

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de base

Par : ZAUCHE Zakaria & ZEMMOUR Youcef

Thème

Étude d'extension de l'ancien port commercial de SKIKDA

Encadré par :

Mr D. RAHMANI (ENSTP)

Mme F. AIT AISSA (LEM)

Présidente : Mme M.Y. MEHIAOUI

Examineur : M.B. LAKHDARI (BET)

Membres :

M.D. BOUHANICHE (ENSTP)

M.D. RAHMANI (ENSTP)

Promotion 2024 / 2025

Dédicaces

À mes chers parents, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices et leurs prières constantes qui m'ont porté jusqu'ici.

À mes frères, Amine et Hamza, mes bras gauche et droit, toujours présents pour me soutenir dans les moments difficiles comme dans les instants de joie.

À mon petit frère Hichem, que je vois déjà comme un futur ingénieur, avec fierté et espoir.

À mes grands-parents, et particulièrement à mes grands-mères que Dieu ait leurs âmes en Sa miséricorde (ربي يرحمهم), qui ont toujours souhaité me voir réussir dans la vie. Je leur dédie cette réussite.

À mon binôme Zakaria, ami et compagnon de route dans ce projet, pour la collaboration, la confiance et le respect mutuel.

À mes amis fidèles, rencontrés tout au long de mon parcours, du primaire jusqu'à l'enseignement supérieur, avec une pensée particulière pour mes camarades de la classe préparatoire à l'ENSTP, pour tous les souvenirs partagés.

À toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à mon parcours et à l'accomplissement de ce travail.

Je vous dédie ce mémoire avec toute ma reconnaissance, mon respect et mon affection.

Zemmour Youcef

Dédicaces

A mes Parents

Aux personnes qui me sont le plus cher, vous avez toujours cru en moi, et c'est ce qui m'a poussé à arriver jusqu'ici. Vos prières et vos bénédictions m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

Rien au monde ne vaut les sacrifices et les efforts que vous avez faits pour mon bien être et pour mon éducation. Je me souviens de tous les encouragements, requêtes et conseils que vous m'avez donné pour que je prenne les bonnes décisions et que je persévère sur le droit chemin menant à la réussite.

J'espère que j'atteindrais encore et maintes fois l'objectif de contempler continuellement vos regards pleins de fierté et les larmes de joie après chaque réussite auxquelles vous aurez sans doute principalement contribué.

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

À mes sœurs

Votre soutien indéfectible, vos encouragements constants et les souvenirs merveilleux que nous avons partagés ont illuminé mon parcours.

Chaque instant passé ensemble, entre rires et complicité, a forgé en moi la force d'aller de l'avant. vous êtes mes piliers et mes alliées dans chaque étape de ma vie.

C'est avec une immense gratitude et tout mon amour que je vous dédie ce travail, fruit de ma persévérance, que vous avez su inspirer et soutenir.

Merci pour tout ce que vous êtes et pour tout ce que vous m'apportez, chaque jour.

À ma famille

Aux membres de ma famille, qui ont été présents à chaque étape de ce voyage, je vous exprime ma plus profonde gratitude. votre soutien a été les fondations sur lesquelles j'ai construit ce projet.

Un remerciement tout particulier à ma tante, dont la générosité, les conseils avisés et l'attention constante m'ont porté dans les moments les plus exigeants. Ton dévouement et ta présence ont été une véritable source de force et d'inspiration pour moi.

À mes camarades étudiants

*À mon binôme **Youcef ZEMMOUR** avec qui j'ai partagé des heures d'étude, de réflexion et parfois de doute, mais aussi des moments de complicité. Ces instants vécus ensemble, au-delà de l'apprentissage, ont marqué mon parcours d'une empreinte indélébile.*

À tous les étudiants que j'ai côtoyés, dans les amphithéâtres, les salles de travail ou même les moments de détente : vos échanges, votre esprit de collaboration ont été une source d'inspiration et de motivation.

À mes amis d'antan et à tous ceux qui ont croisé ma route,

À vous, qui avez été les témoins de mes premières ambitions, de mes apprentissages et de mes aspirations naissantes. Les souvenirs que nous partageons, empreints de camaraderie et de moments précieux, resteront à jamais gravés comme des repères dans mon parcours.

ZAUCHE Zakaria

Remerciements

Avant toute chose, nous exprimons notre gratitude la plus sincère à Allah, Le Tout-Puissant, pour nous avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires à l'accomplissement de ce travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement Monsieur Douadi Rahmani, notre encadrant et enseignant à l'ENSTP, pour son suivi rigoureux, ses conseils avisés et son accompagnement tout au long de ce projet.

Nos remerciements vont également à Madame F. Aït Aïssa, co-encadrante et ingénieure au LEM, pour sa précieuse aide dans la collecte et l'analyse des données, ainsi que pour sa disponibilité et son engagement à nos côtés.

Nous exprimons aussi notre reconnaissance à Monsieur Ouahib Lotfi, notre maître de stage et ingénieur chez Meditram, pour son accueil, ses conseils techniques et son encadrement sur le terrain.

Nos sincères remerciements s'adressent à Monsieur Bouhaniche, enseignant des travaux maritimes à l'ENSTP, pour la qualité de son enseignement et les connaissances précieuses qu'il nous a transmises, qui ont largement contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Nous tenons également à exprimer notre reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Enfin, nous remercions l'ensemble de nos professeurs, ainsi que l'administration et le département de l'ENSTP, pour la formation enrichissante et les nombreuses opportunités d'apprentissage qu'ils nous ont offertes durant notre cursus.

ZEMMOUR Youcef & ZAOUICHE Zakaria

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude et la conception d'un projet d'extension de l'ancien port commercial de Skikda, afin de répondre à l'augmentation du trafic maritime et aux besoins croissants en infrastructures portuaires modernes.

Le travail débute par une analyse du contexte historique et géographique du port, suivie d'une étude détaillée du milieu marin (houle, courant, marée, et propriétés physico-chimiques de l'eau de mer) et des types d'ouvrages portuaires. La suite du mémoire présente les caractéristiques techniques du site, un calcul prévisionnel du trafic portuaire à l'horizon 2050 a été réalisé, permettant de quantifier les besoins futurs en linéaire de quai, en surfaces de stockage et en capacité d'accueil des navires, pour finalement présenter les trois variantes d'extension envisagées. Un accent particulier est mis sur le dimensionnement des ouvrages extérieurs (digues à talus et digues verticales) et des ouvrages intérieurs (quai en caisson), avec vérification des sollicitations et de la stabilité externe et interne. Le mémoire inclut également une étude de flottaison du caisson de quai, une analyse de l'impact environnemental à travers un bilan carbone, ainsi qu'un plan de signalisation maritime pour garantir la sécurité de la navigation.

Mots-clés : Port, Skikda, extension, caisson, digue, houle, environnement, signalisation, stabilité, trafic prévisionnel

Abstract

This thesis focuses on the study and design of an extension project for the old commercial port of Skikda, in response to the growing maritime traffic and increasing demand for modern port infrastructure.

The work begins with an analysis of the historical and geographical context of the port, followed by a detailed study of the marine environment (wave climate, currents, tides, and physico-chemical properties of seawater) and the typology of port structures. The next part of the study presents the technical characteristics of the site, the three proposed extension alternatives, and the related forecast calculations. A traffic projection for the year 2050 was conducted to evaluate the future needs in terms of quay length, storage areas, and vessel accommodation capacity. A special focus is given to the design of the external structures (rubble-mound and vertical breakwaters) and internal structures (quay walls made of caissons), including load analysis and both external and internal stability verification. The thesis also includes a floating stability analysis of the caisson, an environmental impact assessment through a carbon footprint analysis, and a maritime signalling plan to ensure navigational safety.

Keywords: Port, Skikda, extension, caisson, breakwater, wave climate, environment, signalling, stability, traffic forecast

المخلص

تتناول هذه الأطروحة دراسة وتصميم مشروع توسيع الميناء التجاري القديم لمدينة سكيكدة وذلك استجابة لزيادة حركة المرور البحر ي والحاجة الماسة إلى بنى تحتية مينائية حديثة.

يبدأ هذا العمل بتحليل السياق التاريخي والجغرافي للميناء، يتبع بدراسة مفصلة للبيئة البحرية (الأمواج، التيارات، حركة المد والجزر، والخصائص الفيزيائية والكيميائية لمياه البحر) وأنواع المنشآت المينائية. يعرض الجزء الآتي من هذا العمل الخصائص التقنية للموقع مع إجراء حساب توقعي لحركة المرور المينائية بحلول 2050 مما يسمح بتحديد الاحتياجات المستقبلية من الأرصفة ومساحات التخزين وقدرة استقبال السفن، وقد تم تقديم ثلاثة اختيارات لتوسيع الميناء، مع التركيز على تصميم المنشآت الخارجية (الأرصفة ذات المنحدرات و الحواجز العمودية) و المنشآت الداخلية (أرصفة الصناديق الخرسانية) مع التحقق من الأحمال و استقرار المنشآت داخليا و خارجيا. كما يشمل العمل دراسة طفو الصندوق الخرساني للرصيف و تحليل التأثير البيئي من خلال حساب الانبعاثات الكربونية ، بالإضافة إلى خطة إشارات الملاحة البحرية لضمان سلامة الإبحار

الكلمات المفتاحية : ميناء ، سكيكدة ، توسيع ، صندوق خرساني ، حاجز ، أمواج ، بيئة ، إشارات الملاحة ، استقرار ، حركة المرور .

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Généralités sur le milieu marin & l'environnement portuaire

Tableau II.1: Composition moyenne de 1L d'eau de mer.....	16
Tableau II.2 : valeurs des températures	16
Tableau II.3 : les différents types de quais avec leur utilisation, avantages, Inconvénients.....	25

CHAPITRE III : Présentation du projet

Tableau III.1 : Répartition fréquentielle des vents par intensité et direction.....	37
Tableau III.2: Valeurs significatives des amplitudes de la houle au large en mètres.....	38
Tableau III.3 : Amplitudes de la houle au large par période et par direction.....	38
Tableau III.4 : Coefficient de réfraction par direction et par profondeur.....	40
Tableau III.5 : Valeurs du coefficient de réfraction par directions principales.....	40
Tableau III.6 : Caractéristiques houle aux limites du modèle de calcul.....	40
Tableau III.7 : caractéristiques de la houle de dimensionnement.....	41
Tableau III.8 : volume du transport sédimentaire parallèle à la côte en fonction de la direction des houles.....	42
Tableau III.9 : Prévision du trafic marchandises générales.....	43
Tableau III.10 : Prévision du trafic conteneurs.....	44
Tableau III.11 : Prévision du trafic céréalier.....	44
Tableau III.12 : Frais dépensés en raison du stationnement des navires pour l'année 2023.....	45
Tableau III.13 : Caractéristiques du navire de projet.....	47
Tableau III.14 : Tableau comparatif des variantes d'aménagement.....	52

CHAPITRE IV : Dimensionnement des ouvrages extérieurs

Tableau IV.1 : résultats de calcul de profil courant à 20m de profondeur.....	58
Tableau IV.2 : résultats de calcul de profil coude à 14m de profondeur.....	59
Tableau IV.3 : résultats de calcul de profil courant à 10m de profondeur.....	59
Tableau IV.4 : résultats de calcul de profil d'enracinement.....	59
Tableau IV.5 : résultats de calcul de profil de l'épis 2.....	60
Tableau IV.6 : vérification des règles de Terzaghi, pour tous les profils.....	60
Tableau IV.7 : données et hypothèses de calcul de la digue mixte.....	67
Tableau IV.8 : Paramètres du caisson de la digue mixte.....	67
Tableau IV.9 : Sollicitation appliquées sur le caisson de digue.....	67
Tableau IV.10 : Vérification de stabilité du caisson de digue.....	67

Tableau IV.11 : Poids et épaisseur des enrochement du soubassement.....	68
Tableau IV.12 : Caractéristiques des dalettes perforées.....	68
Tableau IV.13 : Largeur de la berme de la digue mixte.....	68
Tableau IV.14 : Débit moyen franchissant et coefficient de transmission de la digue mixte.....	68

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages intérieurs

Tableau V.1 : caractéristique du béton et de l'acier utilisés.....	76
Tableau V.2 : Poids volumique des matériaux.....	76
Tableau V.3 : Poids volumiques, angle de frottement des matériaux et capacité portante admissible.....	76
Tableau V.4 : Caractéristiques géométriques du caisson.....	77
Tableau V.5 : combinaisons de charges.....	78
Tableau V.6 : Rappel sur les caractéristiques du navire du projet.....	78
Tableau V.7 : Accélération sismique de la zone (RPA 2024).....	80
Tableau V.8 : Valeurs des coefficients de poussées des terres.....	80
Tableau V.9 : Valeurs des caractéristiques géométriques du caisson.....	82
Tableau V.10 : poids propre total du caisson.....	82
Tableau V.11 : poussées des terres cas statique.....	83
Tableau V.12 : Pousse des terres dans le cas dynamique-séisme ascendant.....	83
Tableau V.13 : Pousse des terres dans le cas dynamique-séisme descendant.....	84
Tableau V.14 : Valeur de calcul de la Pousse hydrostatique du marnage.....	85
Tableau V.15 : Poussee hydrodynamique.....	86
Tableau V.16 : Effort et moment du à l'amarrage.....	86
Tableau V.17 : Poussee due à la charge Q (cas statique).....	87
Tableau V.18 : Poussee due à la charge Q (cas dynamique séisme ascendant).....	87
Tableau V.19 : Poussee due à la charge Q (cas dynamique séisme descendant).....	87
Tableau V.20 : Valeur des différentes données du portique.....	88
Tableau V.21 : poussee due aux charges du portique.....	89
Tableau V.22 : Facteurs de sécurité.....	90
Tableau V.23 : Vérification cas statique.....	90
Tableau V.24 : Vérification cas dynamique séisme ascendant.....	92
Tableau V.25 : Vérification cas dynamique séisme descendant.....	94
Tableau V.26 : Caractéristiques des matériaux de remplissage.....	105
Tableau V.27 : Pression P_i en fonction de Z.....	106

Tableau V.28 : Ferrailage du voile périphérique.....	107
Tableau V.29 : Ferrailage à l'encastrement (voile-radier)	107
Tableau V.30 : Moments sollicitant le radier.....	108
Tableau V.31 : Ferrailage du radier.....	108
Tableau V.32 : Moments sollicitant le couronnement.....	109
Tableau V.33 : Ferrailage du couronnement.....	109
Tableau V.34 : Sollicitations sur la poutre arrière sous rail.....	110
Tableau V.35 : Ferrailage de la poutre arrière sous rail.....	111

CHAPITRE VI : Impact sur L'environnement

Tableau VI.1 : Emissions indirectes de CO2.....	113
Tableau VI.2 : Emissions directes de CO2.....	114
Tableau VI.3 : total des émissions de CO2.....	114

CHAPITRE VII : Signalisation maritime

Tableau VII.1 : Systèmes de Surveillance et de Communication Portuaires.....	127
---	-----

Liste des figures

Chapitre I : Introduction

Figure I.1 : Peinture du port de Skikda durant l'époque coloniale.....	2
Figure I.2 : Port de Skikda en 1865 avant construction de la jetée du château vert.....	3
Figure I.3 : Photos d'un terminal á conteneurs.....	5
Figure I.4 : Illustrations de postes pour marchandises en vrac.....	6

Chapitre II : Généralités sur Le milieu marin & L'environnement portuaire

Figure II.1 : Phénomène de la marée avec Représentation des forces génératrice de la marée.....	8
Figure II.2 : Illustration de la formation d'une mer de vent dans une zone ventée.....	9
Figure II.3 : Zones de fetch (représentées par les flèches noires).....	9
Figure II.4 : phénomène de déferlement	10
Figure II.5 : mouvement de particules lors de la propagation de la houle	10
Figure II.6 : Photo d'une bouée de mesure de houle.....	11
Figure II.7 : Simulation de la diffraction d'une houle monochromatique à l'arrière d'une digue (Source : Danish Hydraulic Institute).....	13
Figure II.8 : Illustration du phénomène de réfraction de la houle.....	13
Figure II.9 : Graphique des types de déferlement en fonction de la pente des fonds et de la cambrure des vagues.....	14
Figure II.10 : Interactions hydrauliques liées à la houle et paramètres dimensionnant.....	14
Figure II.11 : Schéma de principe d'un port maritime.....	18
Figure II.12 : digues à talus.....	19
Figure II.13 : digue verticale	20
Figure II.14 : digues mixtes.....	20
Figure II.15 : le cout en fonction de la profondeur entre les digues a talus et les digues en caissons.....	21
Figure II.16 : appontement.....	23
Figure II.17 : ducs d'Albe.....	23
Figure II.18 : Quai en caissons en béton armé.....	26
Figure II.19 : la zone de préfabrication des caissons.....	26
Figure II.20 : les différents travaux de la préfabrication du caisson	27

