- ✓ La force due au poids propre du caisson :

$$P_P = [(\gamma' \times V_{B.\text{img}} + \gamma \times V_{B.\text{ n.img}})] \times g$$

Avec :

- $\boldsymbol{\gamma'}$. : Le poids volumique déjaugé du béton (1.5 t/m^3)
- $\boldsymbol{\gamma}$: Le poids volumique du béton (2.5 t/m^3)

-Le volume du béton immergé :

$$V_{B.\text{img}} = \pi . R^2 . e + \pi(R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2) \times (x - e) + (x - e)2S_c$$

-Le volume du béton béton immergé :

$$V_{B.\text{ n.img}} = (2S_C + \pi(R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2)) \times (H + e - x)$$

D'où :

$$P_P = [(\gamma' \times (\pi.R^2.e + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2) \times (x - e) + (x - e)2S_c) + \gamma \times ((2S_C + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)) \times (H + e - x))] \times g$$

Donc : $\sum \boldsymbol{F_{ext}} = \mathbf{0} \rightarrow \mathbf{P_p - P_A = 0}$

$$\rightarrow [(\gamma' \times (\pi. R^2. e + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2) \times (x - e) + (x - e)2S_c) + \gamma \times ((2S_C + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)) \times (H + e - x))] \times g - \gamma_w \times [(\pi \times R^2 \times e) + 2S_c(x - e) + \pi \times R_{ext}^2(x - e)] \times g = 0$$

Apres avoir simplifié l'équation et effectuer les calculs à l'aide de l'outil informatique (Excel), la hauteur immergée à vide est établie à **x=6,78m** qui est inférieur à la hauteur du caisson**.**

I.7.1.2.Lest a la limite d'échouage :

Une fois que le caisson est positionné à l'endroit d'échouage, il est nécessaire d'augmenter son poids en ajoutant volume de remplissage, cela assure un échouage correct du caisson.

y :la hauteur du remplissage

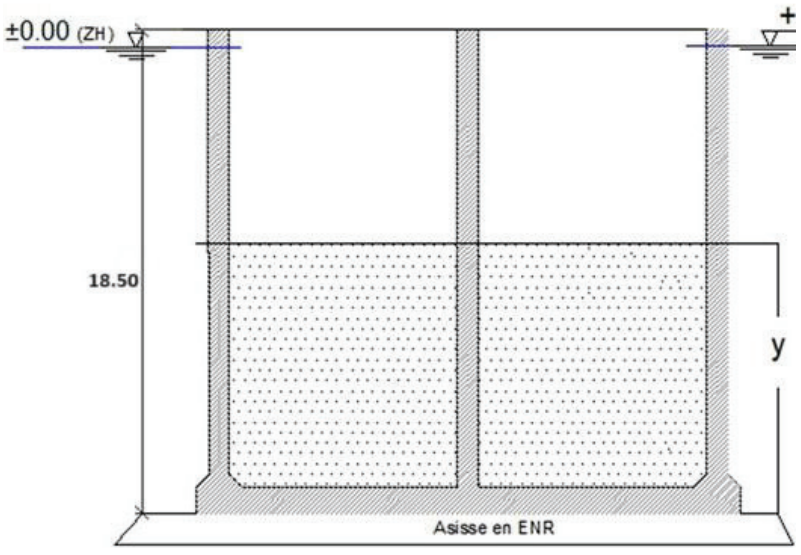


Figure.V.6.Représentation schématique de la hauteur du remplissage

Pour déterminer la hauteur du test y on utilise la deuxième loi de la statique toujours :

- ✓ La poussée d'Archimède :

$$\mathbf{P_A = \gamma_w \times V_{img} \times g}$$

Où **:**

γ_w : Le poids volumique de l'eau de mer (1.026 t/m^3)

V_{img} : Volume immergé ($V_r + V_C + V_f$)

- Le volume du radier $V_r = \pi \times R^2 \times e$
- Le volume des clé immergé $V_C = 2S_c$ (h− e)
- Le volume de fut immergé $V_f = \pi \times R_{ext}^2$ (h− e)

g : L'accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

D'où :

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

✓ La force due au poids propre du caisson :

$$P_P = [(\gamma' \times V_{B.img} + \gamma \times V_{B.\,n.img}) + \gamma' \times V_{enr}] \times g$$

Avec :

- γ'. : Le poids volumique déjaugé du béton (1,5 t/m^3)
- γ : Le poids volumique du béton (2,5 t/m^3)
- γ_{enr} : Le poids volumique déjaugé de l'enrochement (1,1 t/m^3)

-Le volume du béton immergé :

$$V_{B.img} = \pi . R^2 . e + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2) \times (x - e) + (x - e)2S_c$$

-Le volume du béton non immergé :

$$V_{B.\,n.img} = (2S_C + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)) \times (H + e - x)$$

-Le volume de l'enrochement :

$$V_{enr} = = \pi . R_{int}^2 . y$$

D'où :

$$P_P = [(\gamma' \times (\pi . R^2 . e + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2) \times (x - e) + (x - e)2S_c) + \gamma \times ((2S_C + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)) \times (H + e - x)) + \gamma_{enr} \times (\pi . R_{int}^2 . y)] \times g$$

Donc : $\sum \boldsymbol{F}_{ext} = 0 \rightarrow P_p - P_A = 0$

$\rightarrow [(\gamma' \times (\pi . R^2 . e + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2) \times (x - e) + (x - e)2S_c) + \gamma \times ((2S_C + \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)) \times (H + e - x)) + \gamma_{enr} \times (\pi . R_{int}^2 . y)] \times g - \gamma_w \times [(\pi \times R^2 \times e) + 2S_c(x - e) + \pi \times R_{ext}^2 (x - e)] \times g = 0$

Apres avoir simplifié l'équation et effectuer les calculs à l'aide de l'outil informatique (Excel), la hauteur immergée a lest d'échouage est établi à **y=15,65m.**

V.7.2 Stabilité en flottaison :

Pour le calcul de stabilité d'un flotteur on doit définir :

- **C :** centre de poussée
- **G :** Centre de gravité
- **M :** métacentre : intersection de l'axe longitudinal d'un navire incliné avec le CG de la carène
- **GC :** a **:** distance entre centre de poussée et centre de gravité
- **MC :** p **:** distance entre centre de poussée et centre de métacentre

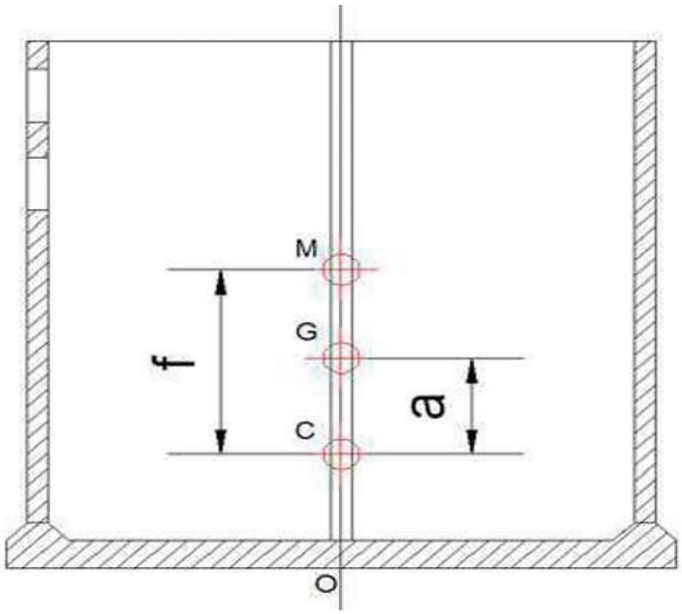


Figure.V.7.Schéma représentant les positions de 'M', 'G', 'C'

- **Calcul du centre de gravité :**

Radier : (déjà calculé dans la partie poids propre)

V= 367,60m^3

Centre de gravité :0,5

Fût :

$Vf = (\pi\times(R_{ext} - Rint^2)+2Sc)\times h$

$Vf= (\pi\times (10^2 - 9{,}2^2)+2(3{,}58))\times 17{,}50) = 969{,}76m3$

$C.D.G_{fut} = \frac{H}{2}$+e =$\frac{17{,}50}{2}$+1=9,75m

Donc le centre de gravité globale vaut :

Le CDG $_{globale}$ =$\frac{CDGfut\times Vf+CDG\ radier\times Vr}{Vf+Vr}$=$\frac{9{,}75\times 969{,}76+0{,}5\times 367{,}60}{969{,}76+367{,}60}$=7,20m

Centre de poussée :

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

OC=$\frac{h}{2}$ =3.31m

- **Distance métacentrique :** Elle est définie par :

$f = \frac{S\times (2Rext)^2}{12V}$

$S = \pi\times Rext^2 + 2Sc$

$V = \pi\times Rext^2\times h$

Donc : $f = \frac{(\pi\times Rext2 + 2Sc)\times (2Rext)^2}{12\ \pi\times Rext^2\times h} \rightarrow f = \frac{(\pi\times 10^2+2(3{,}58))\times (2\times 10^2)^2}{12\times \pi\times 10^2\times 6{,}78}$=5,02m

- **Calcul de α :**

α =GC

α = CDG $_{globale}$ -OC

α=7,20-3,39=3,81

La stabilité d'un flotteur exige que la valeur de ($\boldsymbol{f} - \boldsymbol{\alpha}$) soit positive, c'est-à-dire le centre de gravité 'G' soit situé au-dessous du métacentre 'M'.

En calculant, nous trouvons :

$$f - \alpha = 5{,}02\text{-}3{,}81 = 1{,}21 > 0.00$$

Ainsi, le caisson est stable en flottaison à vide et ne nécessite aucun lest solide (enrochement ou eau de mer) pour la phase de transport jusqu'à au site d'échouage.

CHAPITRES VI :

Stabilité interne du caisson -Ferraillage des éléments structuraux-

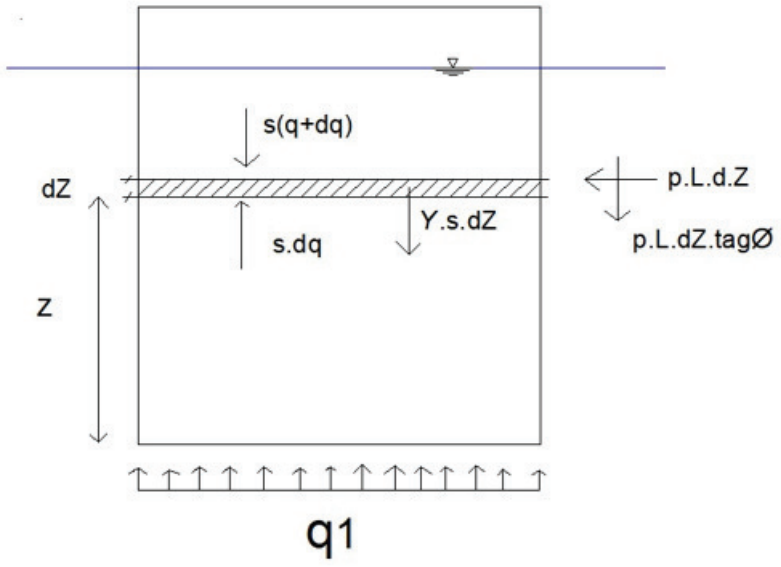
VI.1.Introduction

Après avoir vérifié la stabilité externe du caisson dans le chapitre précédent et constaté qu'elle est satisfaisante, ce chapitre aborde la stabilité interne. Cela implique le calcul des efforts internes pour déterminer le ferraillage approprié des différentes sections de la structure. En optimisant la disposition des armatures, la capacité portante interne est renforcée, assurant ainsi la résistance du caisson aux diverses sollicitations mécaniques futures.

VI.2.Etude théorique du fonctionnement du caisson

Le comportement d'un caisson cylindrique est similaire à celui d'un silo en ce qui concerne la pression exercée par les matériaux sur ses parois. Cependant, contrairement au silo qui subit des pressions variables dues aux mouvements de chargement et de déchargement des matériaux en vrac, le caisson cylindrique maintient ses matériaux de manière statique, sans mouvement interne. Cette stabilité statique simplifie les calculs de conception en se concentrant sur la pression constante des matériaux et les conditions spécifiques du site d'installation.

VI.2.1.Silo-inverse-variation de la pression normale avec la hauteur



FigureVI.1.Schéma représentatif d'un silo inversé

S : avec section droite du caisson

L : périmètre

q : pression moyenne verticale sur le plan considérée

P : pression normale sur paroi du niveau z

Z : niveau d'une tranche d anneau mesurée à partir du bas

$\mathbf{q_1}$: pression uniforme exercée sur la base

Nota :

Les caractéristiques du matériau de remplissage sont des paramètres variables :

-Le poids volumique des matériaux augmente avec la pression.

-L'angle de frottement interne du matériau varie avec ml amplitude des déplacements.

-L'angle de frottement sur les parois dépend de la rugosité des parois.

On suppose que $\boldsymbol{\gamma}$, $\boldsymbol{\phi}$ et $\boldsymbol{\delta}$ sont de paramètres constants sur toute la hauteur du caisson.