Figure II.21 : disposition du coussin gonflable et système de traction de caisson.....	27
Figure II.22 : organigramme de mise en place des caissons de quai	28
Figure II.23 : Transport sur l'eau et positionnement du caisson.....	28
Figure II.24 : Plongée de la barge semi-submersible et déchargement de la barge.....	29
Figure II.25 : Installation du caisson	29

Chapitre III : Présentation du projet

Figure III.1 : plan de situation de l'ancien port Source Google Earth.....	30
Figure III.2 : Vue de l'ancien port de Skikda avec les postes à quai, les appontements pétroliers, l'avant-port, la darse, les jetées, les môles et les terre -pleins.....	32
Figure III.3 : Carte géologique du Nord-Est Algérien (D'après Keiken, 1962 ; Vila, 1980 et Meghraoui, 1988) (Réf : Harbi et al. 1999).....	34
Figure III.4 : Classification des zones sismiques en Algérie (RPA2024).....	34
Figure III.5 : Zones sismiques actives dans la wilaya de Skikda.....	35
Figure III.6 : Répartition des précipitations mensuelles (mm) (séries : 1989-1994).....	37
Figure III.7 : La répartition spatiale du transport sédimentaire.....	42
Figure III.8 : Plan de masse de la variante 1.....	49
Figure III.9 : Plan de masse de la variante 2.....	50

Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages extérieurs

Figure IV.1 : Coupe type d'une digue à talus.....	53
Figure IV.2 : Schémas d'un bloc type BCR.....	53
Figure IV.3 : Abaque de prédimensionnement de la butée de pied.....	56
Figure IV.4 : Abaque de calcul du talus arrière.....	57
Figure IV.5 : Schéma explicatif d'une digue mixte verticalement.....	61
Figure IV.6 : prédimensionnement d'une digue verticale (PIANC).....	62
Figure IV.7 : schéma de répartition des pressions hydrodynamiques (GODA).....	63
Figure IV.8 : calcul des dalettes perforées.....	65

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages intérieurs

Figure V.1 : Les efforts agissant sur le quai.....	73
---	----

Figure V.2 : Les efforts horizontaux agissant sur le quai.....	73
Figure V.3 : Schéma des paramètres de calcul de l'énergie d'accostage.....	78
Figure V.4 : Schéma du mur fictif.....	81
Figure V.5 : Schéma de diffusion de charge selon la méthode de KREY.....	88
Figure V.6 : Schéma de l'essieu arrière du portique.....	88
Figure V.7 : Représentation schématique du caisson à vide.....	98
Figure V.8 : Représentation schématique de la hauteur du remplissage.....	99
Figure V.9 : Schéma représentant les positions de 'M', 'G', 'C'.....	100
Figure V.10 : Schéma représentatif d'un silo inverse.....	102
Figure V.11 : Schéma représentatif d'un silo normal.....	103
Figure V.12 : Schéma d'application des pressions.....	104
Figure V.13 : Schémas représentant l'effet de traction du bollard sur le couronnement.....	109

Chapitre VI : Impact sur L'environnement

Figure VI.1 : diagramme circulaire des émissions de CO2.....	115
Figure VI.2 : Schéma explicatif pour la disposition d'un écran anti-turbidité.....	116
Figure VI.3 : utilisation d'un écran anti-turbidité dans une opération de dragage.....	116
Figure VI.4 : schéma explicatif illustrant les différents modes de dispersion.....	116
Figure VI.5 : Schéma explicatif des composants du rideau anti-turbidité.....	117

Chapitre VII : Signalisation maritime

Figure VII.1 : Système de balisage maritime de l'AIMS (régions de balisage A et B).....	121
Figure VII.2 : Marques latérales région A.....	122
Figure VII.3: Marques cardinales	123
Figure VII.4 : Marques de danger isolé.....	124
Figure VII.5 : Marques d'eaux saines.....	125
Figure VII.6 : Marques spéciales.....	125
Figure VII.7 : Marques de dangers nouveaux.....	125
Figure VII.8 : Balisage de la Région A (de jour).....	126
Figure VII.9 : Balisage de la Région A et de nuit.....	126
Figure VII.10 : modèle de balisage appliqué à l'extension du port.....	127

Liste des abréviations

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

f_{c28} : Résistance à la compression du béton

f_{t28} : 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

k_h : coefficient d'accélération horizontale du séisme

k_v : coefficient d'accélération vertical du séisme

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

A_s : Section d'armatures

η : Coefficient de fissuration

q : Charge

LEM : laboratoire d'études maritimes

DTP : direction des travaux publics

k_r : coefficient de réfraction

H_s : la houle significative

H_b : la houle de calcul

γ_{sat} : Poids volumique saturé du sol

k_D : coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON

D_n : diamètre nominal

φ : angle de frottement du sol

k_{ae} : Coefficient de poussee dynamique

SI : Séisme

k_{ca} : coefficient de poussé, calculé avec la formule de mononobé okabe

P_{ae} : la poussée dynamique active

W : poids unitaire des blocs de la carapace en tonnes

(n) : nombre de couches

K_{Δ} : coefficient de couche

L : longueur d'onde de la houle

(r) : correction pour la rugosité du talus ($r = 0.5$) pour BCR

γ_f : coefficient de correction pour la rugosité du talus

γ_{β} : coefficient de correction pour l'angle d'incidence de la houle sur l'ouvrage

Rc : hauteur de la crête

ξ_{m0} : nombre d'Iribarene (paramètre de déferlement)

H_U : la hauteur de houle à l'état limite de service (hauteur de houle biennale)

H_R : la hauteur de houle à l'état limite de rupture (hauteur de houle centennale)

L_W : le niveau d'eau à marée basse

H_W : le niveau d'eau à marée haute

K_T: Le coefficient de transmission

γ_{geom} : correction de la forme du caisson

AIS : Automatic Identification System

VTS : Vessel Traffic Services

IALA : *International Association of Marine Aids to Navigation and Lighthouse Authorities*

OMI : *Organisation Maritime Internationale*

SHOM : *Service Hydrographique et Océanographique de la Marine*

DWT : Deadweight Tonnage (la capacité de chargement maximale)

TEU : Twenty-foot Equivalent Unit (Équivalent 20 pieds)

TJB : *Tonnage Jauge Brute*

MD : Masse du déplacement du navire (t)

LBp: Length Between Perpendiculars (Longueur entre perpendiculaires)

Loa : Length Overall (Longueur hors tout : longueur totale du navire)

E_N : Energie d'accostage

p_a : *poussée des terres*

P_m : *poussée hydrostatique de marnage*

γ_w : la masse volumique de l'eau

P_{ω} : la poussée hydrodynamique

PQ : poussée due a la surcharge

F_s : *facteur de securité*

G : charge permanente

Table des matières

Chapitre I : Introduction générale

I.1 Introduction :	1
I.2 Problématique :	1
I.3 Structuration du document :	1
I.4 Histoire du port	2
I.5 Généralités sur les ports de marchandises :	4
I.6 Conclusion :	6
II.1 Introduction :	7

Chapitre II : Généralités sur le milieu marin et l'environnement portuaire

II.2 Étude du milieu marin (houle, marée, courant, propriétés chimiques de la mer)	7
II.2.1 Les mouvements ondulatoires	7
II.2.1.1 Phénomène d'agitation de longue période :	7
II.2.1.2 Phénomène d'agitation de courte durée :	8
II.2.2 Phénomènes physiques liées à la performance hydraulique et à la réponse structurelle	13
II.2.3 Performances hydrauliques liée à la houle	14
II.2.4 Les propriétés physico-chimiques de l'eau de mer	15
II.2.4.1 Les propriétés chimiques de l'eau de mer	15
II.4.2 Les propriétés physiques :	16
II.2.5 Influence des propriétés chimique de l'eau de mer sur les infrastructures maritimes	17
II.3 Généralités sur les ouvrages portuaires	18
II.3.1 Ouvrages de protection :	19
II.3.2 Différents ouvrages d'accostage	22
II.3.2.1 Classification des ouvrages d'accostage suivant leur mode de fondation et leur conception.	22
II.3.2.2 Les types d'ouvrages	23
II.3.3 Les opérations de mise en œuvre liée à la réalisation des ouvrages :	26
II.4 Conclusion :	29

Chapitre III : Présentation du projet

III.1 Introduction :	30
III.2 Description du port	30
III.2.1 Situation géographique :	30
III.2.2 Configuration actuelle du port	31

III.2.3 Infrastructures de transport :.....	33
III.3 Données du site :.....	33
III.3.1 Géologie	33
III.3.2 Sismicité :.....	34
III.3.3 Géotechnique :.....	35
III.3.4 Données bathymétriques	36
III.3.5 La pluviométrie :.....	36
III.3.6 Les vents :	37
III.3.7 Houle :.....	38
III.3.7.1 Houle au large :.....	38
III.3.7.2 Réfraction de la houle :.....	39
Choix du secteur angulaire.....	39
III.3.7.3 Etude d'agitation :.....	40
III.3.8 Marée :	41
III.3.9 Transit sédimentaire :.....	41
III.4 Trafic du port :.....	43
III.4.1 Prévisions du trafic pour l'année 2050 :.....	43
III.4.2 Frais dépensés en raison du stationnement des navires pour l'année 2023 :.....	45
III.4.3 Types de Trafic :	46
III.5 Besoins pour l'aménagement :.....	46
III.5.1 Postes nécessaires pour les conteneurs.....	46
III.5.2 Poste nécessaire pour les céréales	47
III.5.3 Navire de projet :.....	47
III.6 Présentation des variantes :.....	47
III.6.1 Variante n°01 :.....	48
III.6.2 Variante n°02 :.....	49
III.6.3 Variante n°3.....	51
III.6.4 Comparaison des variantes :.....	52
III.7 Conclusion :	52

Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages extérieurs

IV.1 Digue à talus :.....	53
IV.1.1 La carapace :	54
IV.1.1.1 Poids de la carapace :.....	54
IV.1.1.2 Epaisseur de la carapace :	54

IV.1.2 Filtre support :	55
IV.1.2.1 Poids du filtre :	55
IV.1.2.2 Epaisseur du filtre :	55
IV.1.3 Filtre de transition :	55
IV.1.3.1 Poids du filtre :	55
IV.1.3.2 Epaisseur du filtre :	55
IV.1.4 Noyau :	55
IV.1.5 Vérification des règles de Terzaghi :	56
IV.1.6 La butée :	56
IV.1.7 Calcul du Run-up (formule du L.N.H):	57
IV.1.8 Talus arrière :	57
IV.1.9 Débit de franchissement :	58
IV.1.10 Expression des résultats de calculs :	58
IV.2 Digue mixte :	61
IV.2.1 Prédimensionnement :	61
IV.2.2 Vérification de Stabilité :	62
IV.2.2.1 Vérification de la stabilité au glissement :	64
IV.2.2.2 Vérification au renversement du caisson :	64
IV.2.2.3 Vérification de la stabilité de la berme et des enrochements de l'embasement :	64
IV.2.2.4 Dimensions des dalettes perforées :	65
IV.2.2.5 Vérification de la portance de l'embasement :	66
IV.2.2.6 Coefficient de transmission :	66
IV.2.2.7 Débit de franchissement :	66
IV.2.3 Expression des résultats de calculs (Digue mixte de la jetée principale):	67
IV.3 Analyse par Modèle Réduit Physique pour l'Étude de l'Agitation et de la Stabilité :	68
IV.3.1 Dignes à talus :	69
IV.3.2 Partie de la digue mixte:	70
IV.4 Conclusion :	71

Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages intérieurs

V.1 Introduction	72
V.1.1 Sollicitations agissant sur le quai :	72
V.1.2 Les efforts pris en compte :	73
V.1.3 Calcul de la stabilité d'ensemble :	74
V.2 Hypothèses de calculs :	75

V.2.1	Caractéristiques des matériaux utilisés.....	75
V.3	Paramètres de calculs	76
V.3.1	Composants du caisson :	76
V.3.2	Charges et surcharges.....	77
V.3.3	Energie d'accostage :	78
V.3.4	La secousse sismique :	80
V.3.5	La distance du mur fictif par rapport au centre du caisson :.....	81
V.4	Vérification de la stabilité externe du quai.....	82
V.4.1	Poids propre :	82
V.4.2	La Poussée des terres :.....	83
V.4.3	Poussée hydrostatique de marnage :.....	85
V.4.4	La poussée hydrodynamique :.....	86
V.4.5	Effort de traction sur un bollard (effort d'amarrage).....	86
V.4.6	Poussée due aux surcharges :	86
V.4.6.1	Charge de portique a déchargements.....	87
V.4.7	Force due au séisme	89
V.4.8	Vérification de la stabilité du quai vis-à-vis du glissement renversement et poinçonnement	90
V.4.9	Vérification de la stabilité du sol support :.....	95
V.4.10	Flottaison et limite d'échouage :	96
V.5	Vérification de la stabilité interne	101
V.5.1	Étude théorique du fonctionnement du caisson.....	101
V.5.2	Application sur notre cas d'étude.....	104
V.5.3	Ferraillage :	106
V.6	Conclusion :.....	111

Chapitre VI : Impact sur l'environnement

VI.1	Introduction :.....	112
VI.2	Milieu Physique	112
VI.2.1	Bathymétrie :.....	112
VI.2.2	Qualité de l'air	112
VI.2.3	Qualité de l'eau et sédiment.....	115
VI.2.4	Milieu Biologique :.....	117
VI.2.5	Milieu Humain :	118
VI.3	Législations dans les différents domaines de l'environnement :.....	118

VI.4 Conclusion :	120
-------------------------	-----

Chapitre VII : Signalisation maritime

VII.1 Introduction :	121
VII.2 Système de balisage maritime de l'AIMS, régions A et B :	121
VII.2.1 Champ d'application.....	121
VII.2.2 Types de marques	122
VII.2.2.1 Les marques latérales :.....	122
VII.2.2.2 Les marques cardinales :.....	123
VII.2.2.3 Les marques de danger isolé :.....	124
VII.2.2.4 Les marques d'eaux saines	125
VII.2.2.5 Les marques spéciales :	125
VII.3 Conclusion	128
Conclusion générale	128

- CHAPITRE I -
Introduction générale

I.1 Introduction :

L'infrastructure portuaire joue un rôle stratégique majeur dans l'économie d'un pays. Notamment en Algérie avec ses 2148 km de littoral. Dans ce contexte et afin d'améliorer la fluidité des importations et exportations. L'Algérie vise à moderniser ses installations portuaires à travers des projets d'extension et construction de nouveaux ports lancés par le gouvernement dans l'ambition d'augmenter sa présence commerciale dans la région.

La politique actuelle du gouvernement national consiste à diversifier les exportations et réduire significativement la dépendance aux hydrocarbures. Cette politique vise à augmenter le volume des exportations en produit fabriqué en Algérie et les marchés visés sont essentiellement ceux de l'Afrique, de l'Asie et de l'Europe.

Pour véhiculer tout le flux des marchandises vers ces destinations, des infrastructures portuaires sont requises avec des normes certifiées et d'envergures internationales.

L'Algérie dispose de 46 ports en service, dont 11 ports de commerce dont certains souffrent de problèmes liés à la croissance continue du trafic de marchandise avec les nouvelles générations de navire modernes et leurs évolutions de gabarit. À travers cela, et dans le souci d'améliorer la productivité de ces derniers, des projets d'aménagement et d'extension ont été lancés.

Ce mémoire s'inscrit dans cette optique de modernisation et vise à proposer une étude complète de l'extension de l'ancien port de Skikda. En mettant l'accent sur l'étude de calcul des prévisions et la présentation des variantes, les ouvrages maritimes (ouvrages de protection et ouvrage d'accostage) à travers une étude de dimensionnement, de stabilité, de transport et mise en place. Avec l'installation d'un système de signalisation maritime adapté à la nouvelle configuration des ouvrages.

Une attention particulière sur l'évaluation de l'impact environnemental du projet, notamment une analyse bilan carbone et installation des techniques qui réduisent l'impact des travaux, ainsi qu'une réflexion sur les enjeux du développement durable dans les travaux portuaires.