Equation d'équilibre :

$-\gamma . S.\mathrm{dz} - \mathrm{P}. L. \tan \delta + \mathrm{Sq} - \mathrm{S}(\mathrm{q}+\mathrm{dq}) = 0$

$-\gamma . S - \mathrm{P}. L. \tan \delta = \mathrm{S}\frac{dq}{dz}$

On a :$\mathrm{p}=\mathrm{k.q} \rightarrow \mathrm{q}=\frac{p}{k}$

avec k : coefficient de Rankine calculé par la formule de Monobé-Okabe

Soit :

$-\gamma . S - \mathrm{P}. L. \tan \delta = \frac{S}{k}\frac{dp}{dz}$

$\frac{dp}{dz} + \mathrm{k}\frac{L}{S} \tan \delta \, \mathrm{p} + \mathrm{k}\, \gamma = 0$

On pose :$\mathrm{m} = \mathrm{k}\frac{L}{S} \tan \delta$

$\rightarrow \frac{dp}{dz} + \mathrm{mp} + \mathrm{k}\, \gamma = 0$

Solution de l'équation:

$\mathrm{P} = \lambda\, e^{-mz} - \mathrm{k}\frac{\gamma}{m}$

Z=0

$\lambda = \mathrm{k}\frac{\gamma}{m} + \mathrm{kq}$

$\mathrm{P}=\mathrm{k.q} = \lambda - \mathrm{k}\frac{\gamma}{m}$

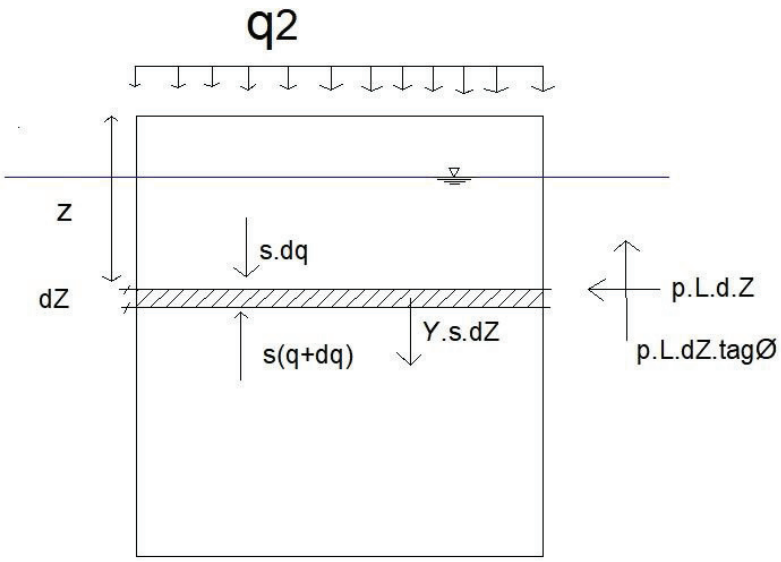
Soit:

$\mathrm{P}_1 = \mathrm{k}(\frac{\gamma}{m} + q1)\, e^{-mz} - \mathrm{k}\frac{\gamma}{m}$

$\mathrm{m} = \mathrm{k}\frac{\mathrm{L}}{S} \tan \delta$

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

VI.2.2.Silo-Variation de la pression normale avec la profondeur :



FigureVI.2.Schéma représentatif d'un silo normal

Z=niveau d'une tranche anneau mesurée à partir du haut

q_2=pression uniforme exercée en tête

L'équation d'équilibre devient :

$\gamma . S.\mathrm{dz} - \mathrm{P}. L. \mathrm{dz}.\tan\delta + \mathrm{Sq} - \mathrm{S(q+dq)} = 0$

Soit :

$\frac{\mathrm{dp}}{dz} + \mathrm{mp} - \mathrm{k}\,\gamma = 0$

$P_2 = k(q_2 - \frac{\gamma}{m})\, e^{-mz} + k\frac{\gamma}{m}$ (Formule de Konen-Janssen)

VI.2.3.Application sur notre cas d'étude

On a :

Les caractéristiques des matériaux de remplissage sont :

γ=1,8 t/m^3

γ'=1,1 t/m^3

ϕ=37

$\delta = \frac{2}{3}\phi$=24,67

k=0,27

k"=2k=0,54

Les caractéristiques du caisson :

S= $\pi . R^2 = 3.14 \times 9.2^2 = 268.30 mm^2$

L= 2π. R= $2(3.14) \times 9{,}2 = 57.77 mm$

Calcul de la constante m :

$m = k\frac{L}{S} \tan \delta = 0{,}27 . \frac{57.77}{268.30} \tan(24{,}67) = 0{,}026$

$m'' = k'' \frac{L}{S} \tan \delta = 0{,}54 \frac{57.77}{268.30} \tan(24{,}67) = 0{,}053$

Calcul des Charges (q_1 et q_2)

Charge q_1

Dans le cas d'un silo inversé, les charges comprises dans le calcul incluent :

- La pression des matériaux de remplissage immergé et non immergé (γ_r=1,1 t/m^3)
- La surcharge uniforme(6t/m^2)
- La pression de l'eau de mer (γ_ω1,026 t/m^3)

La formule pour calculer q1 est :

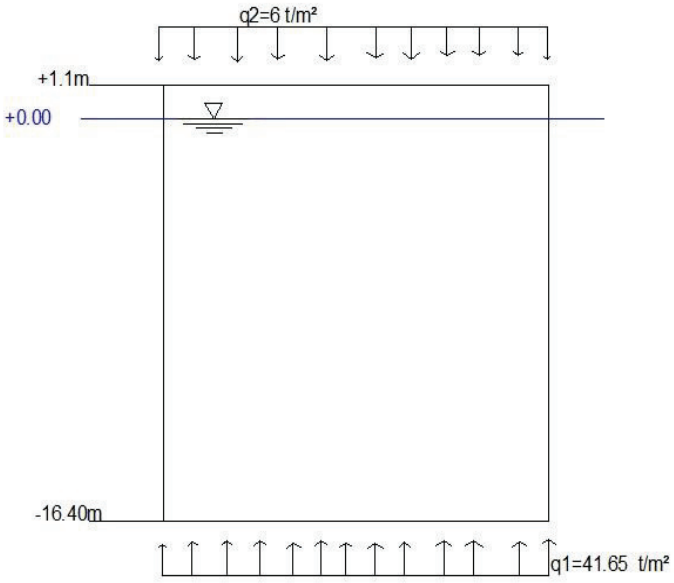
$q_1 = 1.1 \times \gamma r + 16.4(\gamma_r + \gamma_\omega) + q \rightarrow q_1 = 1.1 \times 1.1 + 16.4(1.1 + 1.026) + 6 = 41.65 t/m^2$

Charge q2

Dans le cas normal d'un silo, seule la surcharge uniforme est prise en compte.

$q2=6\ t/m^2$

<u>Calcul des pressions Pi en fonction de z :</u>



FigureVI.3.Schéma représentant l'application des charges q_1 et q_2

Cas d'un silo inverse

<u>Pression P_1 (cas non immergé)</u>

$P_1=0,27(\frac{1,8}{0,026}+41,65)\,e^{-0,026z}-0,27\frac{1,8}{0,026} \rightarrow P_1=29,93e^{-0,026z}-18,69$

<u>Pression P_1' (cas immergé)</u>

$P'_1=0,27(\frac{1,1}{0,026}+41,65)\,e^{-0,026z}-0,27\frac{1,1}{0,026} \rightarrow P'_1=22,66e^{-0,026z}-11,42$

<u>Pression P_1''</u>

$P_1''=0,54(\frac{1,1}{0,053}+41,65)\,e^{-0,053z}-0,54\frac{1,1}{0,053} \rightarrow P_1''=3,36e^{-0,053z}-11,20$

Cas d'un silo normal

<u>Pression P_2 (cas non immergé)</u>

$P_2=0,27(6-\frac{1,8}{0,026})\,e^{-0,026z}+0,27\frac{1,8}{0,026} \rightarrow P_2=-17,07e^{-0,026z}+18,69$

<u>Pression P_2 (cas immergé)</u>

$P'_2=0,27(6-\frac{1,1}{0,026})\,e^{-0,026z}+0,27\frac{1,1}{0,026} \rightarrow P'_2=-9,80e^{-0,026z}+11,42$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des pressions sur les parois du caisson en fonction de la hauteur (calcul fait à l'aide d'Excel sur la base des formules proposées ci-dessus).

TableauVI.1.Récapitulatif des pressions en fonction de la hauteur

Niveau	Z_1	P_1	P_1'	P_1''	P_2	P_2'	Z_2	$P_{envloppe}$
1.10	17.50	0.29	-	-	1.35	-	0.00	1.35
0.50	16.90	0.59	-	-	1.58	-	0.60	1.58
0.00	16.40	-	3.11	0.92	-	1.59	1.10	3.11
-1.00	15.40	-	3.43	1.50	-	1.81	2.10	3.43
-3.00	13.40	-	4.09	2.81	-	2.21	4.10	4.09
-5.00	11.40	-	4.79	4.32	-	2.60	6.10	4.79
-7.00	9.40	-	5.52	6.07	-	2.97	8.10	6.07
-9.00	7.40	-	6.28	8.10	-	3.33	10.10	8.10
-11.00	5.40	-	7.07	10.44	-	3.67	12.10	10.44
-13.00	3.40	-	7.90	13.16	-	3.99	14.10	13.16
-15.00	1.40	-	8.77	16.31	-	4.30	16.10	16.31
-16.40	0.00	-	9.40	18.80	-	4.51	17.50	18.80

VI.3.Calcul du caisson cylindrique

Le caisson a été modélisé en utilisant le logiciel SAP2000, qui a généré des valeurs précises pour les moments, les efforts tranchants et les sections d'armatures nécessaires.

Deux méthodes de ferraillage ont été utilisées pour valider ces résultats : le ferraillage analytique manuel et le ferraillage basé sur les résultats de SAP2000. Cette double approche a permis de garantir l'exactitude des résultats. Le même concept a ensuite été appliqué à d'autres éléments structurels, comme le radier central.

L'ensemble des résultats de la modélisation, y compris le modèle 3D, les charges appliquées, les valeurs des moments, des efforts tranchants, les sections d'armatures, ainsi que les combinaisons de charges et tous les détails relatifs au ferraillage, sont disponibles en annexe G.

VI.3.1.Ferraillage du voile périphérique

VI.3.1.1.Vérification de l'épaisseur :

L'épaisseur de la paroi du caisson doit être dimensionnée de manière à correspondre à la valeur de 80 cm utilisée dans les calculs précédents, qui est une donnée parmi celles de notre caisson.

Formule de dimensionnement de l'épaisseur

Pour vérifier que l'épaisseur 'e' du voile est adéquate, on utilise la formule suivante :

$$\mathbf{e} \geq \frac{p.R}{h.\sigma t28}$$

Avec :

- **P** :la pression maximale appliquée sur le voile (dans notre cas, P=18,8 t/m²)
- **h** = Hauteur considérée pour le calcul, h=1 mètre linéaire (ml)
- **R** : Rayon moyen du caisson

Pour déterminer le rayon moyen du caisson, on utilise la formule :

$$R_{moy}=R_{int}+\frac{e}{2}$$

Avec :

- Rint= 9,2 m (rayon intérieur du caisson)
- e=0,8 m (épaisseur du voile)

donc : $R_{moy}=9,2+\frac{0,8}{2}=9,6m$

- σt28 : Contrainte de traction du béton à 28 jours

La contrainte de traction σ_{t28} se calcule comme suit :

$\sigma_{t28}=0,6+0,06f_{c28} \rightarrow \sigma_{t28}=0,6+0,06\times35=2,7$ MPA

En appliquant les valeurs dans la formule de dimensionnement

$e \geq \frac{18,8\times9,6}{1\times2,7}=66,84$ cm

L'épaisseur du voile du caisson, qui est de 80 cm, est supérieure à l'épaisseur minimale requise de 66,84 cm. Par conséquent, l'épaisseur du voile est vérifiée et jugée adéquate pour supporter la pression maximale appliquée.

VI.3.1.2.Ferraillage analytique :

Les armatures horizontales :

Pour dimensionner les armatures horizontales résistantes à l'effort de traction dans le caisson, nous utilisons des cerces. Les données sur le béton et l'acier ainsi que les conditions de non fragilité et de dimensionnement à l'état limite d'ouverture des fissures sont prises en compte.

Données de base

- **Béton** :
  - fc28=35 MPa
  - σt=0.6+0.06·fc28=2.7MPA
  - Enrobage : 50 mm
- **Acier Fe E400A** :

- fe=400 MPa
- Es=2×10^5MPa
- γs=1.15
- σs=$\frac{fe}{\gamma s}=\frac{400}{1,15}$=348 MPa
- $\alpha_e=\frac{Es}{Ecm}=\frac{2\times10^5}{3\times10^4}$ =6 (avec E_{cm} : Module d'élasticité du béton)

- **Cas de fissuration :** très préjudiciable.

Contrainte Maximale dans l'Acier (σ_{st})

Selon les règles du BAEL 91, la contrainte maximale dans l'acier est déterminée pour éviter la fissuration (en cas de fissuration très préjudiciable) :

$$\sigma_{st}=\min(0,8(2/3)Fe\ ;\max(0,4Fe\ ;88\sqrt{\eta.\ ftj}\ ))$$

σ_{st} =min(0,8(2/3)400 ;max(0,4.400 ;88$\sqrt{1,6.2,7}$))

σ_{st}=182,90MPA

Vérification de condition de non fragilité :

Pour assurer la non-fragilité de la structure, la section minimale d'acier nécessaire est calculée comme suit :

$$As\geq0,23(f_{tj}/f_e)\ bd$$

As≥0,23(2,7/400) $0,8\times 1\times 10^4$=12,42cm^2

As, min ≥12,42cm^2 (CNF)

As à adopter ≥ max (12,42 cm^2 ; As ser)

Dimensionnement des armatures :

$$As,\ ser=\frac{Nser}{\sigma st}$$

Tel que : $N_{ser}=P_{envellope}\times Rmoy$

Le calcul se fait par tranche, en optimisant le ferraillage selon la profondeur du caisson.

On prend un exemple de calcul, les autres calculs seront résumés dans le tableau.