I.2 Problématique :

De quelle manière peut-on concevoir le projet d'extension du port de Skikda tout en assurant l'efficacité opérationnelle, la durabilité et la rentabilité économique, pour qu'il soit capable de répondre aux exigences modernes du trafic maritime, en tenant compte des contraintes géotechniques, environnementales et de sécurité ?

I.3 Structuration du document :

Ce mémoire est structuré en plusieurs chapitres, il s'organise autour de plusieurs sections développées selon une démarche méthodologique cohérente, partant de l'analyse de l'environnement maritime vers le calcul approfondi des structures portuaires envisagées. L'architecture du document se présente de la manière suivante :

Le chapitre 1 aborde le contexte général sur le projet son importance et l'objet de l'étude avec un aperçu historique sur le port de Skikda et généralité sur les ports commerciaux.

Le chapitre 2 présente des généralités sur le milieu marin notamment le mouvement de la mer et les phénomènes liée à ce dernier et les caractéristiques physicochimique de l'eau de mer et leurs impacts sur les ouvrages de notre projet, ainsi que des généralités sur les ouvrages portuaires (ouvrages de protection et ouvrages d'accostages) avec les opérations nécessaires pour la réalisation de ces derniers.

Le chapitre 3 donne une description générale du projet avec tous les détails techniques (donnée du site, météorologique, agitation la géotechnique du site ...) et la situation du port actuel ainsi que la présentation des trois variantes de l'extension. Avec un volet sur le calculé prévision

Le chapitre 4 présente le dimensionnement des ouvrages extérieurs, la définition des paramètres de conception des deux typologies d'ouvrage (digue a talus et digue verticale), calculs de stabilité et vérifications selon les normes applicables.

Le chapitre 5 présente le dimensionnement des ouvrage intérieurs (quai en caisson) qui nécessite de déterminer et calculer les sollicitations agissant sur les quais afin de vérifier sa stabilité externe et interne et éviter les désordres liés au glissement, reversement, poinçonnement. Ainsi que l'études flottaison du caisson.

Le chapitre 6 présente une étude d'impact sur environnement a était effectué afin d'évaluer l'impact des travaux de réalisation sur l'environnement de la région et son influence sur la biodiversité dans le milieu marin à travers un bilan Carbone.

Le chapitre 7 propose un plan de signalisation maritime avec la Présentation des dispositifs de signalisation à prévoir pour la sécurité de la navigation.

I.4 Histoire du port

Étapes de la construction du port de Skikda

Le port de Skikda, initialement un simple débarcadère durant la période coloniale, est devenu un acteur clé de l'économie nationale et un maillon essentiel du secteur des hydrocarbures en Algérie.



Figure I.1 : Peinture du port de Skikda durant l'époque coloniale

Débuts et construction (1854-1895)

Avant 1860, les navires déchargeaient en rade, faute d'infrastructures adaptées. La construction du port a été décidée en 1860 et les travaux ont débuté en 1861 avec l'aménagement d'une grande jetée et d'une darse. En 1890, le port était quasiment achevé, avec l'installation de la première grue portique en 1895.

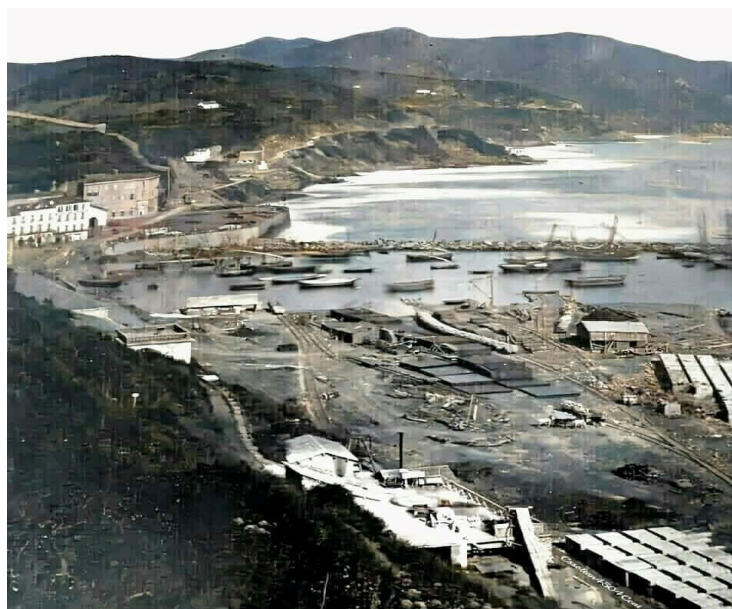


Figure I.2 : Port de Skikda en 1865 avant construction de la jetée du château vert

Développement et modernisation (1938-1985)

En 1938, Skikda avait le cinquième port algérien, équipé de grues et relié au réseau ferroviaire. Après l'indépendance en 1962, plusieurs extensions ont été réalisées : construction du môle « Château Vert » (1965), des appontements pétroliers (1969) et de terminaux gaziers (1972). En 1982, le nouveau port était pleinement opérationnel avec des infrastructures dédiées aux hydrocarbures.

Expansion récente (2001-2012)

À partir des années 2000, le port a connu des modernisations majeures : inauguration d'une tour de contrôle (2001), aménagement du poste P13 pour les navires de 35.000 tonnes (2003), installation de bouées offshore pour le chargement des super tankers (2005), ouverture d'un port sec (2007) et confortement des quais de l'ancien port entre 2006 et 2012.

Aujourd'hui, le port de Skikda est un hub stratégique pour le commerce maritime et l'industrie pétrochimique en Algérie.

I.5 Généralités sur les ports de marchandises :

Rappel du rôle des ports :

Au point de vue économique, un port est un établissement destiné à la réception des navires en vue d'assurer la continuité des transports entre les voies maritime et terrestre ou fluviale ; à cette fonction de jonction entre deux modes de transports, se greffent deux aspects du rôle des ports maritimes :

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

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

Sur le plan physique : le port doit d'abord permettre aux navires :

De stationner à l'abri de la houle et du vent, pour :

- Effectuer leurs opérations de transit (chargement et déchargement des marchandises, embarquement et débarquement des voyageurs).
- Effectuer leur avitaillement (combustible ou carburant, eau, produits nécessaires à la vie de l'équipage et des passagers).
- Assurer leur entretien et leurs réparations

Trafic de marchandises diverses.

Les dispositions des postes à marchandises diverses dépendent, dans une certaine mesure, de l'importance relative du trafic qui s'effectue en transit direct et de celui qui séjourne un temps plus ou moins long sur le port.

Les ports de transit doivent permettre une grande rapidité des manutentions, d'approche et d'évacuation des marchandises.

Les ports à marchés où la marchandise séjourne pendant une certaine durée, doivent comporter de vastes installations de magasinage, la rapidité de passage de la marchandise dans le port étant moins importante que dans le cas précédent.

Dans tous les cas, les ports à marchandises diverses doivent comporter des installations très spécialisées pour certaines catégories de marchandises qui font l'objet de cargaisons également spécialisées (céréales, fruits, vins, véhicules automobiles, etc.).

Pour cela le tracé du port doit faciliter au maximum le transbordement des marchandises qui seront stockées plus ou moins longtemps sur le port en vue de leur réexpédition, ou qui transiteront directement par la voie ferrée, la route ou par une voie de navigation intérieure.

De Point de vue de la marchandise :

La marchandise doit pouvoir être transbordée ou, s'il y a lieu stockée, au moindre coût.

Il est donc indispensable de disposer de terre-pleins, magasins et voies de desserte permettant des manutentions rapides, faciles et aussi mécanisées que possible.

Il convient en outre de prévoir une bonne liaison avec l'arrière qui nécessite une conception correcte des moyens de transport terrestres (routes, voies ferrées) et des voies de navigation intérieure, évitant dans toute la mesure du possible les interférences des divers courants de circulation, On évitera également les causes de pertes de temps.

Les conditions précédentes sont plus facilement remplies lorsque les ports sont desservis en moyens de transport terrestre par l'arrière par des voies faisant un angle relativement faible avec la ligne générale des quais.

Le tracé doit également prévoir des capacités de stockage des marchandises en rapport avec le trafic, ce qui entraîne des terre-pleins de surface suffisante.



Figure I.3 : Photos d'un terminal à conteneurs

Postes pour les marchandises diverses

Nous considérons dans ce paragraphe les marchandises diverses au sens le plus général, en excluant les trafics très spécialisés (fruits, céréales, véhicules...) et les conditionnements particuliers (conteneurs, etc.)

On constitue actuellement ces postes par des quais à tracé continu (contenant au moins deux à trois postes Dans l'état actuel de la technique du transport des marchandises diverses, ces postes comportent, suivant l'importance respective des trafics routiers et ferroviaires et suivant l'importance du transbordement direct, deux ou trois voies ferrées bord à quai pour le transbordement direct des marchandises et une ou deux voies ferrées de circulation sur lesquelles les wagons ne doivent en principe, pas stationner; ils sont équipés de grues mobiles sur des chemins de roulement et montés sur des portiques qui enjambent une ou plusieurs voies ferrées et permettent un transbordement direct wagon-navire; les grues ont une flèche relevable et orientable.

Les voies ferrées sont constituées par des rails << à gorge >> et ne font aucune saillie sur la chaussée pour ne pas entraver la circulation des engins de manutention (chariots élévateurs) et des camions.

L'espacement entre axes voies ferrées doit être suffisant pour permettre la circulation des chariots élévateurs à fourches entre deux files de wagons (6 à 7 m).

Le rendement du quai (c'est-à-dire le tonnage de marchandises transité par mètre de quai et par an) varie avec l'occupation du poste par les navires, on admet que dans la plupart des cas, l'optimum économique se situe au voisinage d'un coefficient d'occupation du poste de 50%.

Cet optimum correspond, pour des marchandises très diversifiées, d'une densité apparente moyenne de 1 t/m³, et pour un équipement normal en grues et terre-pleins et hangars, à un rendement de 700 t/ml/an.

Postes pour les trafics de céréales en vrac

Le chargement et le déchargement des navires est effectué par des appareils spéciaux (aspirateurs pneumatiques, chaînes redlers, goulottes de chargement avec disperseur horizontal) : ces appareils sont fixes ou mobiles le long du quai.

Le stockage est effectué dans un silo comportant un outillage de liaison avec les appareils du quai (bandes ou chaînes redlers) et des dispositifs automatiques d'ensilage et de reprise en cellules.

Si le silo est du type vertical, le poste est moins large qu'un poste à marchandises diverses, sa largeur peut être réduite à 60 m, y compris les installations pour le chargement et le déchargement des wagons et camions.



Figure I.4 : Illustrations de postes pour marchandises en vrac

I.6 Conclusion :

À travers cette première partie, nous avons mis en évidence l'importance stratégique du port de Skikda au sein du réseau portuaire national.

L'analyse du contexte historique, économique et logistique a permis de cerner les limites actuelles des infrastructures existantes.

Cette introduction constitue ainsi la base de réflexion pour les études techniques et environnementales qui seront menées dans les chapitres suivants, en vue de proposer une solution d'extension cohérente, fonctionnelle et durable.

- CHAPITRE II -

Généralités sur

Le milieu marin

&

L'environnement portuaire

II.1 Introduction :

Tout projets maritimes exige une connaissance du milieu marin et ces caractéristiques physiques chimiques et dynamiques, ainsi que leurs effets sur les matériaux de construction influencent de manière déterminante la conception, le dimensionnement et la durabilité des ouvrages.

Le milieu marin est un environnement complexe et dynamique qui dépend de plusieurs facteurs (physiques, chimiques et biologiques.)

Dans ce chapitre nous allons entamer les principaux phénomènes physiques et hydrauliques liée au mouvement de la mer et leurs influences sur les ouvrages, notamment les caractéristiques physico-chimiques de l'eau de mer et les interactions entre c'est facteurs et les matériaux de construction.

Ce chapitre traitera aussi les différents ouvrages portuaires (ouvrage de protection, ouvrage d'accostage) et les opérations de mise en œuvre liées à la réalisation des ouvrages, en particulier la méthodologie de mise en place des caisson préfabriqués pour les quais.

II.2 Étude du milieu marin (houle, marée, courant, propriétés chimiques de la mer)

Les mouvements de la mer :

La mer est un milieu liquide toujours agité dont le mouvement est la résultante d'ondulations de diverses périodes, et de courants généraux plus ou moins uniformes.

Ces mouvements qui se traduisent par une oscillation périodique du plan d'eau entraînent des courants de même période, plus ou moins déphasés par rapport à la variation des hauteurs d'eau.

II.2.1 Les mouvements ondulatoires

Le milieu marin est toujours agité, Cette agitation se manifeste principalement sous forme de deux phénomènes

II.2.1.1 Phénomène d'agitation de longue période :

La marée

- la marée dont les périodes varient de 25 minutes à environ 12 h, et dont l'amplitude peut atteindre sur certaines côtes une quinzaine de mètres.

Pour les marées, le but étant de recueillir les mesures de marées enregistrées au niveau du marégraphe installé à proximité du port, et de déterminer, à partir de ces données, le zéro hydrographique du site de projet.

Un marégraphe peut être installé sur le site et ce pendant au moins 1 mois.

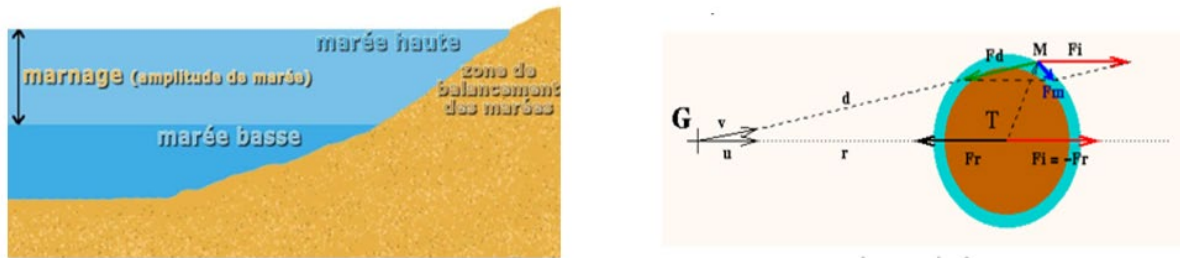


Figure II.1 : Phénomène de la marée avec Représentation des forces génératrice de la marée

II.2.1.2 Phénomène d'agitation de courte durée :

a) La houle :

La houle est une ondulation de la surface des océans relativement régulière en direction et en période.

La houle dont la période varie de 3 à 20 secondes, et la hauteur peut atteindre une dizaine de mètres.

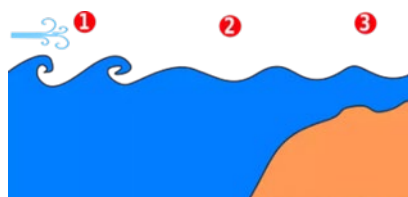
Il n'y a pas de déplacement d'eau lors de ce mouvement ondulatoire car les vagues ne transportent que de l'énergie. L'eau se trouvant dans le creux d'une vague est soulevée vers l'arrière et effectue une rotation circulaire et retrouve ainsi sa position initiale.

➤ Comment naissent les vagues ?

Les vagues sont directement issues du vent qui souffle instantanément. La formation des vagues va dépendre du fetch :

- De la vitesse du vent
- Du temps pendant lequel il souffle
- De la distance sur laquelle il souffle

Les différentes étapes dans laquelle passe de la naissance a la fin de vie sont :



1 le fetch création des vagues

2 la houle, dissipation des vagues

3 fin de vie, déferlement

➤ La houle et le vent :

La houle est produite par l'action du vent à la surface de l'eau : lors d'un coup de vent, la surface de la mer se couvre de rides, plus l'intensité du vent augmentant, la déformation de la surface s'accroît, en formant des ondulations d'aspect désordonné, sans qu'il soit possible de distinguer une propagation dans une direction déterminée (agitation à 3 dimensions).



Figure II.2 : Illustration de la formation d'une mer de vent dans une zone ventée

Si le vent persiste, les vagues se forment et progressent dans la direction où souffle le vent, l'agitation tend à devenir un phénomène à deux dimensions en donnant une houle cylindrique.

Ces ondulations plus régulières constituent la houle proprement dite, sur laquelle ont porté la plupart des études théoriques

A partir d'une certaine cambrure, la crête des vagues se brise avec formation de rouleaux d'écume donnant à la mer un aspect moutonné.

La hauteur des vagues est fonction de la vitesse du vent.

La houle peut être observée en absence de vent car la houle vient du large et correspond en quelque sorte à une "vague fossile" formée il y a plusieurs jours.

➤ Le fetch

Le fetch est le temps et la distance parcourue par un même vent sur un plan d'eau sans obstacle. On peut dire du fetch que c'est la zone d'élan permettant au vent de lever une mer.