Niveau -16.40 à -12.00 m

$$As, ser = \frac{Nser}{\sigma st} = \frac{18,80 \times 9,6 \times 10}{182,90 \times 10^3} \times 10^4 = 98,67 cm^2$$

TableauVI.2.Résultats de ferraillage analytique du voile périphérique

Niveau	L'effort de traction (Nser)	Section d'acier (As,ser)	Choix des armatures
-16.40 à -12.00 m	1804,8 KN	98,67cm²	14 HA Ø32
-12.00 à -9.00 m	1305,6 KN	71,38 cm²	12 HA Ø32
-9.00 à -6.00 m	1002,24 KN	55,38 cm²	12 HA Ø22
-6.00 à -3.00 m	644,1 KN	38,58 cm²	12 HA Ø22
-3.00 m à +1.1 m	391,6 KN	25,14 cm²	12 HA Ø22

VI.3.1.3.Dimensionnement du Ferraillage basé sur les Valeurs de Moments de la Modélisation

$$\textbf{As, ser} = \frac{Mser}{Z.\sigma st}$$

Avec : $\sigma bc = 0,6 fc28 = 0,6 \times 35 = 21 MPA$

$$X = \frac{15\,\sigma bc}{15\,\sigma bc + \sigma st} \times d = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 182,90} \times 0,9 \times 17,50 = 9,96m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,9 \times 17,50 - \frac{9,96}{3} = 12,43m$$

Résultats des valeurs de moments à l'État Limite de Service (ELS) issues de la modélisation sont dans le tableau (VI.3)

TableauVI.3.Moments, Sections d'Acier et Armatures

Niveau	Le moment Els appliqué (M ser)	Section d'acier (As,ser)	Choix des armatures
-16.40 à -12.00 m	22433,66KN.m	95,80 cm²	14 HA Ø32
-12.00 à -9.00 m	16228, 60KN.m	69,90 cm²	12 HA Ø32
-9.00 à -6.00 m	12457, 84KN.m	54,20 cm²	12 HA Ø22
-6.00 à -3.00 m	8006, 16KN.m	37,80 cm²	12 HA Ø22
-3.00 m à +1.1 m	4867, 58KN.m	24,90 cm²	12 HA Ø22

VI.3.2.Ferraillage du radier :

Le caisson est supposé être mis en place par flottaison. Le radier est soumis à deux types d'efforts :

- Moment de flexion sous radier due à la pression hydrostatique.
- Moment d'encastrement du radier sur l'anneau de base lorsque le caisson est en place et rempli d'enrochements

On a utilisé le logiciel SAP2000 pour la modélisation de notre caisson, ce qui nous a permis d'obtenir les différentes valeurs des sections d'acier, des efforts tranchants ainsi que des moments. Le modèle 3D du caisson ainsi que les valeurs issues de la modélisation sont représentés en annexe.

Cas de fissuration très préjudiciable :

$\bar{\sigma}_{bc} = fc_{28} \times 0.6 = 21\ MPA$

$\bar{\sigma}_{st}$ **=min (0,8(2/3) Fe ;max(0,4Fe ;88$\sqrt{\eta . ftj}$))**

$\bar{\sigma}_{st}$ =min (0,8(2/3)400 ;max(0,4.400 ;88$\sqrt{1,6.2,7}$))

$\bar{\sigma}_{st}$ =182,90MPA

Epaisseur minimal du radier :

L'épaisseur minimale(e_{min}) est donnée par la relation suivante :

$$e_{min} = \sqrt{\frac{M}{0,5 \times \bar{\sigma}bc \times \alpha \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \times b}}$$

$$\alpha = \frac{15\ \sigma bc}{15\ \sigma bc + \sigma st} = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 182,90} = 0,63$$

$$e_{min} = \sqrt{\frac{468,37}{0,5 \times 21 \times 0,63 \times (1 - \frac{0,63}{3}) \times 100}} \times 10^2 = 94,67cm$$

On prend =100cm (section 100×100 cm^2)

VI.3.2.1.Dimensionnement en flexion simple :

Les dimensions de la section sont :

- La largeur b =100cm
- La hauteur h =100cm
- La hauteur effectif d=0,9h=90cm

$$X = \frac{15\ \sigma bc}{15\ \sigma bc + \sigma st} \times d = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 182,90t} \times 90 = 56,93cm$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 90 - \frac{56,93}{3} = 71,02cm$$

$$M_l = \frac{1}{2} b.X.\ \bar{\sigma}_{bc}\ .Z = \frac{1}{2} \times 100 \times 56,93 \times 21 \times 71,02 \times 10^{-4} = 424,53t.m$$

Condition de non fragilité :

As,min ≥0,23(f_{tj}/f_e) bd → As,min ≥0,23(2,7/400) 100 ×90=13,97cm^2

As,min ≥13,97cm^2(CNF)

Le calcul a l ELS :

On a : Mser ≤M_1 donc la section est sans armatures comprimés (S.A.A.C)

→ **Aser=$\frac{Mser}{\bar{\sigma}st \times Z}$**

- **Selon le sens radial**

TableauVI.4.Moments et sections d'armatures (sens radial)

M+(t.m/ml)	Aser(cm^2) pour M+	M-(t.m/ml)	Aser(cm^2) pour M-
56,61	43,21	-97,33	74,69
4,14	3,18	-7,19	5,35
120,29	24,45	-208,84	160,12
/	43,21	/	160,12

- **Selon le sens transversal :**

TableauVI.5. Moments et sections d'armatures (sens transversal)

M+(t.m/ml)	Aser(cm^2) pour M+	M-(t.m/ml)	Aser(cm^2) pour M-
56,61	61,93	-14,77	11,37
4,14	3,20	-1,09	0,83
120,29	92,89	-31,74	24,45
/	92,89	/	24,45

Le calcul à L ELU :

La section d'acier au centre :

On a : γ_b = 1,15 (situation accidentelle) et Θ = 1 (t ≥ 24h)

$f_{bu}=\frac{0,85.fc28}{\theta.\gamma b}=\frac{0,85.35}{1.1,15}$ =19,98MPA

$\mu=\frac{Mu}{b\times d^2\times fbu}=\frac{206,78}{100\times 90^2\times 19,98}$ =0,011

$\gamma=\frac{Mu}{Mser}=\frac{206,78}{56,61}$ =1,53 → μ_c = 0.37

On a $\mu \leq \mu_c$

Donc la section est sans armatures comprimés

La section d armature

$$\alpha=\frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0,8}=\frac{1-\sqrt{1-2\times\mathbf{0,011}}}{0,8}=0,024$$

$$z=d\times(1-0,4\,\alpha)$$

$$z=90(1-0,4\times0,024)=89,13cm$$

on a : $\mu \leq 0,186$ donc $\varepsilon_s = 10^{-2}$

$$Aser=\frac{Mu}{\sigma s\times z}=\frac{206,78}{348\times89,13}=66,41cm^2$$

La section d'acier à la lisière :

$$\mu=\frac{Mu}{b\times\boldsymbol{d^2}\times\mathbf{fbu}}=\frac{206,78}{100\times90^2\times25,86}=0,022$$

$$\gamma=\frac{Mu}{Mser}=\frac{468,37}{208,8}=2,25\rightarrow\mu_c=0.37$$

On a $\mu \leq \mu_c$

Donc la section est sans armatures comprimés

La section d armature :

$$\alpha=\frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0,8}=\frac{1-\sqrt{1-2\times\mathbf{0,022}}}{0,8}=0,019$$

$$z=d\times(1-0,4\,\alpha)$$

$$z=90(1-0,4\times0,019)=89,83cm$$

on a $\mu \leq 0,186$ donc $\varepsilon_s = 10^{-2}$

$$Aser=\frac{Mu}{\sigma s\times z}=\frac{468,37}{348\times89,83}=149,70cm^2$$

Dans le sens transversal

Le calcul de la section d'acier au centre :

$$\mu=\frac{Mu}{b\times\boldsymbol{d^2}\times\mathbf{fbu}}=\frac{269,78}{100\times\mathbf{90^2}\times\mathbf{19,83}}=0,013$$

$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{269,78}{120,29} = 2,37 \rightarrow \mu_c = 0.37$

On a $\mu \leq \mu_c$

Donc la section est sans armatures comprimés

La section d armature

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0,8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times \mathbf{0,013}}}{0,8} = 0,026$

$z = d \times (1 - 0,4\ \alpha)$

$z = 90(1 - 0,4 \times 0,026) = 89,41cm$

on a $\mu \leq 0,186$ donc $\varepsilon_s = 10^{-2}$

$Aser = \frac{Mu}{\sigma s \times z} = \frac{296,78}{348 \times 72,41} = 117,60cm^2$

La section d'acier à la lisière :

$\mu = \frac{Mu}{b \times \mathbf{d^2} \times \mathbf{fbu}} = \frac{71,99}{100 \times \mathbf{90^2} \times \mathbf{19,83}} = 0,003$

$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{71,99}{31,74} = 2,26 \rightarrow \mu_c = 0.37$

On a $\mu \leq \mu_c$

Donc la section est sans armatures comprimés

La section d armature :

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0,8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0,003}}{0,8} = 0,0039$

$z = d \times (1 - 0,4\ \alpha)$

$z = 90(1 - 0,4 \times 0,0039) = 89,85cm$

on a $\mu \leq 0,186$ donc $\varepsilon_s = 10^{-2}$

$Aser = \frac{Mu}{\sigma s \times z} = \frac{71,99}{348 \times 89,85} = 23,70cm^2$

Choix des armatures :

TableauVI.6.Choix des armatures (ferraillage du radier)

	Sens radial	Sens transversal
Lit inferieur	Aser=174,46cm^2	Aser=48,25cm^2
	14HAØ40	10HAØ25
Lit supérieur	Aser=49,50 cm^2	Aser=29,45 cm^2
	10HAØ25	6HAØ25

VI.3.2.2.Moment d encastrement

On considère que la paroi du caisson est constituée de poutres verticales découpées par des plans verticaux passant par l'axe du caisson et encastré sur le radier.

Le radier est supposé indéformable et la valeur du moment d encastrement a la base issue a partie de la modélisation par sap 2000 :

M=41, 68t.m/ml

Section d'acier au niveau de l'encastrement :

Elle est donnée par la relation **: As=**$\frac{M}{0,807\times e\times\bar{\sigma}st}+\frac{N}{2\times\bar{\sigma}st}$

As = $\frac{41,68\times100}{0,807\times0,8\times182,90}+\frac{18,8\times9,6\times100}{2\times182,90}$ =56,13cm^2

Les sections calculées au niveau de l'encastrement anneau radier seront conservés le long de la hauteur du voile elles servent comme armature transversale.

Choix des armatures :

TableauVI.7.Choix des armatures (moment d encastrement)

Section d acier (cm^2)	Choix des armatures
56,60	2*7HAØ25

VI.3.3.Le ferraillage du voile central :

Pour ce calcul on a utilisé directement les résultats issus de la modélisation par le logiciel sap 2000 et le règlement BAEL99. Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants.

VI.3.3.1.Dans les bordes (direction XX)

TableauVI.8.Résultats de ferraillage voile central-direction XX)

Etats limites	Moment (t.m)	As(cm^2)	As, min (CNF)	Choix des armatures
ELU	104,67	67,76	6,98	12HAØ32 pour As=93,34cm^2
ELS	60,67	93,34	6,98	

VI.3.3.2.Dans les bordes (direction YY)

TableauVI.9.Résultats de ferraillage voile central-direction YY)

Etats limites	Moment (t.m)	As(cm^2)	As, min (CNF)	Choix des armatures
ELU	69,67	44,84	6,98	8HAØ32 pour As=64,32cm^2
ELS	40,45	62,22	6,98	

VI.3.3.3.Dans la section courante (direction XX)

TableauVI.10.Résultats de ferraillage voile central-direction XX- section courante)

Etats limites	Moment (t.m)	As(cm^2)	As, min (CNF)	Choix des armatures
ELU	50,23	32,84	6,98	6HAØ25 pour As=29,46cm^2
ELS	16,25	25,44	6,98	

VI.3.3.4.Dans la section courante (direction YY)

TableauVI.11.Résultats de ferraillage voile central-direction YY- section courante)

Etats limites	Moment (t.m)	As(cm^2)	As, min (CNF)	Choix des armatures
ELU	33,49	21,47	6,98	4HAØ25 pour As=19,45cm^2
ELS	10,84	16,69	6,98	

VI.3.4.Le ferraillage de la poutre de couronnement :

Dimensions de la section de calcul :

- Largeur de la section : b=100cm
- Hauteur de la section :h=130cm
- Hauteur effective : d=117cm

Cas de fissuration très préjudiciable :

$\bar{\sigma}_{bc} = fc_{28} \times 0.6 = 21\ MPA$

$\bar{\sigma}_{st}$ **=min (0,8(2/3) Fe ;max(0,4Fe ;88**$\sqrt{\eta . ftj}$ **))** $\bar{\sigma}_{st}$ =182,90MPA

$X=\frac{15\,\sigma bc}{15\,\sigma bc+\sigma st} \times d=\frac{15\times 21}{15\times 21+182,90} \times 117 = 71,39cm$

$Z=d-\frac{X}{3}=117-\frac{71,39}{3}=93,30cm$

$M_1=\frac{1}{2}b.X.\bar{\sigma}_{bc}.z=\frac{1}{2}\times 100\times 71,39\times 21\times 93,30\times 10^{-4}=695,59t.m$

Condition de non fragilité :

As, min ≥0,23(f_{tj}/f_e) bd → As, min ≥0,23(2,7/400) 100 ×117=18,16cm^2

As, min ≥18,16cm^2 (CNF)

VI.3.4.1.Le ferraillage selon l'axe (XX)

Fibres supérieures :

Mu=192, 42t.m

Mser=131, 48t.m

Le calcul à L ELU :

$$\mu=\frac{Mu}{b\times d^2\times fbu}=\frac{192,42}{100\times 117^2\times 19,83}=0,07$$

$$\gamma=\frac{Mu}{Mser}=\frac{192,42}{131,48}=1,46 \rightarrow \mu_c=0.36$$

On a : $\mu \leq \mu_c$

Donc la section est sans armatures comprimés

La section d armature

$$\alpha=\frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0,8}=\frac{1-\sqrt{1-2\times 0,07}}{0,8}=0,09$$

$$z=d\times(1-0,4\,\alpha)$$

$$z=90(1-0,4\times 0,09)=112,78cm$$

on a $\mu \leq 0,186$ donc $\varepsilon_s = 10^{-2}$

$$\text{Aser}=\frac{Mu}{\sigma s\times z}=\frac{192,42}{348\times 112,78}=49cm^2$$

Le calcul à L ELS :

Mser=131,48t.m

On a :Mser ≤M_1 donc la section est sans armatures comprimées(S.S.A.C)

La section d armature

$$\text{Aser}=\frac{Mu}{\sigma s\times z}=\frac{131,48}{348\times 93,3}=77,04cm^2$$

Fibres inférieures :

Mu=177, 03t.m

Mser=117, 63t.m

Le calcul à L ELU :

$$\mu=\frac{Mu}{b\times \boldsymbol{d^2}\times \mathbf{fbu}}=\frac{177,04}{100\times \mathbf{117^2}\times \mathbf{19,83}}=0,065$$

$$\gamma=\frac{Mu}{Mser}=\frac{177,04}{117,63}=1,51\rightarrow \mu_c=0.37$$

On a $\mu \leq \mu_c$

Donc la section est sans armatures comprimés

La section d armature

$$\alpha=\frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0,8}=\frac{1-\sqrt{1-2\times \mathbf{0,065}}}{0,8}=0,08$$

$z=d\times(1-0,4\ \alpha)$

$z=90(1-0,4\times 0,08)=113,95cm$

on a $\mu \leq 0,186$ donc $\varepsilon_s= 10^{-2}$

$$Aser=\frac{Mu}{\sigma s\times z}=\frac{177,04}{348\times 113,95}=49cm^2$$

Le calcul à L ELS :

Mser=117, 63t.m

On a : Mser $\leq M_1$ donc la section est sans armatures comprimées (S.S.A.C)

La section d armature

Aser = $\frac{Mu}{\sigma s \times z} = \frac{117,63}{348 \times 113,95}$ =68,90cm^2

VI.3.4.2.Le ferraillage selon l'axe (YY)

Fibres supérieures : Mu=179, 12t.m

Mser=122, 48t.m

Fibres inferieures : Mu=106, 04t.m

Mser=71, 06t.m

La méthode de ferraillage selon l'axe YY est similaire à celle selon l'axe XX, avec seulement les moments qui diffèrent.