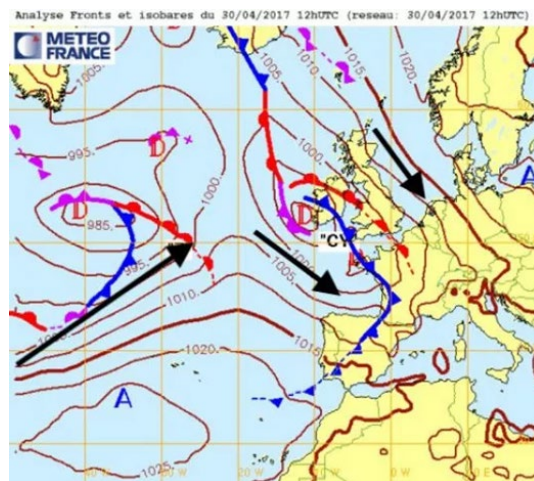


Figure II.3 Zones de fetch (représentées par les flèches noires)

Le relief sous-marin a un impact sur la morphologie et la vitesse de déplacement de la houle. Dès que la profondeur est inférieure à la moitié de la longueur d'onde, les particules d'eau sont freinées par frottement avec le sol. La vitesse de propagation de la houle diminue mais la hauteur de la vague augmente jusqu'à atteindre sa courbure limite puis déferler (basculement de l'eau vers l'avant).

La hauteur et la puissance des déferlantes sont fonction de la hauteur de la houle et de la pente du plateau continental.

Une houle de caractéristiques identiques (amplitude, longueur d'onde, période) ne va pas avoir le même comportement selon le type de côte qu'elle va aborder.

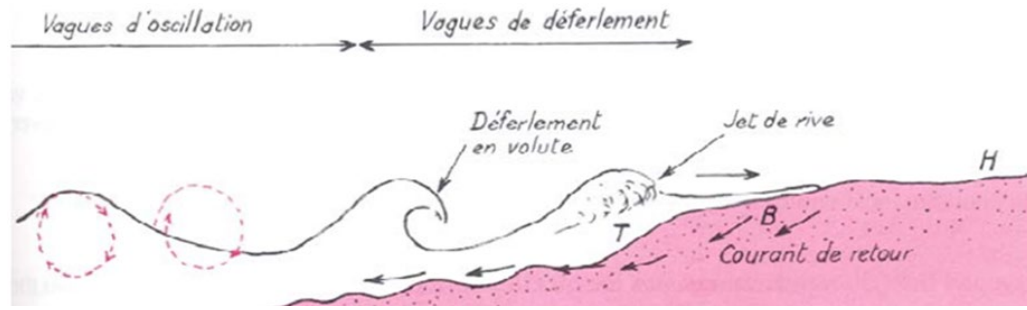


Figure II.4 : phénomène de déferlement

Notons bien que les particules d'eau ne suivent pas les ondes, mais que le mouvement se transmet de proche en proche. Les particules d'eau oscillent en fait selon des trajectoires elliptiques, dans le sens de la progression des ondes sur les crêtes, et en sens inverse dans les creux.

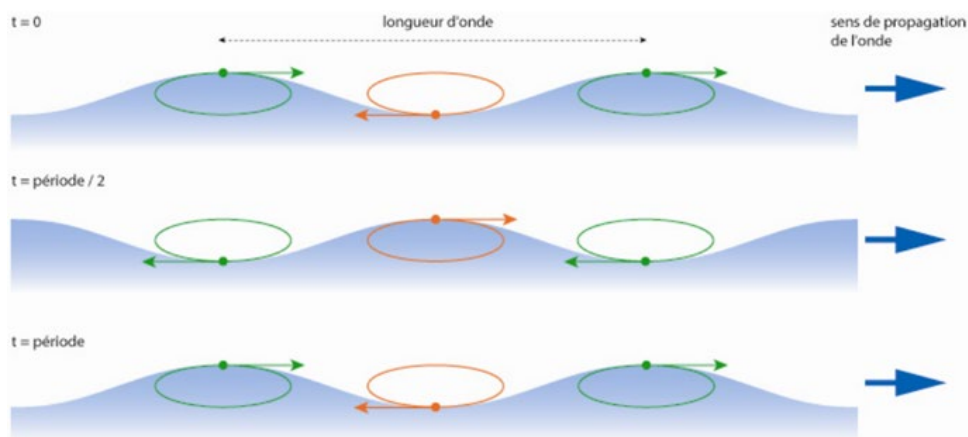


Figure II.5 : mouvement de particules lors de la propagation de la houle

➤ Étude de houle :

Le but de l'étude de houle est, d'une part de préciser le régime des houles au droit du site, pour être utilisé lors de l'étude d'agitation et lors de l'expertise sédimentologique, et d'autre part, de préciser les caractéristiques des houles extrêmes pour définir la houle de projet. L'étude de houle doit traiter les trois éléments suivants :

Houles au large

Il sera établi une série temporelle des états de mer au large sur une durée d'au moins 15 ans (suivant le CPS), par reconstitution à partir des champs de vents et calage, ces états de mers seront validés par comparaison aux mesures satellitaires et/ou mesures de bouées disponibles.

Étude de la houle de projet

A partir du régime des houles au droit du site, il sera effectué une analyse des valeurs extrêmes par une méthode reconnue, que le consultant détaillera dans son offre technique.

Le but de cette partie est de déterminer les caractéristiques des houles (hauteur, période, direction de provenance) de période de retour 1, 5, 10, 20, 50, 100 ans Le consultant définira, à partir de ces résultats, les houles de projet

➤ Caractéristiques de la houle

La hauteur (l'amplitude) : L'amplitude A correspond à la distance verticale mesurée entre le sommet d'une vague et le niveau moyen de la mer, exprimée en mètres. Cette grandeur est influencée par différents facteurs, notamment l'intensité du vent, la durée pendant laquelle il agit, ainsi que le fetch - c'est-à-dire l'étendue sur laquelle le vent peut souffler de manière continue sans être interrompu par des obstacles.

La longueur d'onde L : correspond à la distance séparant deux crêtes successives ou deux creux successifs d'une onde, cette distance pouvant s'étendre sur plusieurs dizaines de mètres.

La période T : La période T représente la durée nécessaire pour qu'une crête succède à la précédente en un point fixe donné, cette mesure variant généralement de 3 à 20 secondes.

La fréquence notée $1/T$: La fréquence, notée $1/T$ et exprimée en Hertz, correspond au nombre de trains de houle qui traversent un point d'observation fixe durant une seconde.

La célérité : vitesse de propagation d'onde $c = \frac{L}{T}$

La cambrure : définit le ratio obtenu en divisant la profondeur par la longueur d'onde.

➤ Mesures de la houle



Figure II.6 : Photo d'une bouée de mesure de houle

Connaitre les conditions de houle à la côte suppose généralement de récupérer les données de houle au large, puis de faire propager les houles d'intérêt jusqu'au rivage à l'aide d'outils numériques. Or les conditions de houle au large peuvent être issues de différentes sources :

Bouées de mesures, satellites ou encore modèles numériques de prévisions d'état de mer.

Les « houlographes », mesurent courants et pressions, permettant ainsi de récolter les informations relatives à la hauteur et la période de la houle. Ils peuvent aussi disposer d'accéléromètres. Certaines bouées sont équipées en plus d'un compas permettant de suivre la direction de la houle.

b) Les seiches :

- les seiches qui se produisent dans certains ports, avec une période variant de quelques dizaines de secondes à quelques minutes et une amplitude de quelques décimètres

Les ondes de seiches sont considérées comme des oscillations forcées dues au déferlement des trains de houle des tempêtes sur les plages qui réfléchissent une certaine énergie sous forme d'ondes très longues

La protection contre les seiches étant très difficile en raison de leur très faible diffraction, il est nécessaire de prendre des précautions pour l'amarrage des navires en vue de limiter l'amplitude de leurs déplacements horizontaux et les réactions des amarres

Le tracé des bassins doit donc être étudié de façon souvent plus précise sur un modèle réduit

c) Les courants :

Cette étape d'étude sera menée selon les étapes suivantes :

- Recueil les données existantes relatives aux courants dans la zone du projet.
- Pour une période d'un mois (selon les prescriptions) ; ce courantomètre doit être implanté dans un lieu présentant

Une profondeur d'eau d'au moins celle prescrite, et les mesures doivent être faites à la surface de l'eau et au fond et ce sur la même ligne verticale.

Le but étant de rassembler les données existantes suffisantes pour caler et valider la modélisation numérique courantologie présentée ci-après.

Les courants marins sont causés :

- par l'action des forces internes (pesanteur, pression, différences de salinité ou de température à l'intérieur de la mer).

- par l'action des forces externes (vents, attraction des astres).

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

II.2.2 Phénomènes physiques liées à la performance hydraulique et à la réponse structurelle

La diffraction

La diffraction caractérise la réaction du fluide à un gradient d'amplitude d'onde : C'est le cas lorsque la houle rencontre des lignes isobathes irrégulières, comme des hauts fonds, où la diffraction tend à diffuser l'énergie accumulée sur la crête au-dessus de ces perturbations bathymétriques, vers le reste de la crête.

C'est aussi le cas lorsque la houle rencontre un obstacle, comme une digue, où la diffraction diffuse une partie de l'énergie dans la zone protégée

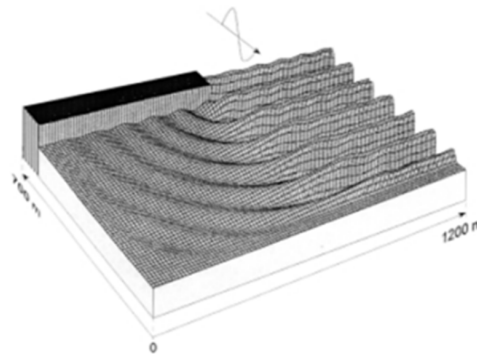


Figure II.7 Simulation de la diffraction d'une houle monochromatique à l'arrière d'une digue

La réfraction

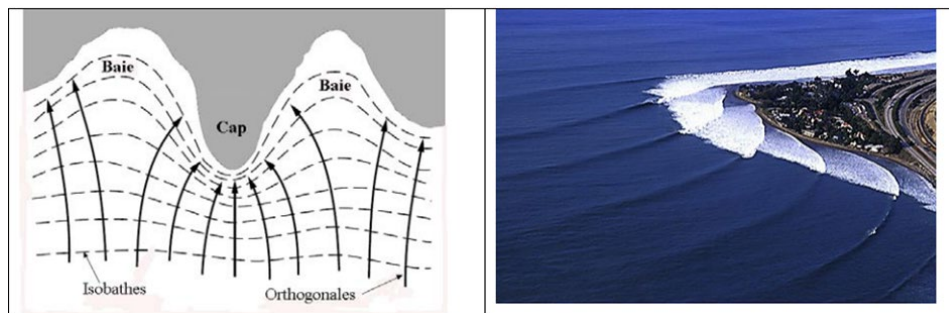


Figure II.8 : Illustration du phénomène de réfraction de la houle

La réfraction des vagues est une figure essentielle du comportement de la houle en zone côtière. Elle caractérise les changements de direction et de vitesse, qui interviennent lorsque la houle traverse une zone bathymétrique variable et hétérogène, ou en présence d'un courant marin.

La vitesse de propagation diminue avec la profondeur d'eau. Elle est plus faible vers les petites profondeurs d'eau que vers la grande.

Le déferlement

C'est le phénomène, essentiellement non-linéaire et chaotique, au cours duquel la houle est partiellement ou totalement détruite, suite par exemple à une forte interaction avec les fonds marins, avec le vent ou encore avec les courants.

Une vague déferle lorsqu'elle atteint une certaine pente. On peut distinguer 2 types de déferlement.

- **Le déferlement par le vent**, ce sont les fameux moutons. Le rapport entre la hauteur et la pente fait que l'eau n'a plus d'autre issue que de suivre la gravité et elle s'effondre en déferlant.
- **Le déferlement sur la cote**. Le déferlement est d'autant plus puissant que la houle est haute et la pente rencontrée abrupte. Sur une pente faible, on parlera de déferlement glissant. Sur une pente moyenne, on parlera de déferlement plongeant. Et en cas de forte pente, c'est un déferlement gonflant.

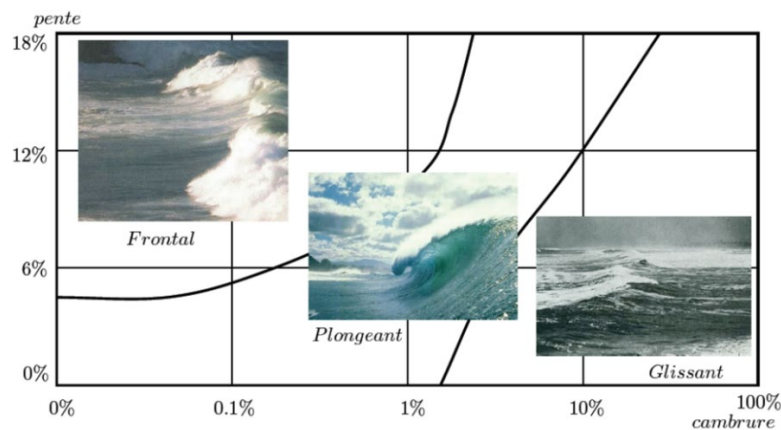


Figure II.9 : Graphique des types de déferlement en fonction de la pente des fonds et de la cambrure des vagues

II.2.3 Performances hydrauliques liée à la houle

La performance hydraulique associée à l'effet de la houle sur la structure est estimée par différents critères comme la transmission, la réflexion, le *run-up* et le franchissement. Ces phénomènes physiques sont souvent quantifiés par des formules semi-empiriques avec l'influence des incertitudes sur cette méthode de prédiction.

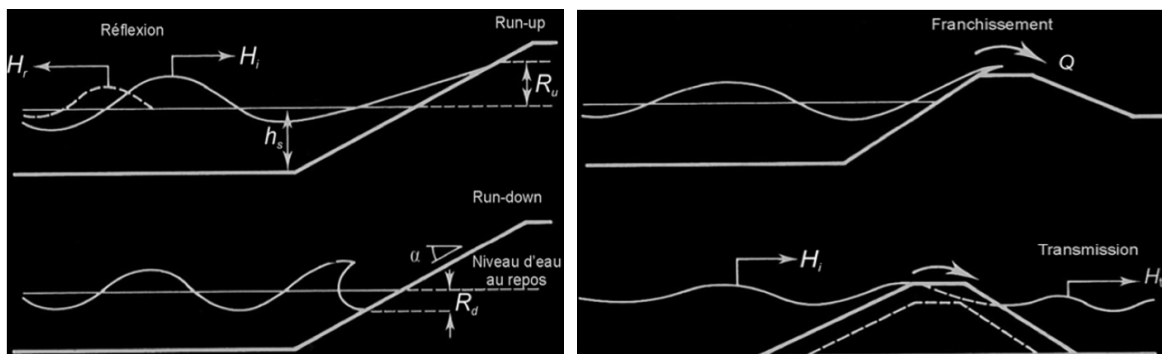


Figure II.10 Interactions hydrauliques liées à la houle et paramètres dimensionnant

Les niveaux maximum et minimum de remontée sont appelés respectivement Run-up et Run-down, La connaissance de ces deux paramètres est importante pour le dimensionnement de la crête (Rc).

Run-up : C'est le niveau maximum que l'eau atteint sur le talus d'un ouvrage, le run-up est défini par rapport au niveau de l'eau au repos et noté Ru. Pour la conception, le niveau acceptable de *run-up* peut être utilisé comme critère pour déterminer le niveau de la crête d'un ouvrage.

Run-down : C'est le niveau minimum de l'eau sur le talus d'un ouvrage.

Franchissement :

La quantité d'eau franchissant une digue par unité de temps et de longueur d'ouvrage, Lors du dimensionnement de la cote d'arase de la crête, le seuil de débit de franchissement de la houle doit être précisé. Un faible débit de franchissement peut être accepté dans la zone protégée pour certains scénarios d'activité. Ce débit est souvent présenté sous forme d'un débit spécifique par mètre de crête et seconde (m³/m/s).

Transmission : La transmission joue un rôle important pour la zone derrière l'ouvrage, surtout pour les digues à crête abaissée qui transmettent beaucoup d'énergie de la houle dans la zone de protection, Donc la quantification de la transmission de la houle est importante lors de la conception, celle-ci peut causer des mouvements de navires inacceptables.