TableauVI.12.Résultats de ferraillage (poutre de couronnement)

Fibres	Selon l'axe (XX)		Selon l'axe (YY)	
	As(cm²)	Choix des armatures	As(cm²)	Choix des armatures
Fibres supérieures	87,96	7HAØ40	72,96	9HAØ32
Fibres inferieures	72	9HAØ32	44,68	9HAØ25

VI.3.4.3.Ferraillage de la partie sollicité par la traction sur le bollard :

Le moment fléchissant vaut :

M=$\frac{P}{16}$.l

Avec :

P : force agissante sur le bollard p=200T

l :Bras de levier

Donc :M=$\frac{200}{16}$.0,55=6,8t.m

Mu=1,5M=1,5(6,8) =10, 20t.m

La méthode de ferraillage à l'ELU et à l'ELS est similaire aux parties précédentes.

ELU : As=0,65cm^2

ELS :As=1,04cm^2

Condition de non fragilité :

As, min=51,03cm^2

On a : As, min (CNF) est supérieur au AS (ELU)et As (ELS)donc on opte pour la section As=51,03cm^2.

Choix des armatures :

On prend :7HAØ32.

Le plan de ferraillage des différents éléments est présenté sur le format A3 a la conclusion de ce chapitre.

Conclusion générale

Dans ce mémoire on a détaillé l'étude de la stabilité du quai phosphatier faisant partie du projet de l'extension du port de Annaba. Le quai est de type à caissons.

L'analyse d'un tel ouvrage étant particulièrement complexe, pour faciliter la compréhension de ses différentes étapes, le texte du mémoire a été présenté suivant une démarche progressive.

Le cadre maritime a été d'abord rappelé avec les actions physiques et chimiques qu'il exerce sur l'ouvrage. Les caractéristiques de l'ouvrage ont alors été présentées dans les détails en faisant le bilan des charges et poussées qui le sollicitent.

Les différentes études de vérifications de stabilité externe du quai ont été alors présentées (glissement, renversement, poinçonnement, flottaison).

La stabilité au glissement d'ensemble a été aussi vérifiée en utilisant le logiciel TALREN disponible au LEM.

La stabilité interne des caissons a été aussi présentée et un ferraillage des éléments a été proposé.

Bibliographie

- Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62, (Décembre 2007). IUP génie civil, faculté des sciences et technologie, La Rochelle. France.
- Règlement Parasismique Applicable aux domaines des bâtiments RPA (Année 2008).
- J. CHAPON : Travaux Maritimes TOM I : Le milieu marin – Le navire – La navigation –Les côtes – Les ouvrages extérieures des ports maritimes (Année 1972). Ed. Eyrolles 1984, Paris, France.
- J. CHAPON : Travaux Maritimes TOM II : Les ouvrages intérieurs des ports maritimes –Dégagement des accès et plans d'eau des ports (Année 1974). Ed. Eyrolles 1975, Paris, France.
- SHOM. (2016). OUVRAGES GENERAUX 3 signalisation maritime.13rue du Chatelier.
- Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC).
- Photologie des ouvrages portuaire, notice n° P08-02. Edition centre étude technique maritime et fluviaux (2008).
- Gestion technique des ouvrages portuaire en France revue parlai, éditions parlai CFL (2009).
- Mohamed, S.I. (1997). Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton DTR-BC 2.42 banché.
- Shore protection manual volume II, Coastal Engineering Research Center, department of the army waterways experiment station corps of engineers 1984.
- Journal officiel Correspondant au 20 juillet 2003.
- Jean Fixot : Analyse comparative de la norme NF P 94 282 sur les écrans de soutènement, 16 avril 2015.

Logiciels :

- Autodesk Auto-cad 2020
- Microsoft Excel 2019
- SAP 2000

Annexes

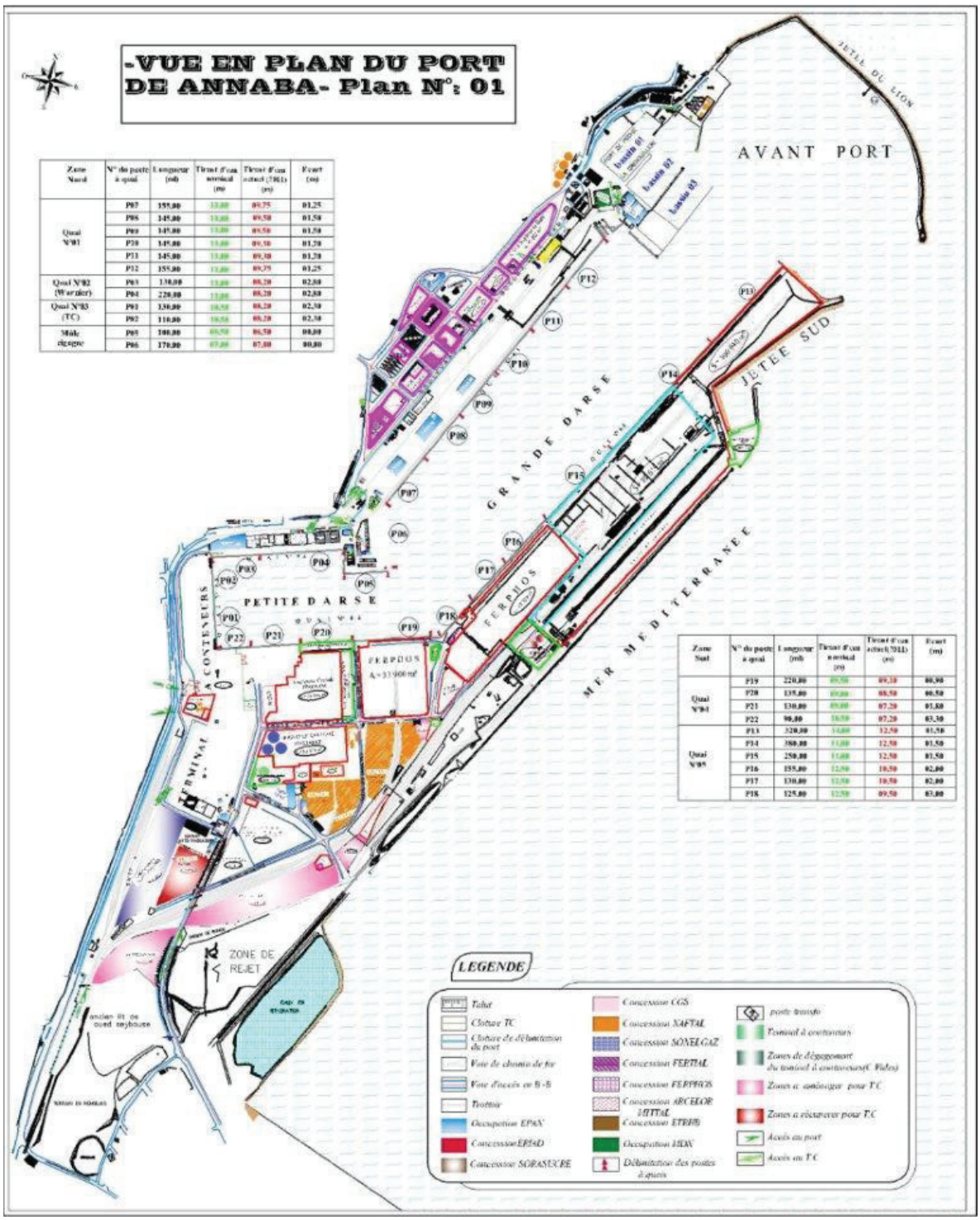


Figure A.1.plan de masse du port d'Annaba

Annexe A

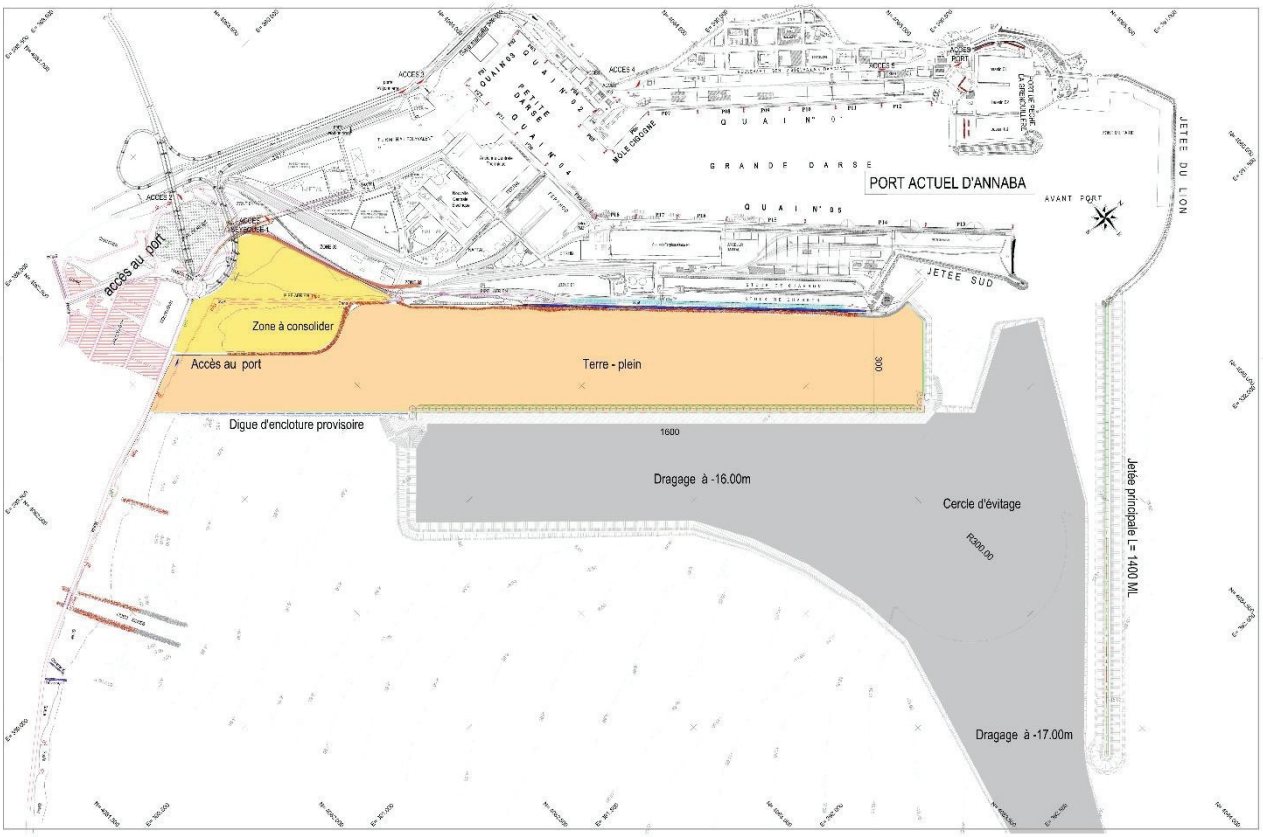


Figure A.2.Plan d'aménagement du quai phosphatier

Données sismiques :

L'importante secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003, nous rappelle, encore une fois, que la prévention contre une telle catastrophe naturelle se situe aussi dans l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction.

A cet effet, des révisions ont été porté au RPA 99 (ADDENDA au RPA 99), porte essentiellement sur deux volets : Révision du zonage sismique du RPA 99. Nouvelles prescriptions, plus restrictives, pour le système de portiques auto stables en béton armé (Système poteaux-poutres).