La transmission est exprimée par un coefficient Kt qui est défini par le rapport entre la hauteur de la houle transmise Ht et la hauteur de la houle incidente Hi : $Kt = Ht/Hi$.

Réflexion : La houle est réfléchiée par la plupart des ouvrages à talus et joue un rôle important pour la zone devant l'ouvrage. La réflexion de la houle est exprimée par le coefficient de réflexion Kr, défini par le rapport entre la hauteur de houle réfléchiée, Hr, et la hauteur de la houle incidente Hi : $Kr = Hr/Hi$.

II.2.4 Les propriétés physico-chimiques de l'eau de mer

II.2.4.1 Les propriétés chimiques de l'eau de mer

Composition de l'eau de mer

Un litre d'eau de mer contient en moyenne 30 à 40 g de sels dissous et environ une dizaine de milligrammes de matières en suspension. La masse totale de sels dissous peut varier d'une zone géographique à une autre et, pour une zone donnée, d'une saison à l'autre. Cette caractéristique de l'eau de mer est définie par la *salinité*

La salinité des mers peut-être très variable

Sel dissous	Masse dissous dans 1L d'eau de mer
NaCl	27,20g
MgCl ₂	3,80g
MgSO ₄	1,65g
CaSO ₄	1,25g
Na ₂ SO ₄	0,85g

Tableau II.1: Composition moyenne de 1L d'eau de mer

La salinité des grands océans est en moyenne de l'ordre de 35g/L.

Le PH : L'eau de mer a un pH légèrement alcalin, compris entre 7,5 et 8,4.

II.4.2 Les propriétés physiques :

Température :

La connaissance de la température est utile les études relatives à l'énergie thermique des mers. Elle conditionne pour une certaine part l'action de la mer sur les mortiers, les bétons et les aciers, l'action destructrice et corrosive augmentant avec la température.

La variation de la température est Plus forte dans les régions tempérées (5 à 10°), 15 à 20° dans les mers intérieures (Méditerranée orientale, Mer Noire).

La température en profondeur est plus faible qu'en surface, et corrélativement la densité est plus grande, et que La variation de température en profondeur est également plus faible qu'en surface, elle est pratiquement nulle au-delà de 300 m de profondeur.

La température varie avec la saison :

	Hiver	Été
Manche et mer du nord	7°	17°
Méditerrané occidental	12°	22°

Tableau II.2 : valeurs des températures

La densité :

La connaissance de la densité est particulièrement utile pour le tirant d'eau des navires.

Toutefois, la densité étant essentiellement liée à la salinité de l'eau de mer, on tend de plus en plus à utiliser la mesure de salinité pour connaître la densité.

Pour une salinité de 35 g par litre et pour une température de 15° centigrades la densité de l'eau de mer est de 1,026 g/l.

II.2.5 Influence des propriétés chimique de l'eau de mer sur les infrastructures maritimes

Les divers chlorures dissous dans l'eau de mer génèrent des réactions chimiques agressives pour les bétons qui se traduisent par une dissolution de la chaux et précipitation d'ettringite, Le chlorure de magnésium $MgCl_2$ est le plus agressif et réagit avec la portlandite pour donner du chlorure de calcium $CaCl_2$ en partie soluble qui augmente la porosité du béton.

En d'autre partie, il réagit avec l'aluminate de chaux hydraté pour former des chloroaluminates $3CaO, Al_2O_3, CaCl_2, 10H_2O$ (sel de Friedel) pour entraîner la fissuration du béton. Ce sel est expansif également.

Les ions CO_2 , en présence de la silice active et à teneur élevée, peut augmenter l'agressivité de l'eau de mer, ce qui se produit dans les estuaires ou dans les baies fermées où l'accumulation des matières organiques entraîne une concentration plus forte en CO_2 .

Mécanismes de la corrosion marine :

Le béton offre une protection naturelle à l'acier enrobé contre un environnement corrosif grâce à la solution alcaline (pH environ 12) maintenue dans les pores de béton qui offre une passivation aux armatures contre la corrosion. L'enrobage du béton agit comme une barrière de bloquant agents agressifs tels que les ions chlorures, les sulfates et l'oxygène qui ont tendance à diffuser de l'extérieur vers l'intérieur du béton.

La pénétration des chlorures et la carbonatation constituent les deux processus qui peuvent altérer la protection assurée par le béton. Selon les zones d'exposition, le milieu et les conditions de contact.

Les principaux modes de corrosion sont tous susceptibles de se produire. Les particularités de l'eau de mer induisent cependant aisément la corrosion par piqûres et la corrosion cavernueuse, favorisées par les ions chlorures, la corrosion galvanique, favorisée par la conductivité électrique élevée, et la biocorrosion, favorisée par l'activité biologique. Enfin, la corrosion marine se déroule de façon différente selon que le métal est immergé en permanence, en alternance avec des périodes de séchage, en contact avec les seuls embruns

II.3 Généralités sur les ouvrages portuaires

Ports maritimes : schéma de principe

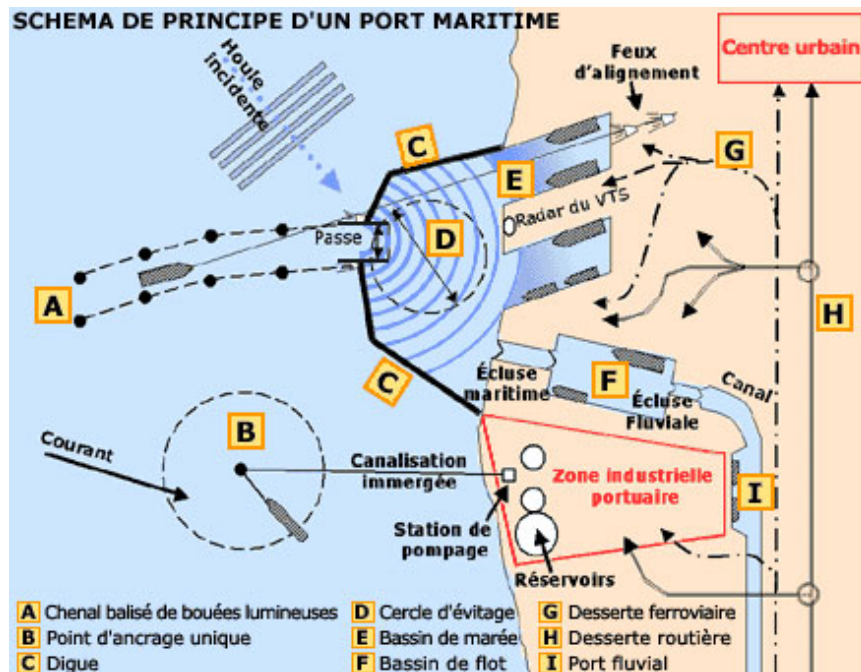


Figure II.11 : Schéma de principe d'un port maritime

Pour entrer dans le port, ou en sortir, le navire emprunte un **chenal balisé (A)**, aidé dans sa circulation par le radar du VTS (Visual Traffic System) et par les feux d'alignement.

- **L'avant-port (D)** est protégé de la houle par des **digue (C)**. Le navire peut y effectuer des manœuvres "d'évitage" (c'est à-dire tourner sur lui-même de 180°), de façon à pouvoir être amarré à son poste d'opérations cap vers la sortie (ce qui facilite grandement l'abandon du poste en cas de nécessité).

- **Les postes d'accostage** (conçus sous forme de quais, d'appontements ou de ducs d'Albe) sont établis en bordure

- **De bassins de marée (E)** en liaison directe avec l'avant-port
- **De bassins à flot (F)** reliés à l'avant-port par une écluse maritime

Les postes sont desservis par des voies de transport intérieures (routes, rails, voies navigables (G, H, I) et équipés de terre-pleins permettant le stockage des cargaisons.

Lorsque l'agitation due à la houle n'est pas trop forte, les navires transportant des cargaisons liquides ou en vrac peuvent être reçus à des **postes non protégés (B)**. Ils chargent ou déchargent leur cargaison par des tuyaux flexibles reliés à un **point d'ancrage (B)** constitué d'une bouée ancrée sur le fond par des chaînes. La liaison entre ce point et les installations de stockage établis à terre s'effectue par des canalisations fixes posées sur le fond marin.

II.3.1 Ouvrages de protection :

Les dimensions de ces ouvrages sont déterminées en fonction des caractéristiques (essentiellement l'amplitude de la houle), calculées pour la hauteur de la plus haute vague (la plus forte tempête) constatée au cours de 100 ans

a) Les digues à talus

Les digues à talus constituées par un noyau en enrochements non classés, protégées par d'autres couches classées et par une carapace en enrochements naturels ou artificiels.

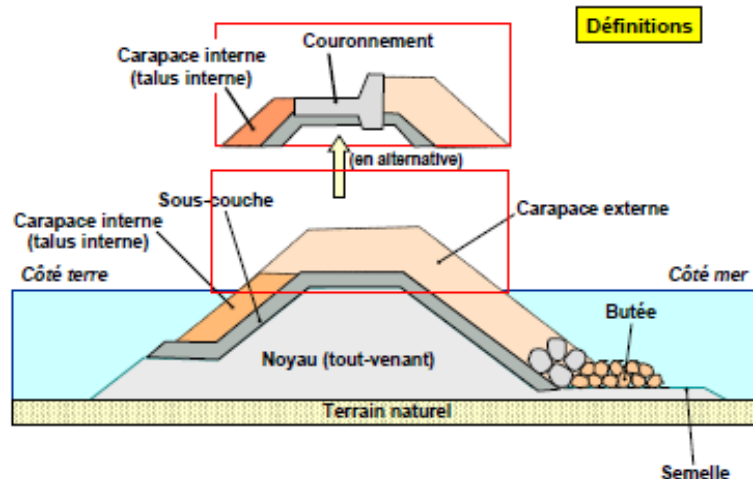


Figure II.12 : digues à talus

Ce genre d'ouvrage peut être utilisé tant que la profondeur n'excède pas 50 m. au-delà, les consommations en matériaux sont excessives sur un plan économique.

Parmi les avantages des digues à talus, ils ont de meilleures propriétés de dissipation de l'énergie de la houle que les digues verticales et peuvent donc être privilégiées. De plus, les digues à talus sont des ouvrages courants, faciles à réaliser et à réparer (sauf conditions particulières évidemment). En général économiques mais souvent peu esthétiques, ils offrent une sécurité importante, car leur ruine est rarement immédiate et complète.

b) Les digues verticales :

C'est une sorte de muraille qui est constituée par les blocs ou des caissons en béton armé qui résistent, par leur poids propre, aux efforts imposés par la houle.

La réflexion de la houle sur les parois verticales double l'amplitude, imposant ainsi de porter, à un niveau suffisamment élevé la crête du couronnement afin d'empêcher son franchissement.

Les digues en caisson (ou encore mixte) sont souvent privilégiées en eau plus profonde, hauteurs d'eau supérieures ou égales à 15m, généralement implantées dans les mers à grand marnage et sur des sols qui ne supporteraient pas le poids d'une digue à talus complète.

Ce type d'ouvrage est difficile à calculer, difficile à réparer, mais est employé en raison de son prix de revient économique

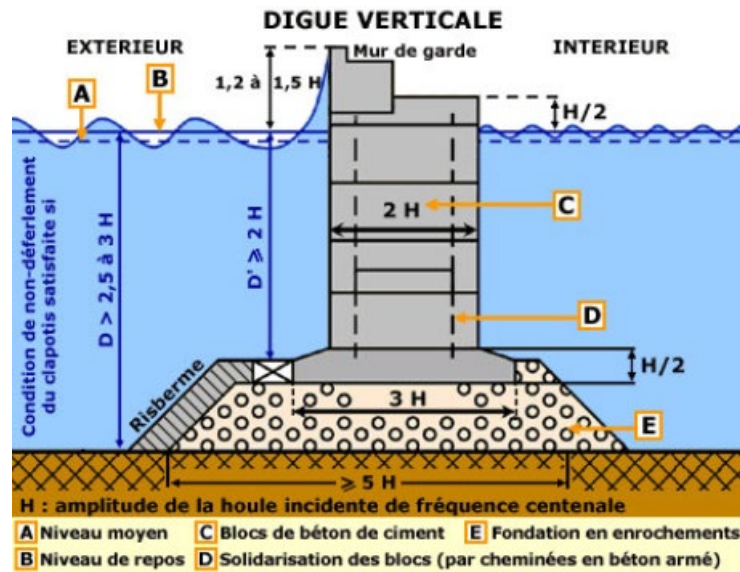


Figure II.13 : digue verticale

c) Les digues mixtes :

Constituées par un soubassement en enrochement et une partie supérieure verticale. Si l'épaisseur du soubassement est supérieure à 30% de la profondeur, on parle de digue « mixte », autrement de digue « verticale ». Dans cette catégorie, on peut classer comme typologie particulière les digues en caissons absorbants

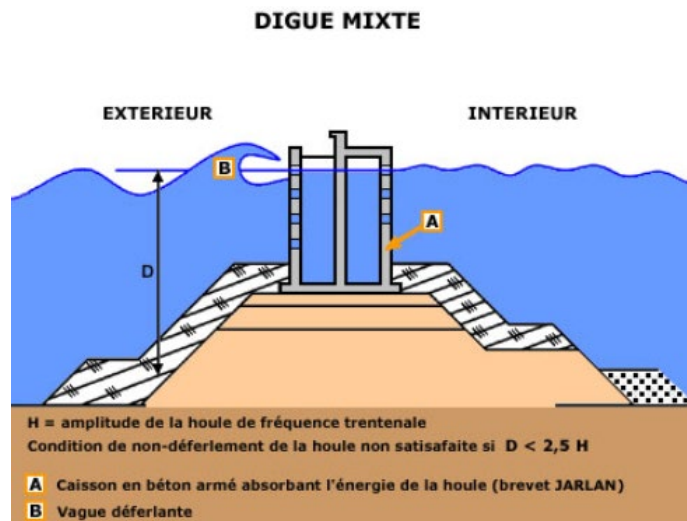


Figure II.14 : digues mixtes

Le choix entre les digues à talus et celles en caissons

Le choix entre les digues à talus et celles en caissons se fait selon :

- La disponibilité de moyens de construction
- La disponibilité locale de matériaux de carrière
- Les critères d'occupation d'espace
- Des critères hydrauliques
- Les conditions de profondeur
- La limite inférieure de profondeur rencontrée aujourd'hui est de 20m.