Le zonage sismique révisé du RPA divise le territoire algérien en quatre zones distinctes, chacune étant caractérisée par un niveau de risque sismique spécifique :

- Zone I : Risque Sismique Faible
- Zone II : Risque Sismique Modéré
- Zone III : Risque Sismique Fort
- Zone IV : Risque Sismique Très Fort

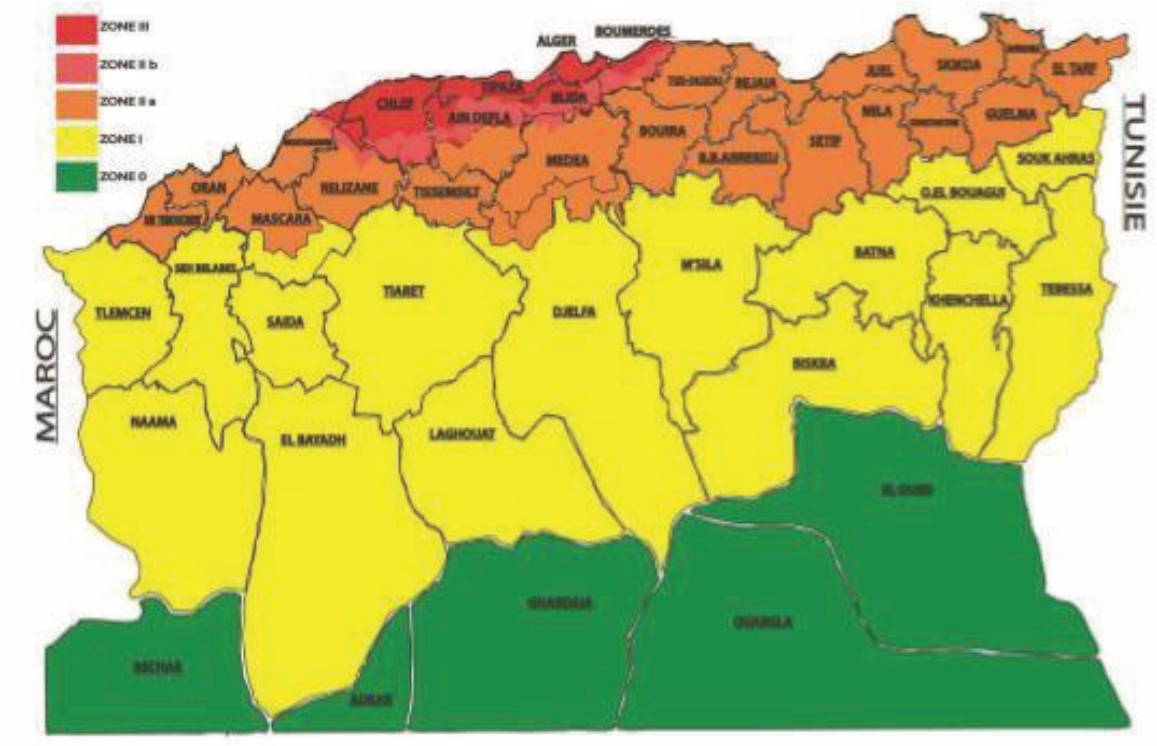


Figure B. 1. Carte du zonage sismique du territoire nationale

Annexe B

Tableau B.1. Coefficient d'accélération de la zone

Groupe	Zone			
	I	**II a**	**II b**	**III**
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
2B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

La Classification sismique et la valeur du coefficient d'accélération de la zone de notre étude suivant le groupe d'usage 1A est présenté dans le tableau (B.2)

Tableau B.2.Classification sismique de la zone d'étude et coefficient d'accélération

Zone sismique	Coefficient d'accélération de zone
II a	0,25g

Annexe B

Données géologiques :

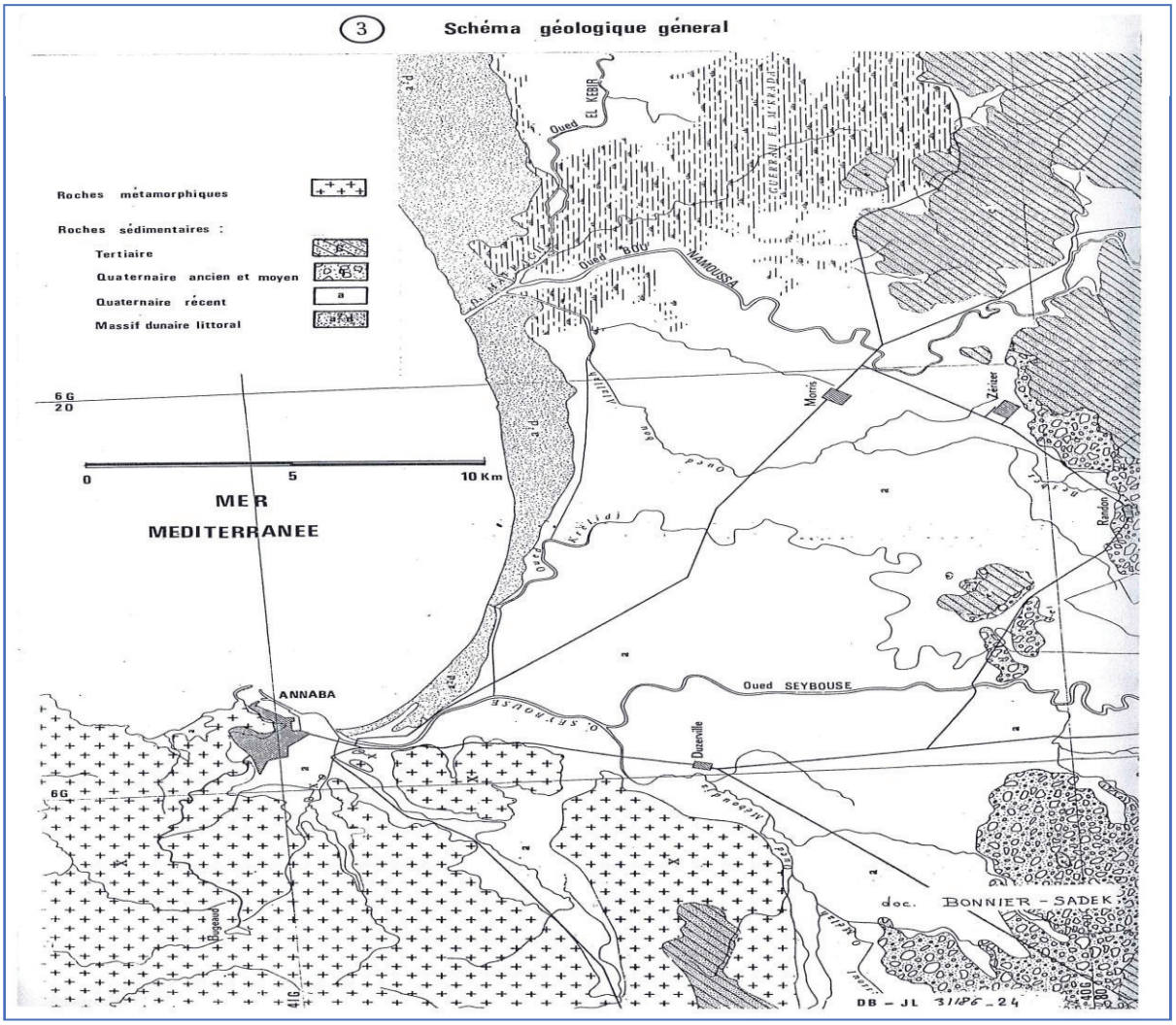


Figure B.2.carte géologique de la zone de port

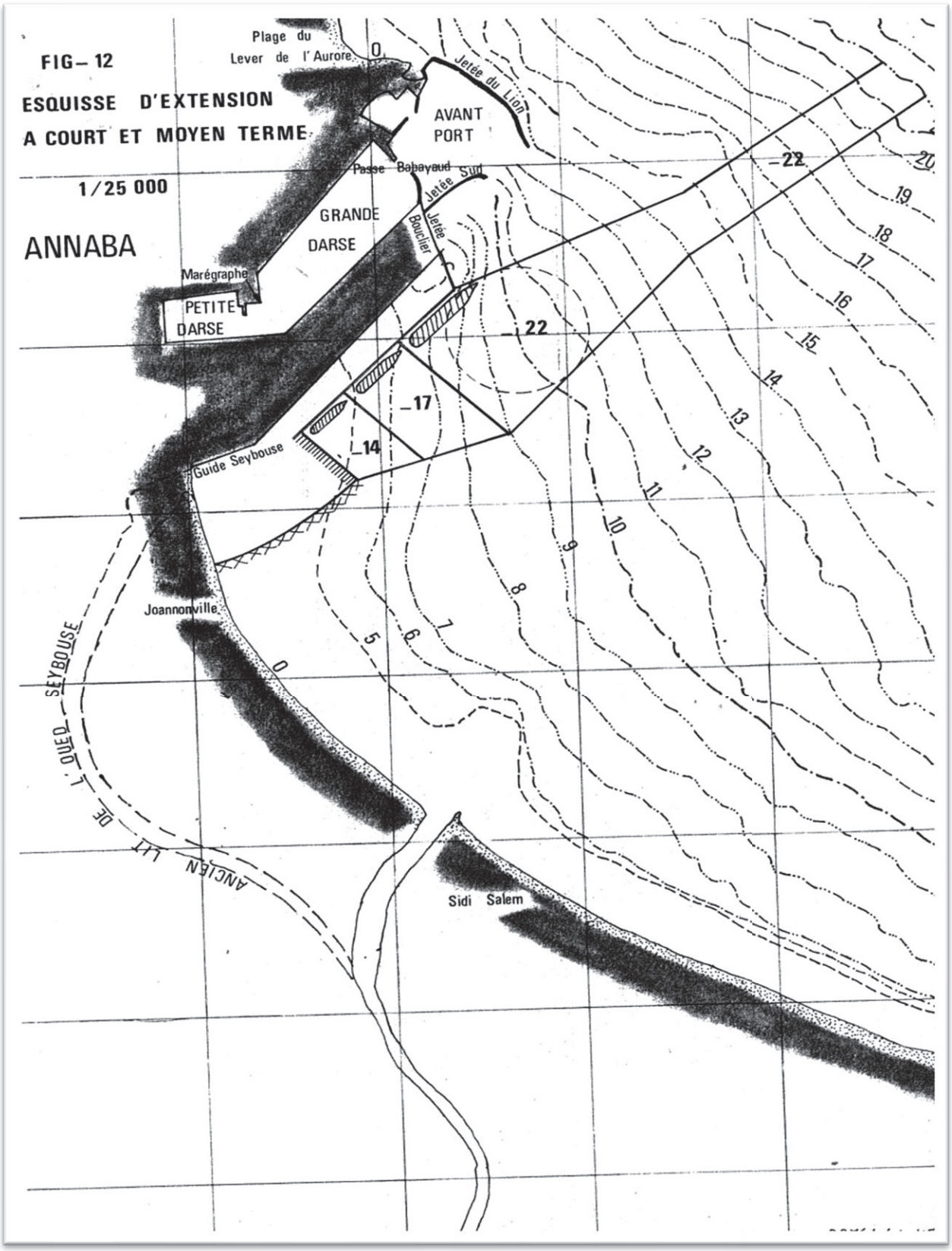


Figure C.1.La bathymétrie

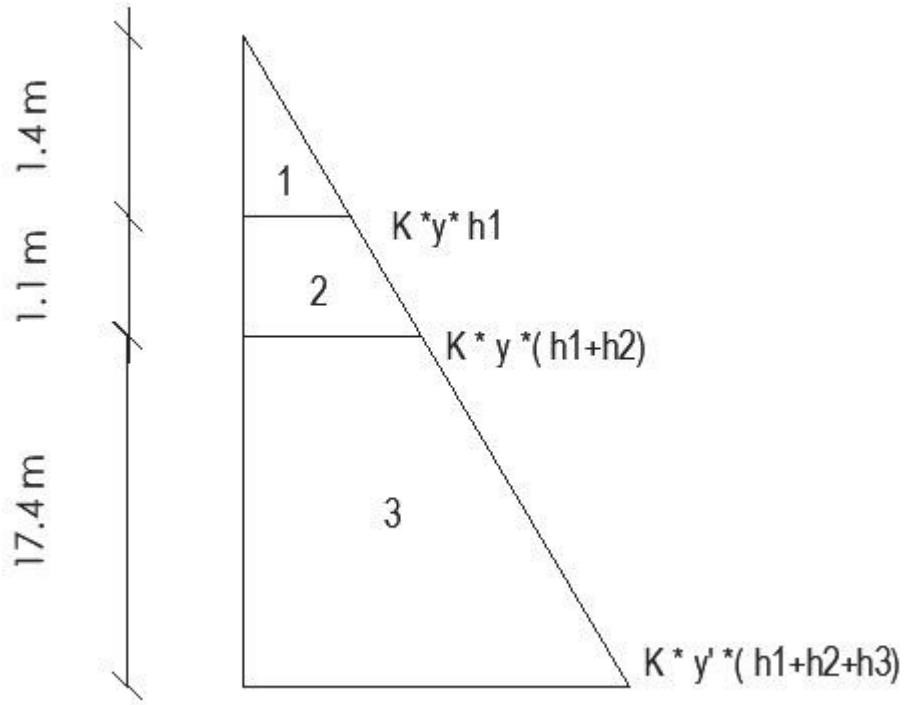


Figure D.1.schéma représentant la poussée des terres

Avec :

- h_1=1,4m
- h_2=1,1m
- h_3=17,4m

1-Les paramètres principaux des portiques à déchargement

-Entraxe des rails (20.50m),

-Ecartement des pieds (20m), 24 roues par bogie du coté avant (accostage), 18 roues par bogie du coté arrière.

La charge de portiques à déchargement :

-La tension max de roues avant est de 46.4t/roue, la tension max de roues arrière est de 23.7t/roue, les efforts seront majorés de 13% tenant compte des effets du vent.

-L'effort horizontal perpendiculaire et parallèle au rail est 10% de tension de roue majorée.

Tableau E.1.charge de calcul exercée par le portique sur le caisson

	Charge verticale	Charge horizontale
Roue avant	52.43 t	5.24 t
Roue arrière	26.78 t	2.68 t

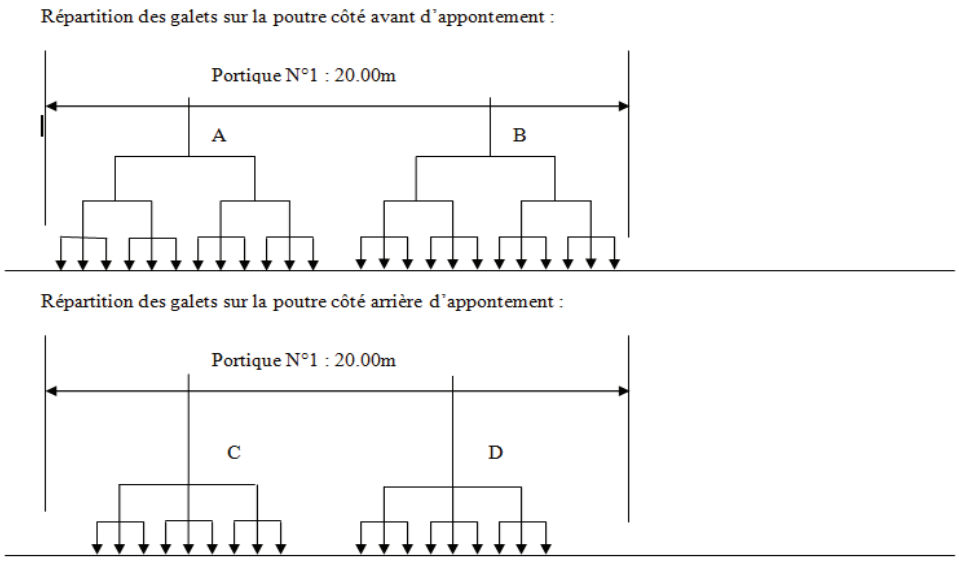


Figure E.1. la répartition des charges uniformes et les charges du portique

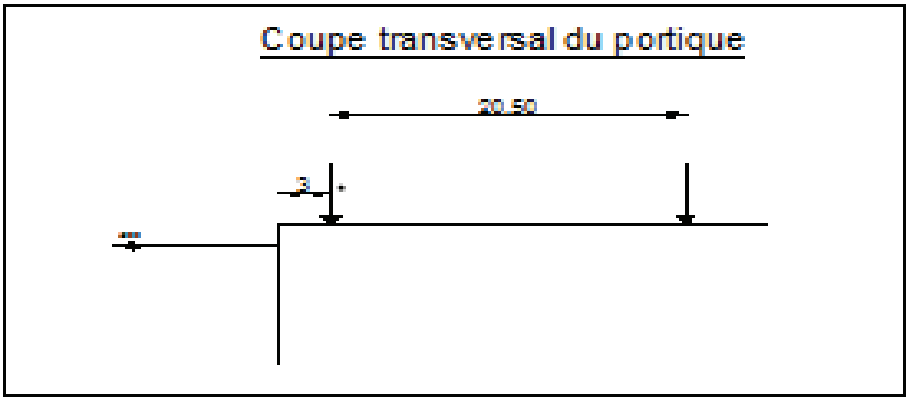


Figure E.2.La coupe transversale du portique

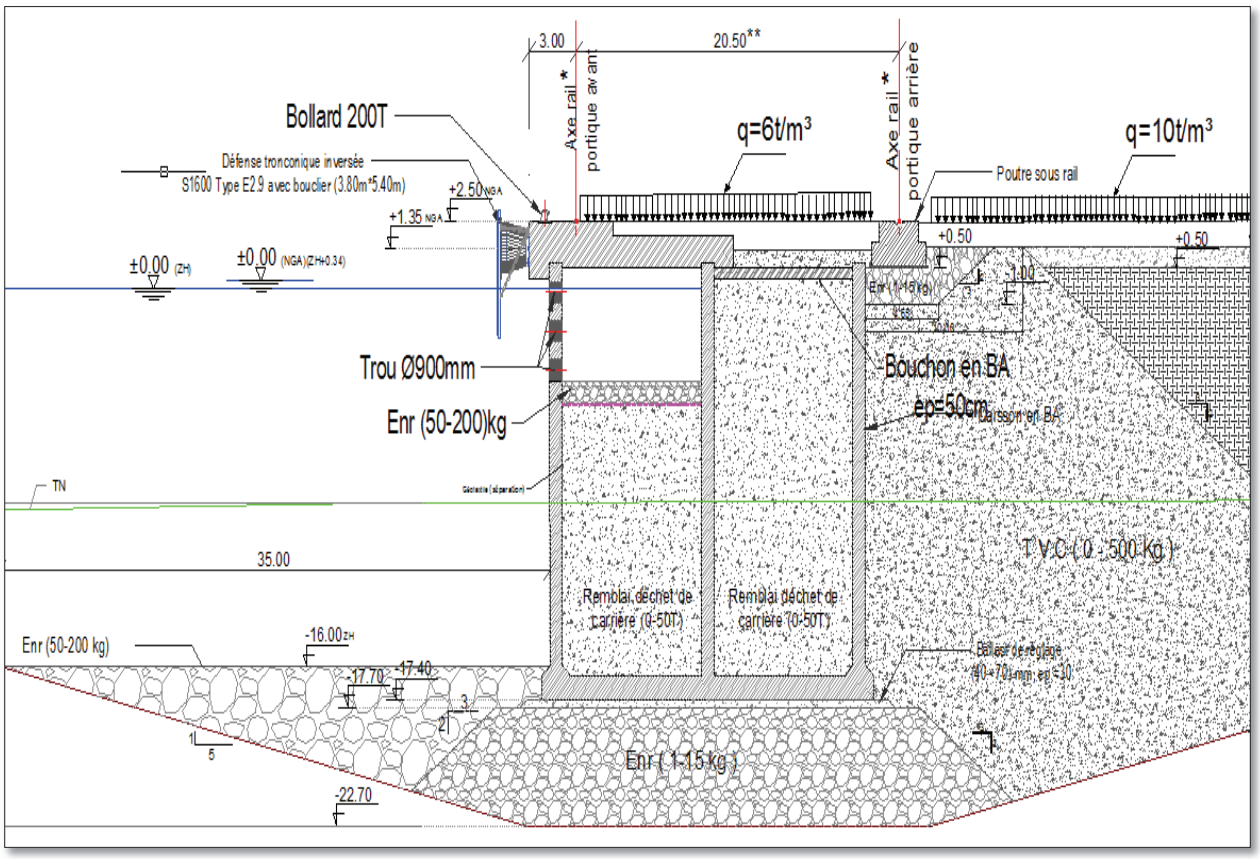


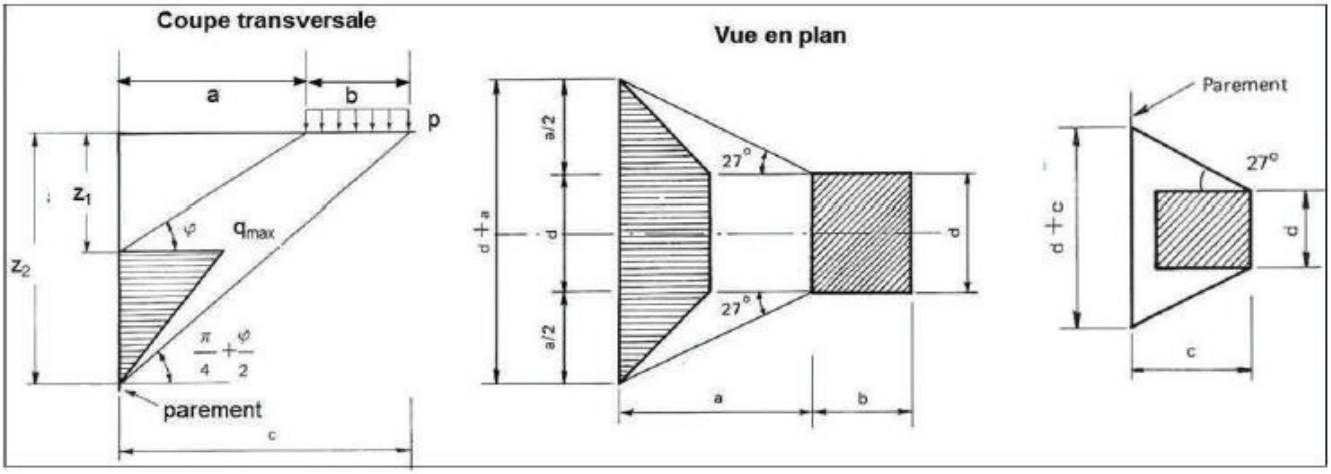
Figure E.3. Charges du Portique et charge uniforme

2-Poussées dues à la grue déterminée par la méthode de KREY

La méthode de KREY permet de déterminer le supplément de poussé exercé sur le parement par une charge uniforme locale (d'intensité p et de rectangle d'impact b x d) dont le bord le plus proche du parement est à une distance a de celui-ci.

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 x d) et inclinés de φ et de pi/4 + φ/2
- Dans le sens horizontal : deux plans passant par les angles du rectangle d'impact (b x d) les plus proches du parement, et correspondant à une diffusion suivant un angle de 27° environ (pente ½)



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

$$(d+a).(z_2 - z_1), \text{ avec : } z_1 = a.tg\varphi \text{ et } z_2 = (a+b).\tan(\pi/4+\varphi/2)$$

$$\text{et } q_{max} = \frac{4P}{(2d+a)(z_2 - z_1)} \qquad \text{et } P = p.b.d.\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Cette méthode est théorique et très approximative. Elle peut être utilisée tan que la charge ne s'approche pas trop près de l'écran (b petit devant a). Dans le cas contraire il est conseillé pour la diffusion horizontale de faire passer les plans verticaux à 27° par l'arrière de la surface de charge. Cela revient à remplacer a par c = a + b dans la formule q_{max}.

Dans le cas d'une charge ponctuelle on a la formule suivante :

$$q_{max} = \frac{4Q\tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{a^2\left[\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - \tan\varphi\right]}$$

Annexe E

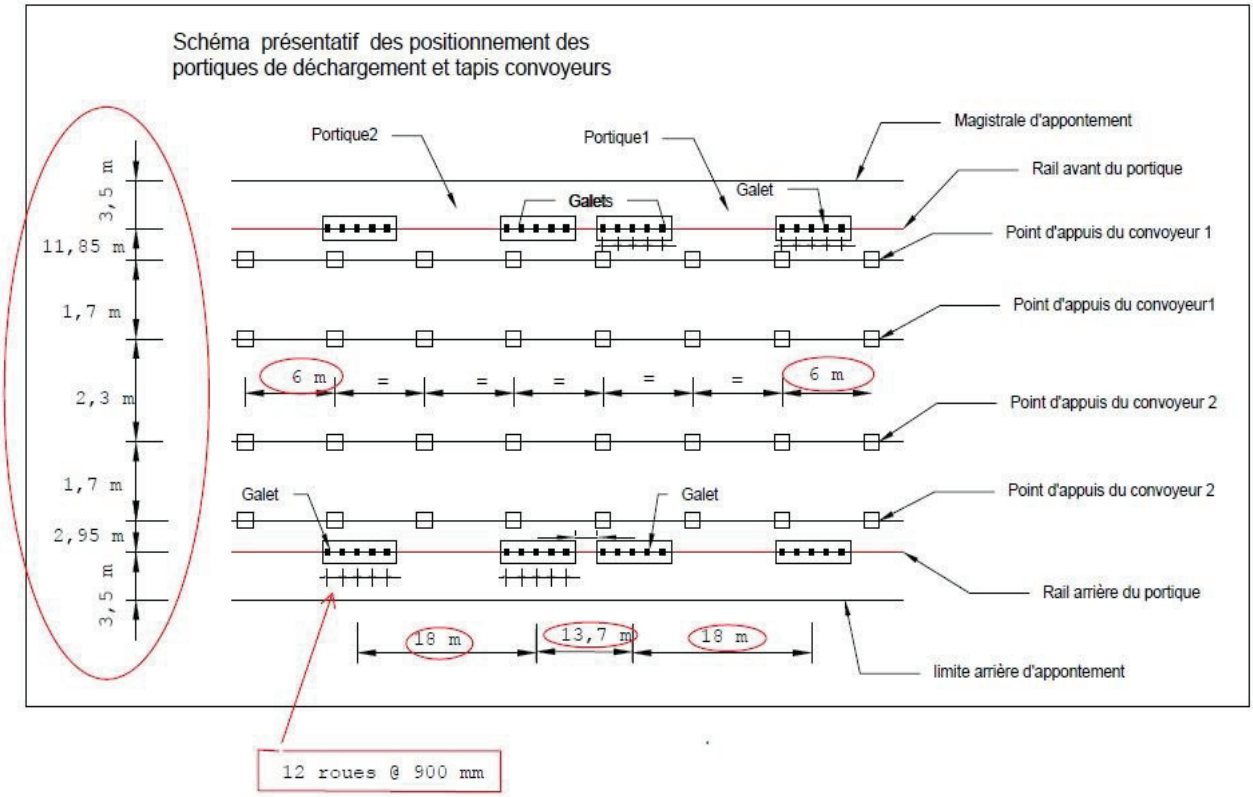


Figure E.4.Les distances entre axes des rails des portiques et tapis convoyeurs

Tableau F.1.Valeurs de N_γ,N_q et N_c en fonction de φ (d'après CAQUOT et KERISEL)

φ	N_γ	N_q	N_c	φ	N_γ	N_q	N_c
36	56.6	37.8	50.60	41	113	64.20	75.40
37	67.00	42.8	55.70	42	133	73.90	83.90
38	79.50	48.90	61.40	43	164	88.40	93.77
40	94.50	56.00	67.90	44	199	99.0	105.00

Résultats de calcul par Excel :

1-Cas statique :

e(m)	teta (degré)	S(m²)	σv17,4 (t/m²)	W(t)	σv22,7 (t/m²)	δ 17,40	B17,4 (m)	B22,7 (m)	Iy17,4
0,71	85,91	108,86	34,71	2029,80	44,03	3,69	18,57	26,55	0,81
0,28	88,37	117,44	49,17	2029,80	57,81	2,42	19,43	27,41	0,87
1,49	81,42	166,81	24,11	2029,80	30,20	10,91	17,01	24,99	0,49
0,82	85,28	108,61	55,41	2029,80	64,76	7,34	18,35	26,33	0,64
2,33	76,51	93,84	50,32	2029,80	61,14	5,89	15,33	23,31	0,70

Iq17,40	δ 22,70	δ 22,70(rad)	Iy22,70	Iq22,70
0,95	2,91	0,05	0,84	0,96
0,97	2,06	0,03	0,89	0,97
0,88	8,75	0,15	0,58	0,90
0,92	6,29	0,10	0,68	0,93
0,93	4,86	0,08	0,75	0,94