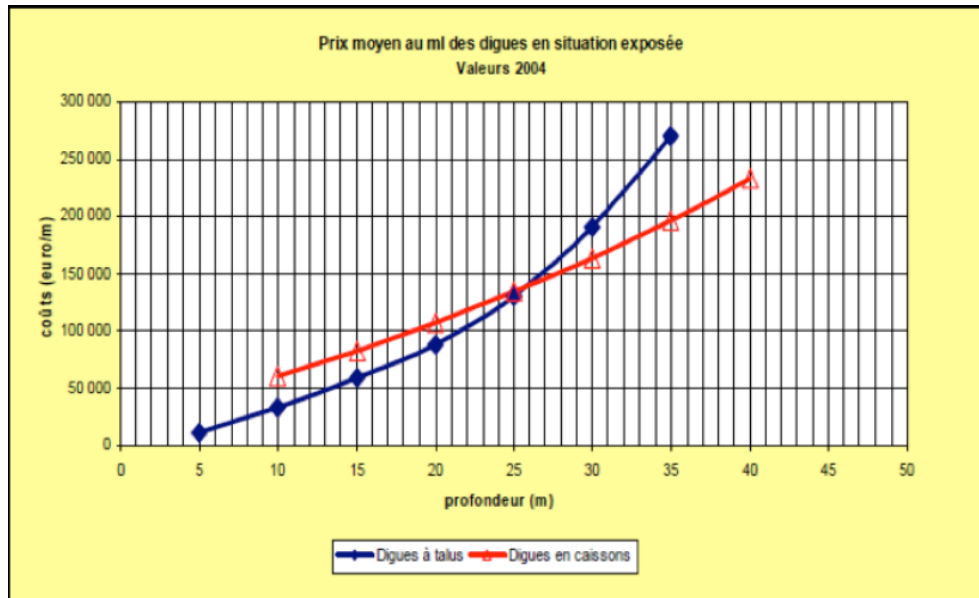
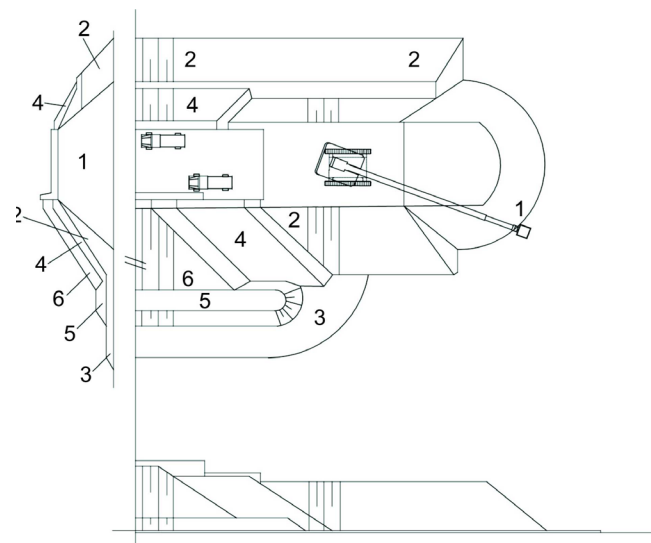


Figure II.15 : le cout en fonction de la profondeur entre les digues a talus et les digues en caissons

Les phases des étapes de la réalisation d'une digue á talus :

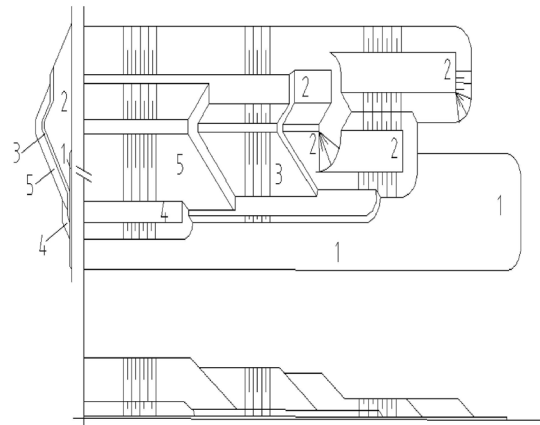
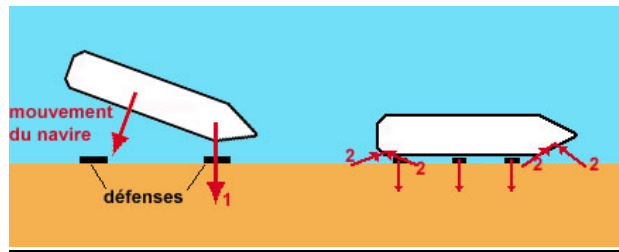
Par voie terrestre :

1. déversement du noyau par camion
2. ajout de matériau de noyau à la pelle
3. mise en place de la protection anti-affouillement
4. mise en place de la sous-couche à la pelle ou à la grue
5. mise en place de la butée de pied à la pelle ou à la grue
6. pose de la carapace à la grue ou à la pelle
7. coulage du mur de couronnement



Par voie maritime :

1. Dépôt de la protection anti-affouillement par un navire à déversement latéral.
2. Déversement du noyau par barges à clapet (reprise des talus par pelle flottante).
3. Pose de la sous-couche par pelle ou grue flottante.
4. Placement de la butée de pied par navire à déversement latéral ou par pelle flottante.
5. Pose de la carapace par grue flottante.

**II.3.2 Différents ouvrages d'accostage**

- 1 : effort d'accostage absorbé par les défenses
 2 : efforts d'amarrages transmis aux bollards

Les ouvrages d'accostage

A priori, leur rôle est d'offrir aux navires un appui pour accoster afin de procéder aux différentes opérations (commerciales, réparation etc...).

Mais ils peuvent aussi :

- Assurer la liaison entre les navires et la terre
- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau

II.3.2.1 Classification des ouvrages d'accostage suivant leur mode de fondation et leur conception.

Les caractéristiques du sol de fondation sont déterminantes pour le choix du type des ouvrages d'accostage. Suivant le mode de fondation, on peut classer les ouvrages dans les catégories suivantes :

1) OUVRAGES A FONDATION CONTINUE.

a) En surface : ouvrages en maçonnerie, en blocs de béton préfabriqués, en voiles, en béton armé ou en caissons échoués

b) En profondeur : ouvrages en caissons havés, gabions de palplanches métalliques, rideaux-plans de palplanches métalliques ancrés par des tirants ou par une plate-forme qui est fondée de façon discontinue, parois en béton moulé dans le sol.

Les ouvrages à fondation continue conviennent lorsque le niveau du sol de bonnes caractéristiques ($\varphi > 30^\circ$ ou $C > 10 \text{ t/m}^2$) est à faible distance (quelques mètres) de celui du bassin.

2) OUVRAGES A FONDATION DISCONTINUE.

Ce sont les ouvrages fondés sur pieux ou sur piles, battus ou havés jusqu'au bon sol.

Les ouvrages de ce type sont indiqués lorsque le bon sol est à une distance comprise entre 10 et 30 m du fond du bassin.

II.3.2.2 Les types d'ouvrages

a) Les appontements :

Ce sont des ouvrages qui permet de recevoir les navires et de les stationner tout en assurant la liaison directe à la terre.

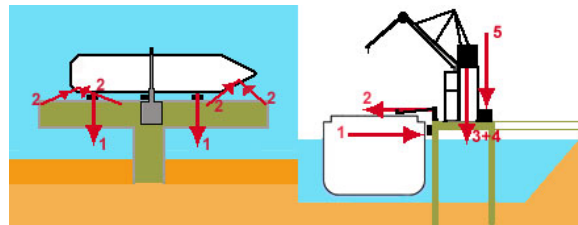


Figure II.16 : appontement

b) Les ducs d'Albe

Les ducs d'Albe sont des ouvrages ponctuels, ils ne disposent pas de plate-forme servant à déposer les marchandises ou à l'installation des engins de manutention

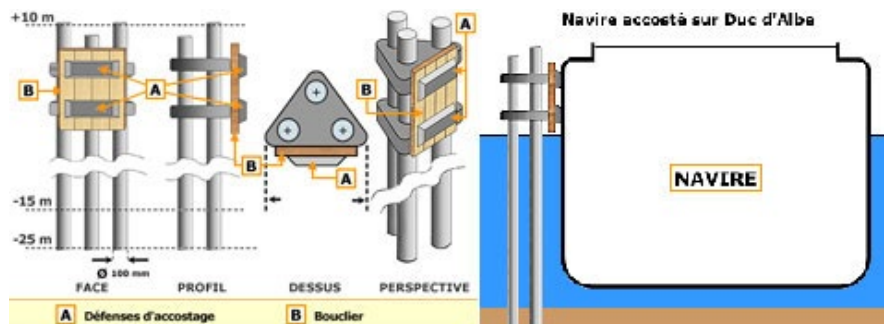


Figure II.17 : ducs d'Albe

c) Les quais

Ils assurent la liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port à part l'accostage et l'amarrage des navires. Ils diffèrent des appontements par la présence de terre-plein

Types de quai

On peut différencier deux types de quais qui sont :

Les quais à parement inclinés ou quai à talus

Ils rétablissent l'horizontalité à la limite du plan d'eau en laissant aux terres de se déposer à leur talus d'équilibre

Les quais à parement verticaux ou murs de quai

Ce sont des ouvrages de soutènement classiques qui font appel aux techniques des murs rigides. Ils retiennent directement les terres suivant la face verticale. On peut aussi distinguer deux types de murs de quai : les murs de quai lourds et les murs de quai légers

On peut classer les types de quais en deux catégories selon la portance du sol (quais sur un sol de bonne portance et quais sur un sol de faible Portance)

Voici un tableau récapitulatif sur les différents types de quais avec leur utilisation, avantage, Inconvénient :

Types de Quais	Utilisation	Avantages	Inconvénient
Blocs	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Profondeur < 12m ✓ Non disponibilité de moyens spéciaux 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Réalisation facile ✓ Moyens conventionnels ✓ Durabilité 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Conditions géotechniques requises ✓ Délai d'exécution lent
Caissons	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Profondeur > 10m ✓ Disponibilité de moyens spéciaux 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Réalisation rapide ✓ Absorption de charges importantes 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Conditions géotechniques requises ✓ Moyens spéciaux
Parois moulés	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Toute Profondeur ✓ Exécution à sec 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Réalisation rapide ✓ Absorption de charges importantes ✓ Économique 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Corrosion de l'acier ✓ Conditions géotechniques requises ✓ Moyens spéciaux

Types de Quais	Utilisation	Avantages	Inconvénients
Rideaux de palplanches	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Profondeur et charges non exceptionnelles ✓ Exécution à sec 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Réalisation rapide 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Corrosion de l'acier ✓ Conditions géotechniques requises
Gabions de palplanches	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Profondeur et charges moyennes ✓ Réalisation en mer 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Économique en cas d'indisponibilité du béton 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Corrosion de l'acier ✓ Conditions géotechniques requises
Pieux	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Toute profondeur et toute charge ✓ Postes isolés 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Indépendants conditions géotechniques ✓ Réduction de l'agitation résiduelle 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Corrosion de l'acier ✓ Coût excessif

Tableau II.3 : les différents types de quais avec leur utilisation, avantages, Inconvénients

Nous nous intéresserons sur les quais en caisson

Les quais en caissons

Les caissons sont des structures creuses, en béton armé ou précontraint, utilisées pour la réalisation de quais continus ou d'ouvrages à appuis discontinus. Ils permettent à la fois le soutènement des terres et la création d'une plateforme d'exploitation.

Ces caissons, préfabriqués partiellement ou totalement, sont constitués de cellules cylindriques ou parallélépipédiques. Celles situées côté mer sont généralement remplies de béton maigre, tandis que les cellules côté terre accueillent du remblai.

Le couronnement est réalisé par une poutre en béton armé, coulée sur la dernière assise, formant une chaise continue qui assure un front d'accostage rectiligne. Dans les ouvrages discontinus, les caissons servent de base à une plateforme destinée à la circulation des engins de manutention.

Les caissons havés, souvent entièrement préfabriqués ou assemblés par éléments superposés, sont mis en place soit par flottaison, soit par levage, en fonction des moyens techniques disponibles. Leur remplissage est effectué à l'aide de béton maigre, éventuellement coulé sous l'eau avec les précautions d'usage, ou de remblai.

Cette solution modulaire offre à la fois rapidité de mise en œuvre, adaptabilité aux terrains porteurs variables, et une bonne résistance aux sollicitations mécaniques liées aux charges d'exploitation portuaire.

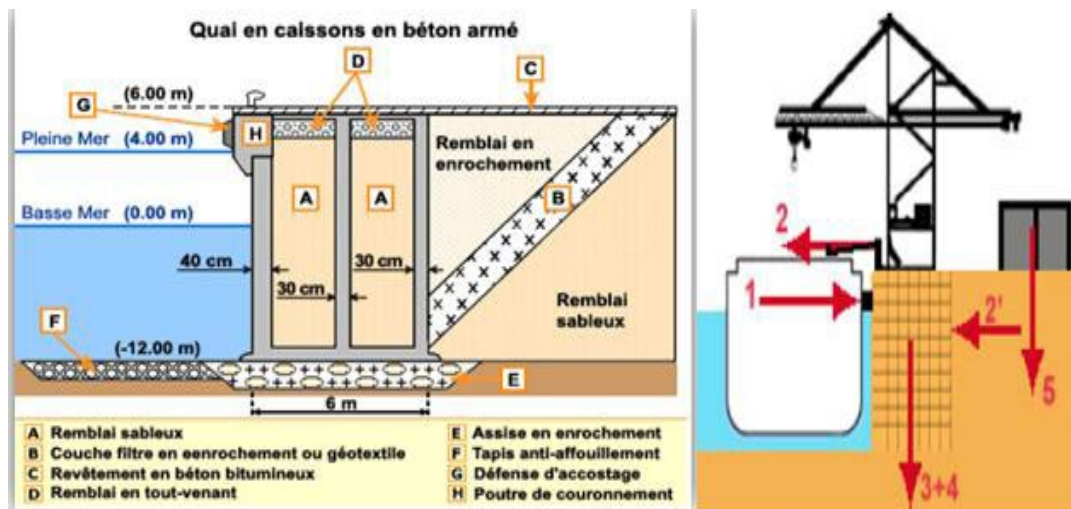


Figure II.18 : Quai en caissons en béton armé

Avantages de la forme circulaire dans un caisson :

La forme circulaire ou structure alvéolaire des caissons permet de simplifier les systèmes d'armature : les parois circulaires subissent uniquement des efforts de compression ou de traction, contrairement aux parois planes soumises à la flexion.

II.3.3 Les opérations de mise en œuvre liées à la réalisation des ouvrages :

Méthodologie de mise en place des caissons

(De l'aire de préfabrication jusqu'à la pose du caisson)

Étape 1 : la préfabrication des caissons

Tout commence sur l'aire de préfabrication qui est choisie et préparée à l'avance



Figure II.19 : la zone de préfabrication des caissons

Ou la préfabrication des caissons passe par le cheminement des travaux suivant :

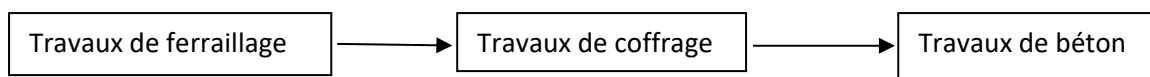


Figure II.20 : les différents travaux de la préfabrication du caisson

Étape 02 : Déplacement des caissons et chargement à la barge

Le mouvement du caisson et le chargement à la barge seront réalisés à l'aide de coussins gonflables combinés à un système de traction

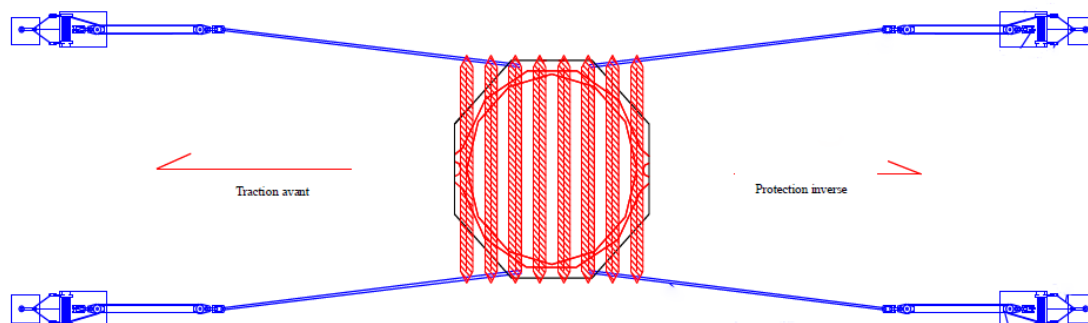


Figure II.21 : disposition du coussin gonflable et système de traction de caisson

Étape 3 : Installation des caissons

La mise en place des caissons sera effectuée par un dock flottant et un ponton-grue.

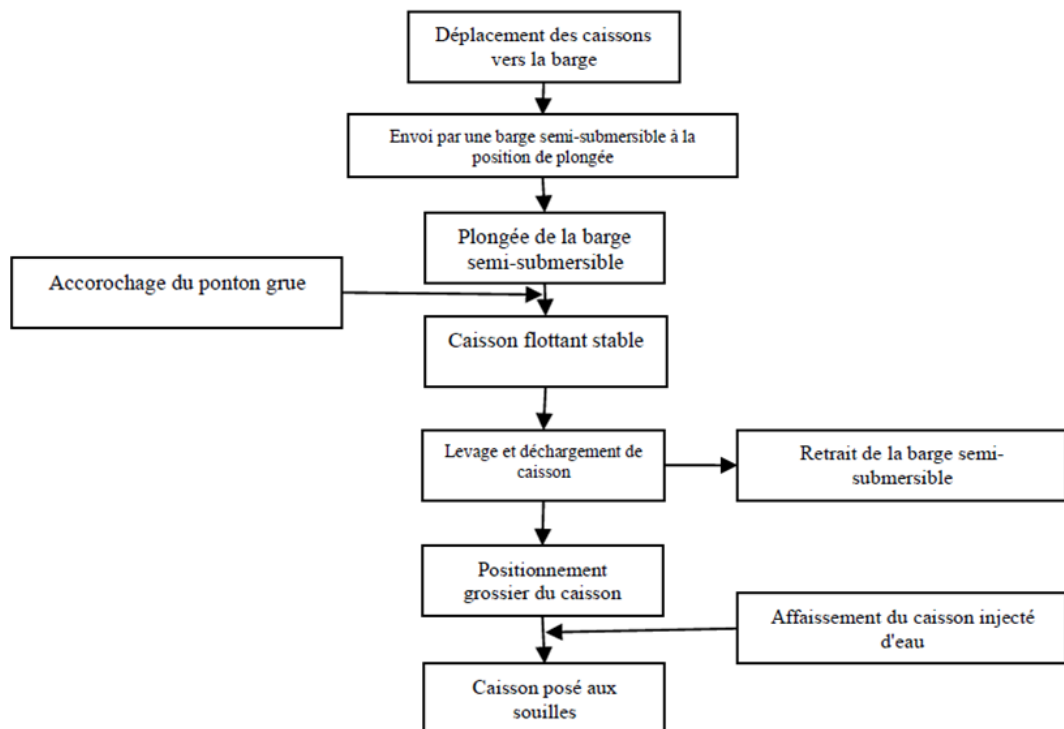


Figure II.21 : organigramme de mise en place des caissons de quai

Méthode d'exécution de l'installation des caissons

Le processus complet de l'installation de caisson est comme suit :

Transport sur l'eau et positionnement du caisson : Une fois que le caisson est monté sur la barge, la barge semi-submersible sera retirée du quai d'expédition, et la barge semi-submersible sera remorquée par le remorqueur jusqu'à la position submersible prévue pour l'ancrage et positionnement.