Ql17,4 (t/m²)	Ql22,7 (t/m²)	σadm17,4 (t/m²)	δ17,40 (rad)	σsol17,4 (t/m²)	σsol22,7 (t/m²)
555,97	831,89	186,35	0,06	174,70	277,29
626,94	902,39	210,00	0,04	201,31	300,79
313,00	538,20	105,36	0,19	87,08	179,40
435,95	669,86	146,34	0,12	128,73	223,28
400,69	649,71	134,59	0,10	121,42	216,57

Annexe F

2-Cas dynamique (séisme ascendant) :

e (m)	teta (degré)	S(m^2)	σv17,4 (t/m^2)	W(t)	σv22,7 (t/m^2)	δ (degré)	B17,4 (m)	B22,7 (m)	Iy17,4
0,07	89,59	161,62	23,34	2029,80	29,62	1,36	19,85	27,83	0,92
1,82	79,49	91,26	51,73	2029,80	62,85	12,32	16,35	24,33	0,44
2,34	76,44	89,98	45,61	2029,80	56,88	15,47	15,31	23,29	0,33
1,94	78,80	112,96	42,22	2029,80	51,20	13,39	16,11	24,09	0,40
2,68	74,42	176,02	24,82	2029,80	30,59	14,27	14,62	22,60	0,37

Iq 17,40	δ 22,70 (degré)	δ 22,70 (rad)	Iy22,70	Iq22,70
0,98	1,07	0,01	0,94	0,98
0,86	10,19	0,17	0,52	0,88
0,83	12,51	0,21	0,43	0,86
0,85	11,11	0,19	0,48	0,88
0,84	11,67	0,20	0,46	0,87

Ql17,4 (t/m^2)	Ql22,7 (t/m^2)	σadm17,4 (t/m^2)	δ17,40 (rad)	σsol17,4 (t/m^2)	σsol22,7 (t/m^2)
750,60	968,69	376,07	0,02	367,23	484,34
337,17	472,12	169,35	0,21	136,59	236,06
261,84	377,27	131,69	0,27	100,52	188,63
311,70	436,01	156,62	0,23	123,96	218,00
203,24	391,79	102,39	0,24	79,80	195,89

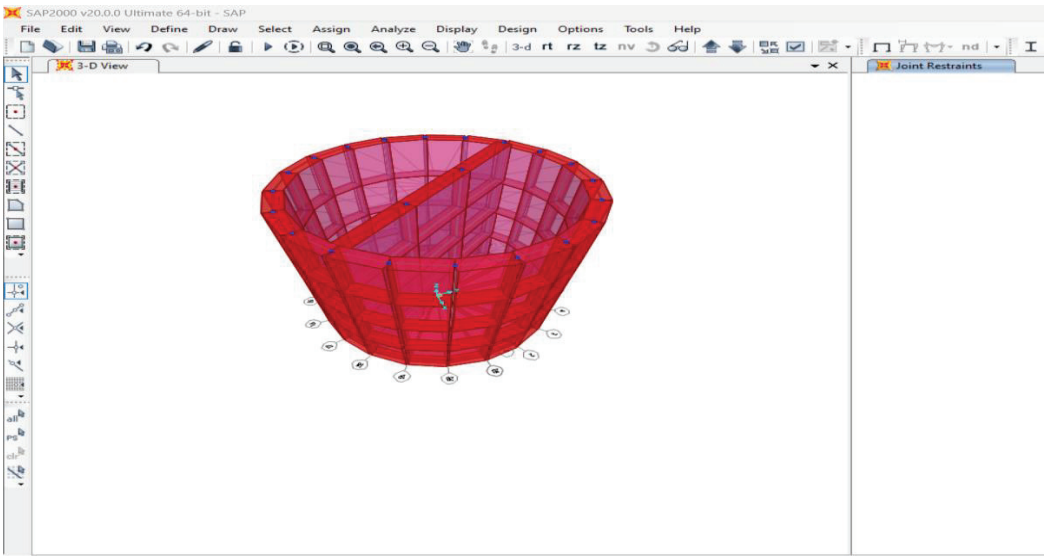
Annexe F

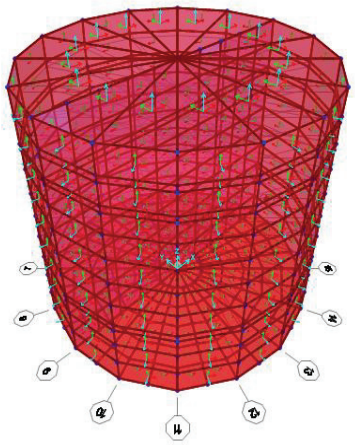
3-Cas dynamique (séisme descendant)

e(m)	teta (degré)	S(m^2)	σv17,4 (t/m^2)	W(t)	σv22,7 (t/m^2)	δ (degré)	B17,4 (m)	B22,7 (m)	Iy17,4
0,07	89,58	161,09	23,42	2029,80	29,72	1,37	19,85	27,83	0,92
2,11	77,81	185,37	22,42	2029,80	27,89	13,94	15,77	23,76	0,38
2,77	73,88	134,57	26,32	2029,80	33,86	17,91	14,44	22,43	0,26
2,25	76,98	136,20	30,89	2029,80	38,34	15,22	15,49	23,47	0,34
3,12	71,78	165,96	22,93	2029,80	29,04	16,30	13,74	21,72	0,31

Iq 17,40	δ 22,70	δ22,70(rad)	Iy22,70	Iq22,70
0,98	1,08	0,01	0,94	0,98
0,85	11,28	0,19	0,48	0,87
0,81	14,10	0,24	0,38	0,84
0,83	12,36	0,21	0,44	0,86
0,82	13,00	0,22	0,42	0,86

Ql17,4 (t/m^2)	Ql22,7 (t/m^2)	σadm17,4 (t/m^2)	δ17,40 (rad)	σsol17,4 (t/m^2)	σsol22,7 (t/m^2)
748,54	967,94	375,04	0,02	366,12	483,97
292,81	424,20	147,17	0,24	115,38	212,10
211,01	317,82	106,27	0,31	77,74	158,91
266,22	384,82	133,88	0,26	102,64	192,41
1 58,45	338,07	79,99	0,28	60,18	169,03