Figure II.22 : Transport sur l'eau et positionnement du caisson

Plongée de la barge semi-submersible et déchargement de la barge : Une fois le positionnement terminé, la barge semi-submersible sera remplie d'eau et plongée, et l'opération d'accrochage sera réalisée pendant la plongée. Lorsque la barge semi-submersible plonge jusqu'à la profondeur du tirant d'eau du caisson flottant, le caisson sera sous la remorque du ponton-grue, hors de la barge semi-submersible.



Figure II.23 : Plongée de la barge semi-submersible et déchargement de la barge

Installation du caisson : Le caisson est soulevé jusqu'à la position d'installation à l'aide du ponton grue après le déchargement de la barge, l'entrée du caisson est ouverte et de l'eau est injectée dans le caisson afin qu'il continue à s'enfoncer.



Figure II.24 : Installation du caisson

II.4 Conclusion :

L'analyse du milieu marin et des facteurs environnementaux a permis de cerner les contraintes naturelles qui influencent la conception des ouvrages portuaires.

La compréhension des mouvements de la mer, de ces propriétés physico-chimiques ainsi que leurs effets sur les matériaux constituent une base essentielle pour assurer la durabilité et la stabilité des structures maritimes.

- CHAPITRE III -

Présentation

du

projet

III.1 Introduction :

Le littoral de la Wilaya de Skikda s'étend sur une longueur d'environ 250,19 km. Elle possède 14 communes côtières. C'est une ville portuaire et touristique qui dispose de côtes sur lesquelles se succèdent plus de 40 plages.

La commune de Skikda occupe une situation centrale dans la partie Nord de la Wilaya avec un linéaire côtier de 28km à travers son port.

La Vallée de Saf-Saf ainsi que l'oued ZERAMNA représentent la moitié de la superficie de la commune sans oublier le front de mer de Stora.

La zone industrielle occupe une superficie de 1200 ha avec un linéaire côtier de 5.4km.

III.2 Description du port

III.2.1 Situation géographique :

L'ancien port de Skikda est situé dans la partie sud de la baie de STORA, ses coordonnées géographiques sont :

36°53'20''Nord

6°54'30''Est



Figure III.1 : plan de situation de l'ancien port Source Google Earth

Les photos ci –après montrent notamment l'ancien port de SKIKDA :



Photos de l'ancien port de Skikda

III.2.2 Configuration actuelle du port

L'ancien port de Skikda est abrité :

- Au Nord par la grande jetée qui est enracinée à l'Est sur la pointe de Skikda, s'allongeant dans une direction légèrement divergente par rapport à la côte,
- À l'Est par le massif de Skikda,
- À l'Ouest par le môle du château vert

Le port comprend deux bassins : la darse et l'avant-port. Ces deux bassins sont séparés par une traverse ménageant une passe d'environ 80m de largeur.

Les marchandises générales transitent par douze (12) postes à quai dont un (01) poste à céréaliier, un quai qui forme le quai de la Marinelle, un port de servitude et trois (03) postes pétroliers P1, P2, P3 greffés sur la jetée principale.

Les longueurs des quais sont de 2 130 ml et leurs profondeurs varient de 6 à 10,45 m. Les superficies commerciales d'entreposage sont de 20 hectares dont 1,5 hectares couvertes. Les superficies des plateformes extra-portuaires sont de 37 hectares avec un entrepôt sous douane de 04 hectares.

Les tirants d'eau varient entre 6 et 9 mètres pour les quais et entre 11m et 14m pour les postes pétroliers.

Les installations spécialisées du port sont constituées par :

- Un silo à céréales de 20 000 tonnes,
- Un hangar de stockage pour aliments du bétail de 35 000 tonnes,
- Une gare maritime de 1 200 passagers,
- Une cale de halage avec 3 slips-ways,
- Une station de déballastage de 1 000m³.

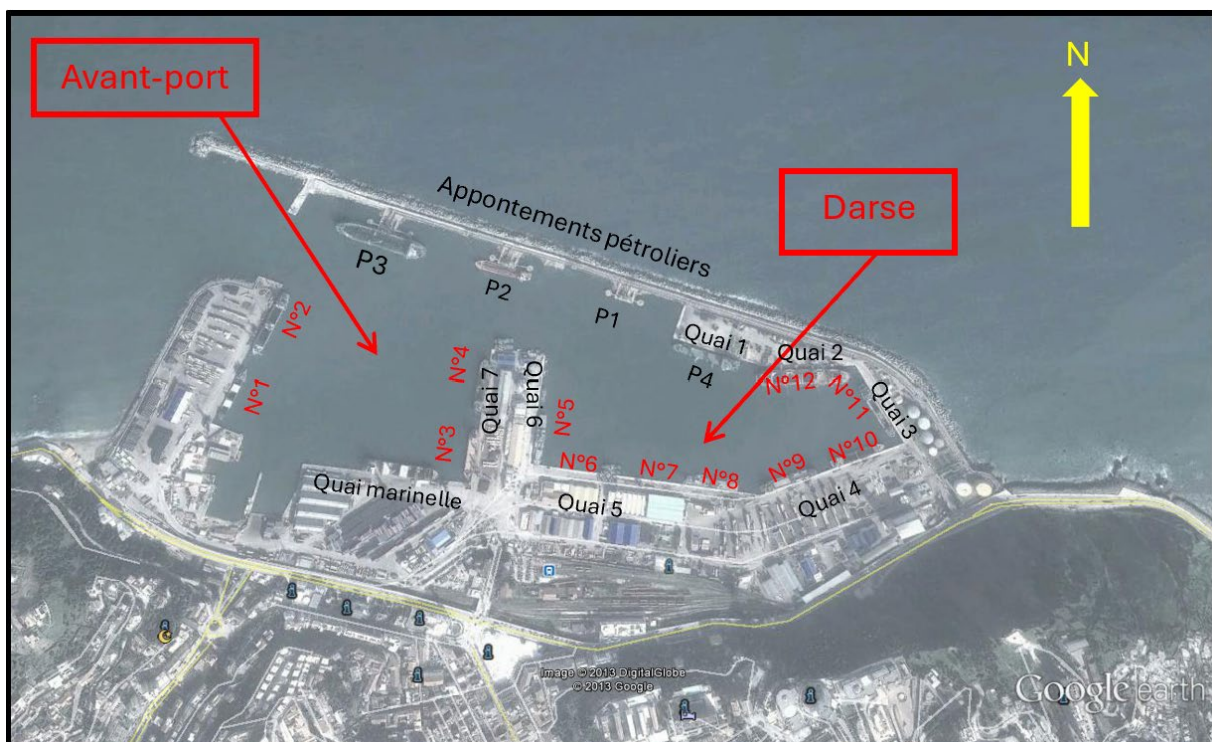


Figure III.2 : Vue de l'ancien port de Skikda avec les postes à quai, les appontements pétroliers, l'avant-port, la darse, les jetées, les môles et les terre-pleins.

Passe d'entrée de 130m de largeur

Cercle d'évitage : permet un évitage des navires dans l'avant-port de diamètre 300m,

Profondeurs d'eau :

Le couloir délimité entre la digue Nord et le môle du château vert est en dehors de la zone draguée présente des profondeurs d'eau supérieures à 14.00m ZH (variant de 15.00m à 18.00m ZH). Les fonds au niveau de la passe d'entrée ont été dragués jusqu'à -14.00m ZH sur une largeur de 121m.

Les profondeurs d'eau au niveau du cercle d'évitage après dragage se répartissent comme suit :

Zone Sud draguée jusqu'à -11.00m ZH

Zone Nord-Ouest draguée jusqu'à -14.00m ZH (zone du poste P3)

Zone Nord-Est draguée jusqu'à -12.50m ZH (zone du poste P2)

III.2.3 Infrastructures de transport :

Réseaux reliés au port :

Un réseau ferroviaire lie la ville de Skikda à Constantine et Jijel. Un réseau routier important assure la liaison entre Skikda et les autres villes :

- De Skikda à Constantine par la RN43,
- De Skikda à Jijel par la RN43,
- De Skikda à Collo par RN43 et le CW n°6,
- De Skikda à Guelma par Azzaba par la RN44 et le CW n°1,
- De Skikda à Annaba par la RN44.

Il ressort à travers cette répartition, une prédominance des catégories inférieures des liaisons (CC et CW). Ceci est en relation avec les caractères ruraux et montagneux de la wilaya.

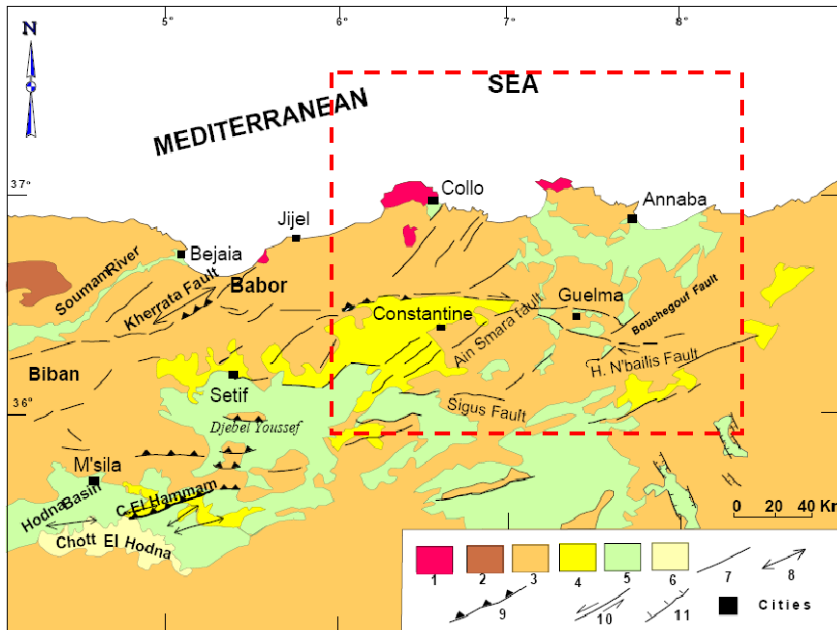
Pour relier le port de Skikda à l'autoroute Est- Ouest, le bureau d'étude sud- coréen Kyong Dong engineering a étudié plusieurs variantes de la pénétrante autoroutière.

III.3 Données du site :

III.3.1 Géologie

Les formations géologiques de la Wilaya de Skikda comprennent des terrains sédimentaires, métamorphiques et des roches ignées, ces dernières sont soumises à de fortes contraintes tectoniques.

Les limites de charriages (fronts de charriages) représentent de véritables discontinuités géologiques. Ces discontinuités combinés à la nature rigide les roches cristallophylliennes forment de véritables zones de faiblesses qui se distinguent par des déformations cassantes



- 1) Volcanisme ;
- 2) Paléozoïque ;
- 3) Jurassique-Crétacées et bassin Cénozoïque inférieur ;
- 4) dépôts Néogène post-nappe ;
- 5) dépôts Plio-Quaternaire ;
- 6) dépôts Quaternaire ;
- 7) Faille ;
- 8) Anticlinale ;
- 9) Faille inverse ;
- 10) Faille de décrochement ;
- 11) Faille normale.

Figure III.3 : Carte géologique du Nord-Est Algérien (D’après Keiken, 1962 ; Vila, 1980 et Meghraoui, 1988) (Réf : Harbi et al. 1999).

III.3.2 Sismicité :

D’après le règlement parasismique algérien version 2024 établie par le Centre National de Recherche en génie Parasismique, le nord de la wilaya de Skikda est classé dans le Zone IV « zone à sismicité Moyenne a élevée »

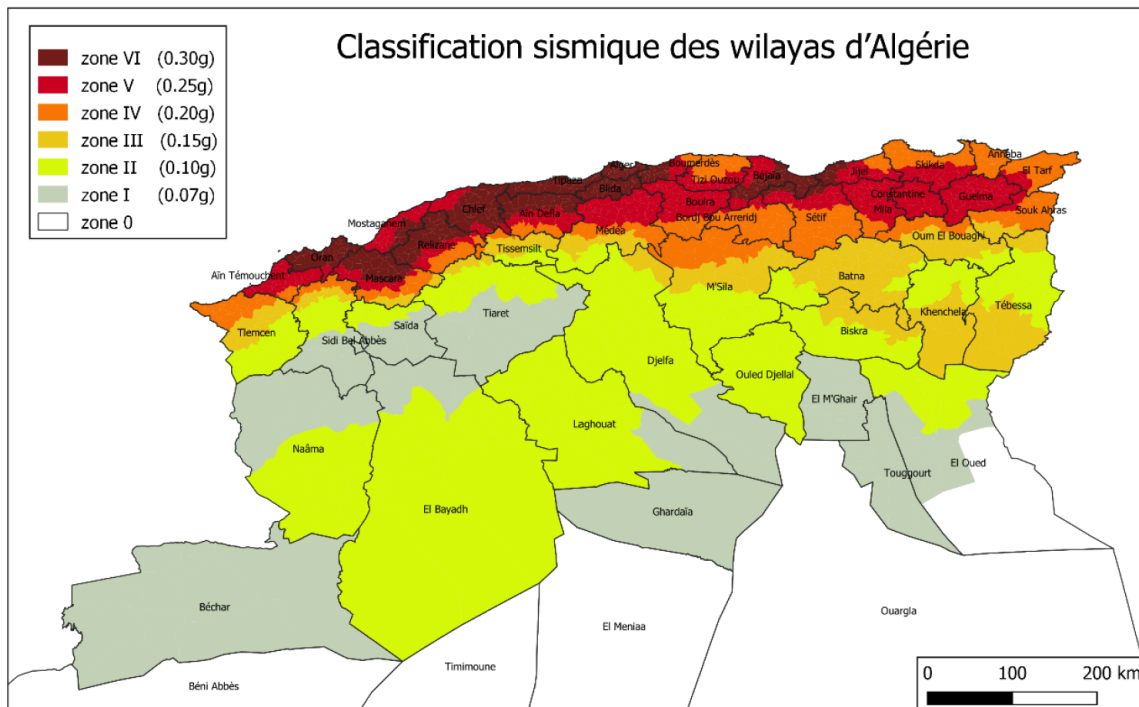


Figure III.4 : Classification des zones sismiques en Algérie (RPA2024)

L'analyse de la sismicité (période entre 1860 et 2011) (Fig.), de la région de Skikda montre au moins six zones actives :

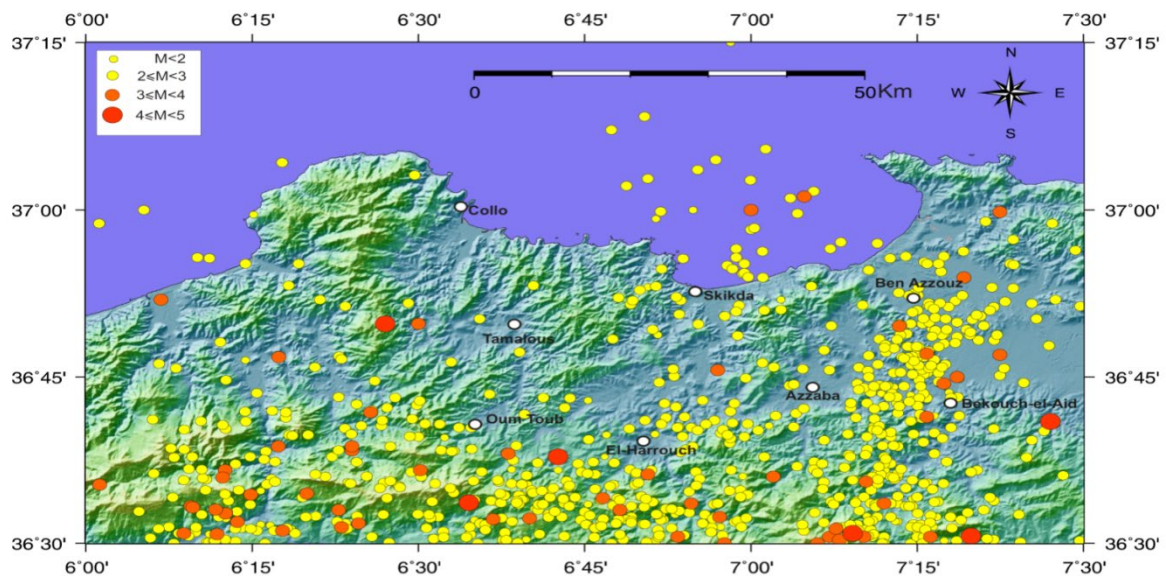


Figure III.5 : Zones sismiques actives dans la wilaya de Skikda

III.3.3 Géotechnique :

Dans le cadre de cette étude, l'exécution d'une campagne géotechnique a été effectuée cette dernière comprend :

Les essais in situ :

a- Sondages carottés :

Lors de la réalisation de cette campagne, le laboratoire a établi une figure montrée en (annexe) indiquant les différentes dispositions des points d'essai à réaliser.