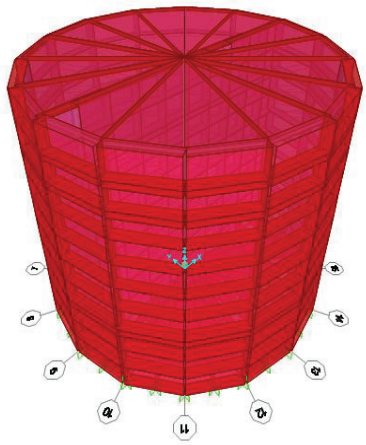


Figure G.1.Le modèle 3D

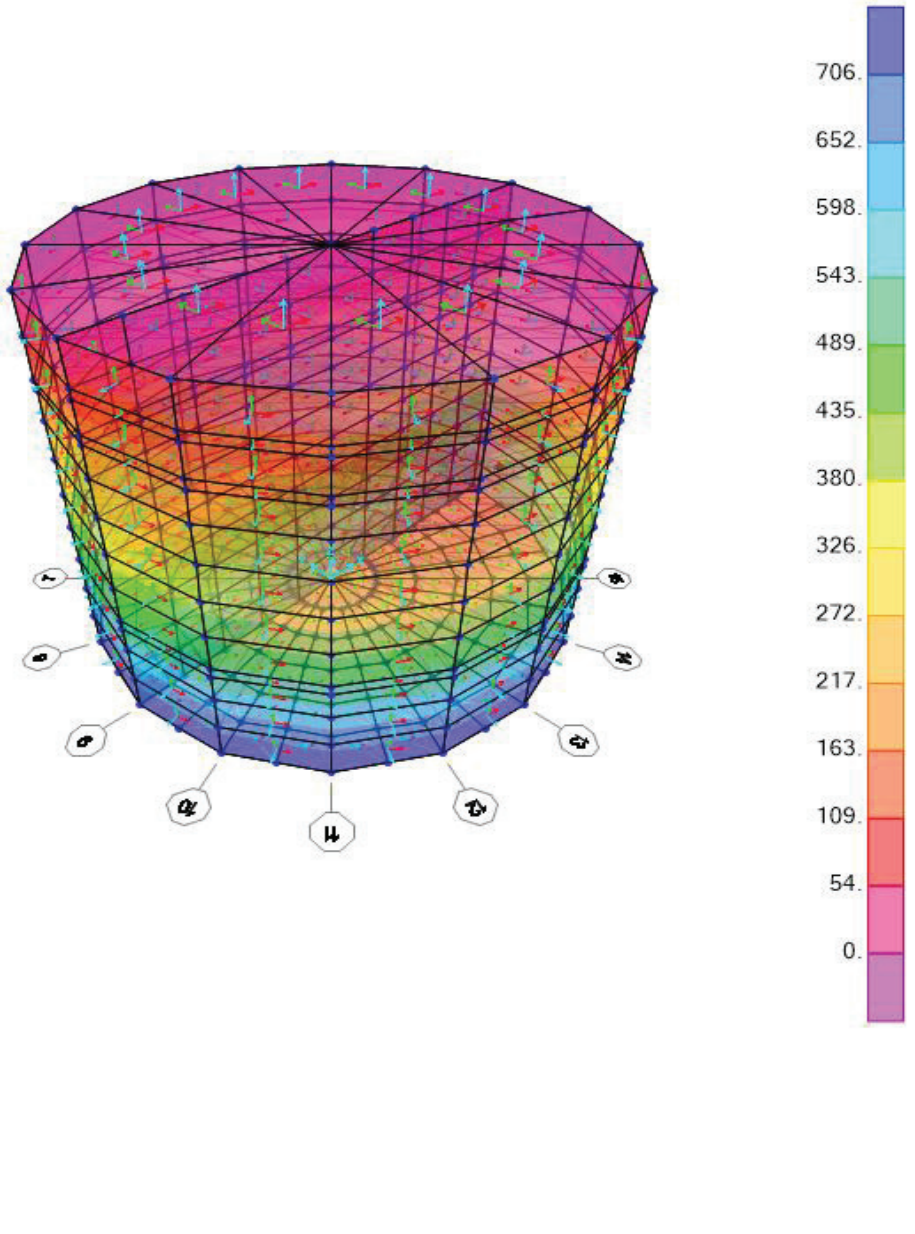


Figure G.2.Le chargement 3D

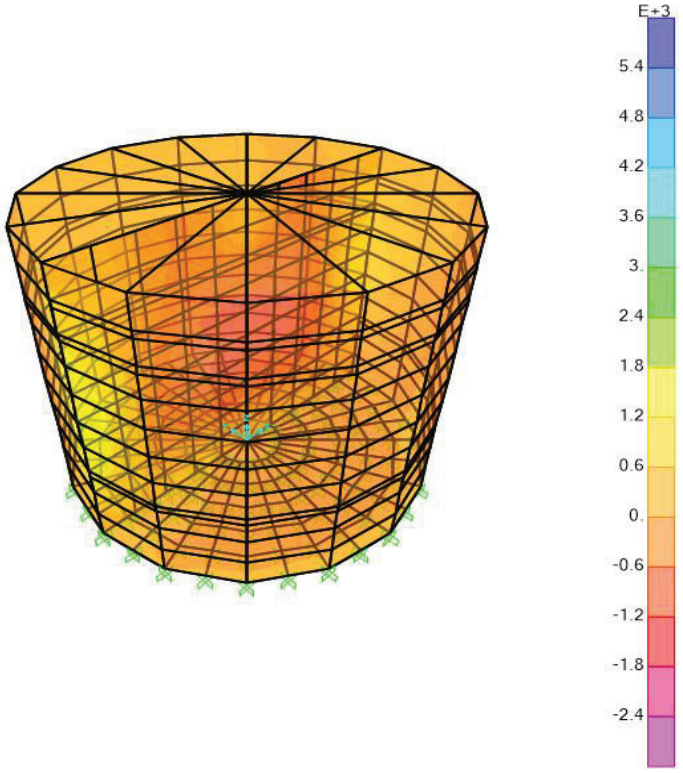


Figure G.3.Le chargement M11

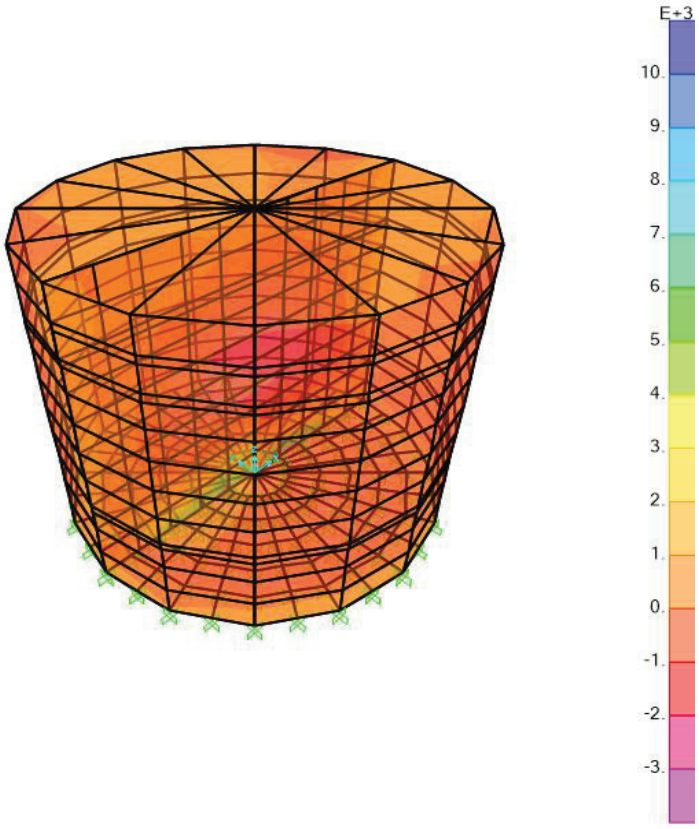


Figure G.4.Le chargement 3D M22

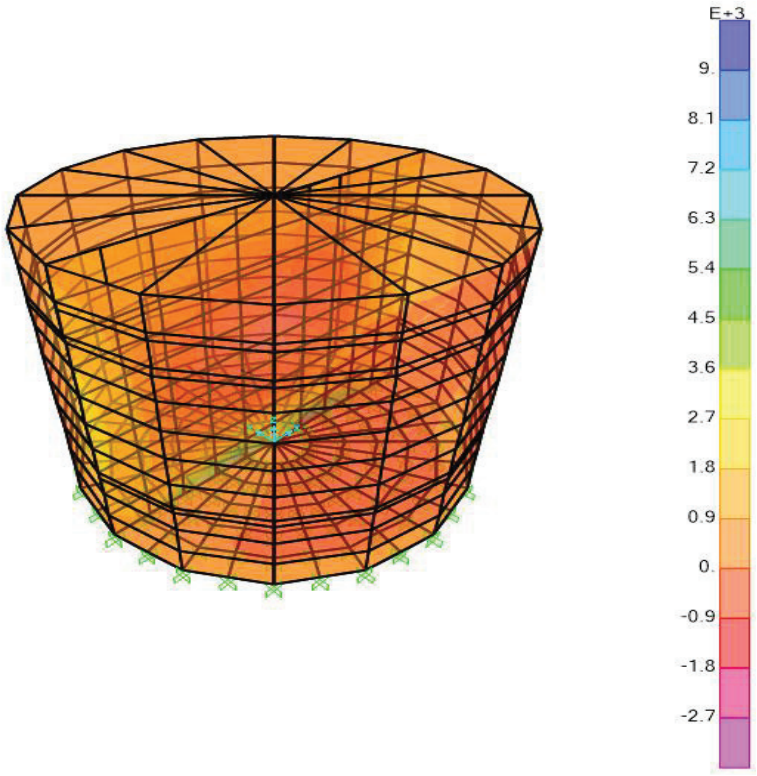


Figure G.5.Le moment max

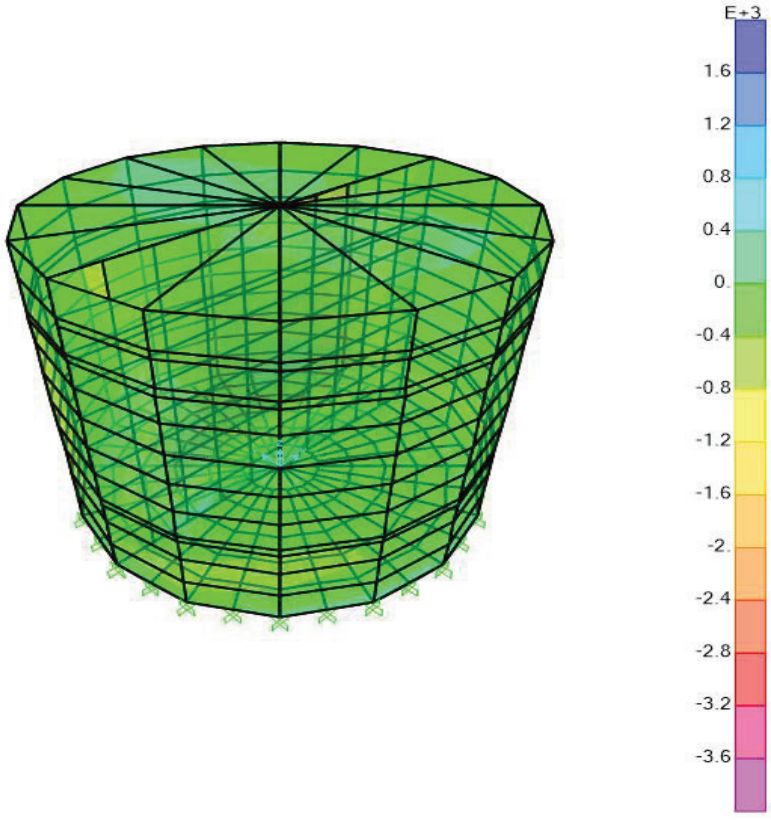


Figure G.5.Le moment min

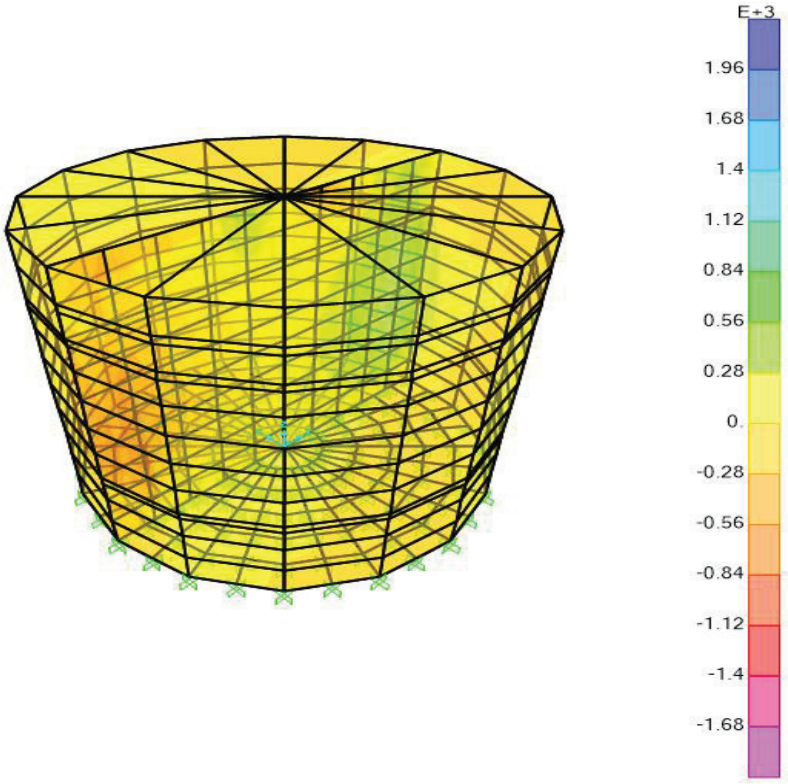


Figure G.6.L'effort tranchant V11

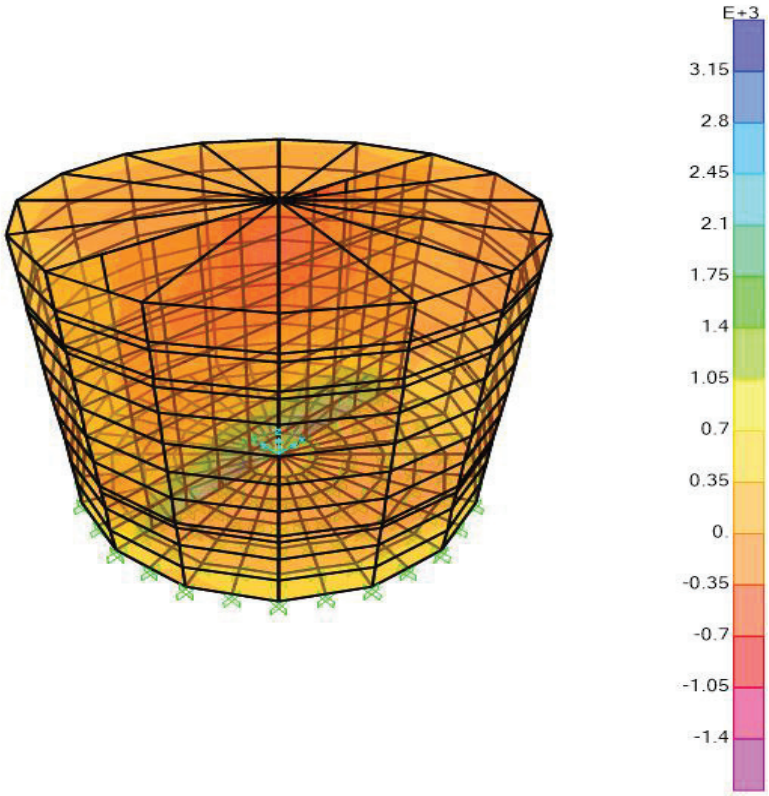


Figure G.7.L'effort tranchant V12

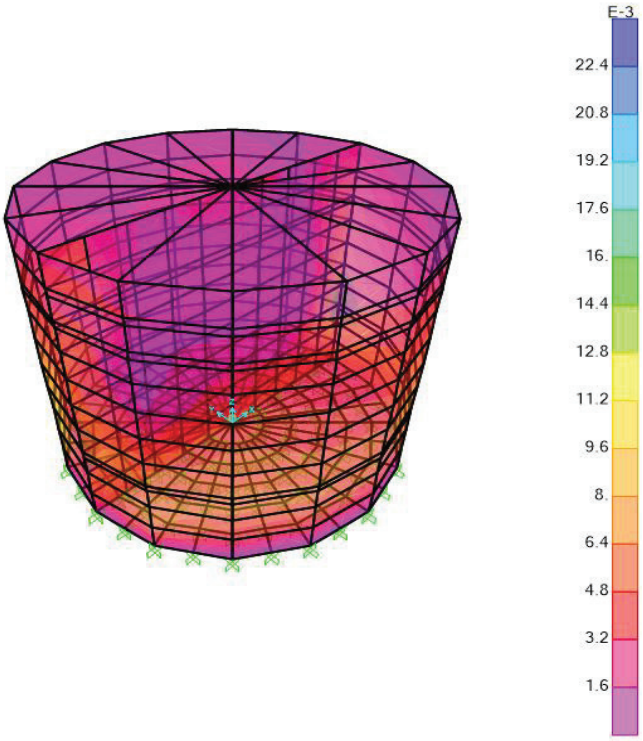


Figure G.8.section d armature A_{S1}

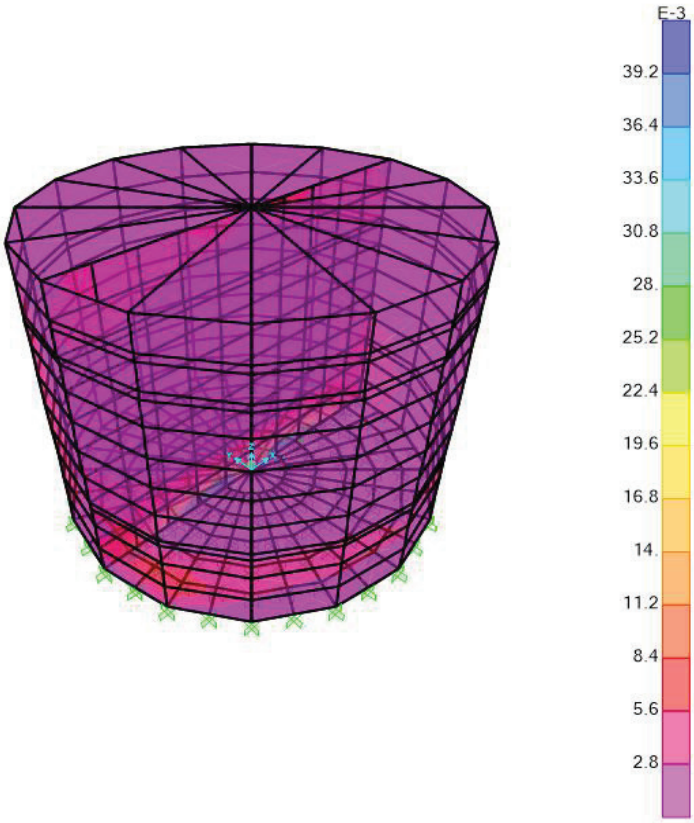


Figure G.9.section d armature A_{S2}

Annexe G

Conditions d'appuis :

-Les voiles sont considères encastrés à la semelle et les uns aux autres.

-La semelle est considérée appuis sur un sol élastique.

Le chargement :

- Poids propre du caisson
- Poids des terres statique à l intérieure du caisson
- Poussée des terres a l intérieure du caisson
- Poussée hydrostatique
- L'effort d ammarge
- Les surcharges uniformes 6t/m^3 et 10t/m^3
- La charge du portique
- La poussée hydrodynamique
- Charge due au séisme

Tableau G.1. Combinaisons de charges pour la modélisation et calcul des moments

Etat limite	Combinaisons de charges
ELS	G+Qi+Am
ELU	1,35G+1,5Qi+1,5Am
ELA	G+0,5Qi+SI+0,5Am

Tableau G.2. Valeur de μ

Rapport de γ	Résistance caractéristique du béton fc28 (MPa)		
	30	**32**	**35**
1.35	0.3159	0.3236	0..3341
1.38	0.3229	0.3307	0.3413
1.40	0.3299	0.3378	0.3485
1.45	0.3476	0.3558	0.3668
1.50	0.3548	0.3652	0.3742

Tableau G.3. Section nominale des barres

Diamètres nominal (mm)	Masse (kg/m)	Nombre des barres						
		1	2	3	4	5	6	7
6	0.221	**0.28**	**0.57**	**0.85**	**1.13**	**1.41**	**1.70**	**1.98**
8	0.392	**0.5**	**1.0**	**1.51**	**2.1**	**2.51**	**3.02**	**3.52**
10	0.631	**0.79**	**1.57**	**2.36**	**3.14**	**3.91**	**4.71**	**5.50**
12	0.882	**1.13**	**2.26**	**3.39**	**4.52**	**5.65**	**6.79**	**7.92**
14	1.201	**1.54**	**3.08**	**4.62**	**6.16**	**7.70**	**9.24**	**10.78**
16	1.568	**2.01**	**4.08**	**6.03**	**8.04**	**10.05**	**12.06**	**14.07**
20	2.45	**3.14**	**6.28**	**9.42**	**12.57**	**15.71**	**18.85**	**21.99**
25	3.82	**4.91**	**9.82**	**14.73**	**19.63**	**24.54**	**29.45**	**34.36**
32	6.27	**8.04**	**16.08**	**24.13**	**32.17**	**40.21**	**48.25**	**56.30**
40	9.802	**12.57**	**25.13**	**37.70**	**50.27**	**62.83**	**75.40**	**87.96**
			SECTION NOMINALES EN CM²					