La quantité réalisée arrêtée est comme suit :

Le nombre total pour les points de sondage carotté réalisée est de 16 sondages, soit neuf (09) sondages au niveau de la route de l'ilot des chèvres, deux (02) sondages au niveau de la plage Market, un (01) sondage au niveau de la plage Militaire, (02) deux sondages près du quais numéro 3, et deux (02) sondages près de la traverse sud

b- Essais SPT :

Les sondages carottés ont été accouplés par des essais SPT lors de passage dans des couches constituées par des sols grenus (diamètre des grains ≥ 2 mm).

Les essais au laboratoire

Selon la nature des couches du sol rencontrées, il a été effectué pour chaque échantillon prélevé, des essais d'identification et la détermination des paramètres suivants :

- Analyse granulométrique
- Mesure de densités sèche et humides
- Mesure de la teneur en eau

- Limites d'Atterberg
- Essai de compression simple sur roche selon (NF XP P94-202)
- Analyses chimiques sommaires (sulfates, carbonates, chlorures).

Résultats de la campagne géotechnique :

Les résultats de cette campagne (voir annexe) :

Les sondages carottés et essai de pénétration standard "SPT" :

Les coupes lithologiques montrent que le terrain est généralement constitué d'une couche de sable grossier avec présence des galets et de graviers aux profondeurs de 13m, suivie du schiste altéré friable grisâtre jusqu'aux environs de 15.0m de profondeur.

Granulométrie, Sédimentation et teneur en eau :

Les caractéristiques obtenues grâce aux essais de laboratoire indiquent un sol dense et faiblement humide, caractérisé par une Granulométrie serrée

Le sol en place à une texture grossière (gros éléments) avec des fines $\leq 14\%$.

Les essais de compression simple sur la roche montrent que la résistance est moyenne à élevée

Les résultats des analyses chimiques indiquent une Agressivité nulle du sol.

Il y a lieu de signaler que le sol rencontré est un sol grenu (pulvérulent) par conséquent les essais scissométrique sont non réalisables.

III.3.4 Données bathymétriques

La bathymétrie utilisée pour cette étude de réfraction est celle issue de la digitalisation de la carte SHOM n°5787 intitulée « Abords de Philippeville échelle : 1/25 000 » ainsi que celle issue de la campagne de reconnaissances sur site réalisée au mois de Juillet 2012 par le LEM dans le cadre de cette étude.

III.3.5 La pluviométrie :

Les données pluviométriques montrent que la région de Skikda est bien arrosée et elle reçoit une moyenne annuelle de 920.7 mm de pluie par an [ONM ,2010].

Les précipitations moyennes mensuelles recueillies dans quelques stations sont reportées sur le graphe (**Figure III.6**). Les mois de décembre, janvier et février sont les mois les plus pluvieux.

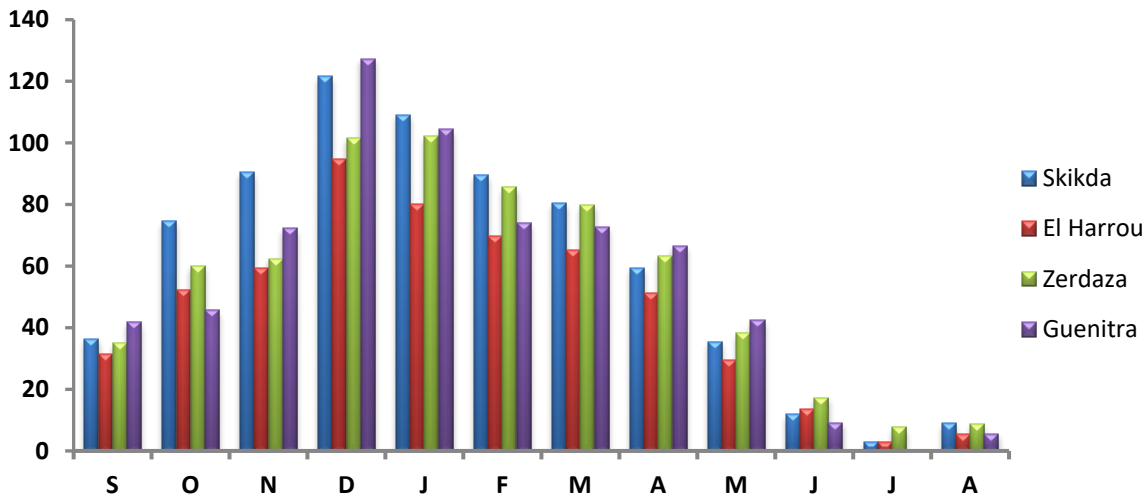


Figure III.6 : Répartition des précipitations mensuelles (mm) (séries : 1989-1994).

III.3.6 Les vents :

Les vents d’Ouest soufflent principalement de novembre à avril. Les vents de Nord à Nord-Ouest sont très fréquents en hiver. Les vents de Nord-Est se font sentir de mai à octobre pendant la saison chaude, ils soufflent avec violence pendant un temps très court.

En se basant sur des relevés de l’Atlas Océanographique de l’U.S Naval Océanographique Office, la répartition fréquentielle des vents par intensité et direction est comme suit :

	N	NE	NW	E	W
05 – 1.54	1.1	1	0.7	1.4	1
2.04 – 5.1	4.8	6.5	6.1	9.1	10.4
5.61 – 10.7	2.4	2.8	6.1	5.6	13.2
11.22– 11.73	0.6	0.5	2.7	0.5	5.3
17.34-23.97	0.1	0	0.8	0.1	1.1
25	0	0.1	0.1	0	0

Tableau III.1 : Répartition fréquentielle des vents par intensité et direction

De l’analyse des données, il ressort que les deux secteurs de vent dominant

Le secteur Ouest à Nord-Ouest :47.5%

Le secteur Nord à Est : 36.6%

En ce qui concerne les vents supérieurs à 11 m/s, nous pouvons retenir :

6.4% pour la direction Ouest,

3.6% pour le Nord-Ouest

0.7% pour le Nord

0.6% pour le Nord-Est

III.3.7 Houle :**III.3.7.1 Houle au large :**

L'obtention des houles au large est consignée dans l'Atlas Océanographique de l'U.S Naval Service Command durant la période allant de 1963 à 1970, Les observations de la houle donnent la hauteur des houles et la période de retour, toutes directions confondues, Les valeurs significatives des amplitudes en mètres sont :

	Ouest	Nord-ouest	Nord	Nord-Est	Est	Toutes directions
Biennale	7.92	7.03	5.46	4.00	3.51	8.41
Quinquennale	9.03	8.10	6.50	4.67	4.01	9.44
Décennale	9.86	8.90	7.27	5.16	4.30	10.21
Vingtennale	10 70	971	8.05	5.67	4 75	10,96
Cinquantennale	11.61	10.71	9.06	6.35	5.24	12.01
Centennale	12.64	11.56	9.65	6.83	5.61	12.76

Tableau III.2: Valeurs significatives des amplitudes de la houle au large en mètres

Les diverses tempêtes importantes vécues montrent que la saison des tempêtes sévères s'étale généralement de décembre à mars et se produisent tous les 6 ans environ. Certaines de ces tempêtes connaissent une évolution rapide et sont difficilement prévisibles par la météorologie, la plus dévastatrice fut celle du (26-27) Janvier 1878 avec une hauteur significative de 11m causant la destruction de la grande jetée de l'ancien port

Afin d'optimiser les calculs sur le modèle SWAN, nous avons procédé au calcul d'une houle équivalente par période et par direction. Celle-ci correspond à la moyenne des amplitudes significatives pour une période donnée.

Période de retour	Direction houle au large				
	N45°	N10°	N360°	N315°	N345°
Centennale	Hs= 6.83 m	Hs= 9.65m	Hs= 9.65m	Hs=11.56m	Hs=6.50m
	Tp = 12.81s	Tp = 14.95s	Tp = 14.95s	Tp =15.70s	Tp =12.50s
Cinquantennale	Hs =6.33 m	Hs = 9.08m	Hs = 9.08m	Hs=10.71m	Hs=5.80m
	Tp=12.56 s	Tp =14.60 s	Tp =14.60 s	Tp =15.34s	Tp =12.00s
Vingtennale	Hs = 5.67 m	Hs =8.05 m	Hs =8.05 m	Hs =9.71m	Hs=5.00m
	Tp = 11.62 s	Tp =13.65 s	Tp =13.65 s	Tp =14.79s	Tp =11.00s
Décennale	Hs =5.16 m	Hs = 7.27m	Hs = 7.27m	Hs =8.90 m	Hs=4.60m
	Tp = 11.21 s	Tp =13.08 s	Tp =13.08 s	Tp =14.28s	Tp =10.50s
Biennale	Hs = 4.00 m	Hs = 5.46m	Hs = 5.46m	Hs =7.03 m	Hs= 4.00m
	Tp =9.81 s	Tp =11.41 s	Tp =11.41 s	Tp =12.92s	Tp = 9.80s

Tableau III.3 : Amplitudes de la houle au large par période et par direction

Les résultats des calculs de la réfraction des houles équivalentes seront utilisés pour la détermination de la capacité de transport de sédiments.

Les résultats issus du calcul de la réfraction de la houle ayant une période de retour de 100 ans seront utilisés comme données d'entrée au dimensionnement de l'ouvrage.

III.3.7.2 Réfraction de la houle :

Une statistique de la houle au large est propagée vers la côte en utilisant des fonctions de transfert calculées suivant la bathymétrie donnée de la digitalisation de la carte représentée au large, dans les fonds où les houles ne sont pas réfractées. Le coefficient de réfraction est calculé de la manière suivante :

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

Les calculs de la réfraction de la houle entre le large et la côte sont effectués par le modèle numérique SWAN (Simulating Waves Near shore) en prenant notamment en compte les phénomènes de :

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

Choix du secteur angulaire

La configuration géographique du site d'étude est le paramètre principal qui affecte le secteur angulaire considéré

Au total quatre (04) directions ont été retenues en tenant compte des données de fréquence par direction des houles au large ainsi que l'incidence de ces houles par rapport à la zone d'étude

- Une direction approximativement perpendiculaire à la côte pour mesurer les effets d'une houle frontale (45°N)
- Trois directions de houle à incidence oblique (10°N et 360°N et N 315°)

Pour la houle centennale, il a été calculé le coefficient de réfraction (K_r) et le H_p pour les profondeurs de 5 m, 10 m, 15 m, 20 m, 25 m et 30 m. Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Direction (Degré)	Période de retour (ans)	Hs large (m)	Prof 5 m		Prof 10 m		Prof 15 m		Prof 20 m		Prof 25 m		Prof 30 m	
			Hp	Kr	Hp	Kr	Hp	Kr	Hp	Kr	Hp	Kr	Hp	Kr
N45°	100	6.83	3.78	0.55	5.35	0.78	5.41	0.79	5.86	0.86	5.96	0.87	5.99	0.88
N10°	100	9.65	4.38	0.45	5.68	0.59	7.31	0.76	7.82	0.81	7.78	0.81	7.83	0.81
N 360°	100	9.65	4.34	0.45	5.42	0.56	7.10	0.74	7.46	0.77	7.45	0.77	7.43	0.77
N315°	100	11.56	4.29	0.37	4.87	0.42	6.42	0.56	6.64	0.57	7.84	0.68	6.73	0.58

Tableau III.4 : Coefficient de réfraction par direction et par profondeur

Il ressort à partir des résultats du calcul que, les houles les plus réfractées sont les houles de direction N 315° ; celles-ci à 25 m de profondeur perdent 32 % de leur énergie du large.

Pour les houles de direction N 360° et N10° il est constaté que la moitié de leur énergie du large est dissipée à la profondeur de 10 m. La valeur du coefficient de réfraction (Kr) est comprise entre 0.59 et 0.56.

Quant aux houles d'incidence frontales (N45°), celles-ci conservent un peu plus de leur énergie du large ; à 10 m de profondeur le coefficient de réfraction est de 0.78. L'effet de la réfraction se fait sentir à partir de 5 m de profondeur.

Les résultats de l'étude de l'étude de réfraction pour l'ancien port de Skikda sont résumés dans le tableau suivant :

Direction	N.NO	N	N. E
Coefficient (Kr)	0.45	0.70	0.45

Tableau III.5 : Valeurs du coefficient de réfraction par directions principales

L'ancien port de Skikda est affecté principalement par les houles provenant du secteur NW-NE. Les houles de direction Nord-Ouest et Nord prédominent en fréquence d'apparition.

III.3.7.3 Etude d'agitation :

L'étude d'agitation a porté sur les deux variantes en considérant les directions de la houle les plus défavorables à savoir la direction N360° et N45° pour la variante 01 et N360 et N345 pour la variante 02, Les caractéristiques de la houle aux limites du modèle de calcul sont définies comme suit :

Direction de la houle au large en degrés	Période de la houle en secondes	Amplitude de la houle en mètres a – 20 m
N345°	8	2.76
N360°	8	2.67
N45°	8	2.53

Tableau III.6 : Caractéristiques houle aux limites du modèle de calcul

Lors du dimensionnement et des essais de stabilité, il ne sera testé que les directions de houles réfractées les plus défavorables ; à savoir la direction Nord 10°, Nord 45° et notamment la direction Nord 345°. Les valeurs de la houle à -30m de profondeur pour chaque direction sont reprises dans le tableau qui suit (niveau d'eau considéré est le niveau $\pm 0,00$ NGA) :

Direction de houle Période de retour	Nord 10°		Nord 345°		Nord 45°	
	Hs (m)	Tp (s)	Hs (m)	Tp (s)	Hs (m)	Tp (s)
Annuelle (1 an)	4,00	8,00	3,75	10,00	2.50	8.00
Biennale (2ans)	5,00	11,40	4,70	13,0	4.00	9.80
Décennale (10 ans)	6,50	12,45	5,80	14,40	4.60	10.50
Vingtennale (20ans)	6,90	13,95	6,20	14,60	5.00	11.00
Cinquantennale (50 ans)	7,30	14,00	6,90	15,30	5.80	12.00
Centennale (100 ans)	7,80	14,40	7,40	15,70	6.50	12.50

Tableau III.7 : caractéristiques de la houle de dimensionnement

A l'Est du port, on relève surtout des courants tourbillonnaires de grande intensité au niveau de l'embouchure du cours d'eau ce qui impacte directement la structure du profil d'enracinement

Pour les houles de direction Nord-Est (N45°), à l'Ouest du port, le courant littoral possède deux branches qui convergent vers le milieu de la cote, pour être divergé vers le large.

III.3.8 Marée :

Les mesures effectuées mettent en évidence, une marée de période de 12 Heures et de faible amplitude (30cm environ). Les surélévations d'eau peuvent toutefois atteindre exceptionnellement 0.8 à 1.0m.

Le niveau NGA est situé à 34cm au-dessus de zéro hydrographique.

III.3.9 Transit sédimentaire :

Par convention, la valeur du transit littoral allant d'Est vers l'ouest est affectée d'un signe négatif, le transit en sens inverse (ouest vers Est) étant positif.

Le tableau ci-après présente la répartition du volume du transport sédimentaire parallèle à la côte (transit), estimé en fonction de la direction de provenance des houles.

	6s	8s	10s	Total par direction
N 45°	+5345	+2440	+692	+8478
N 10°	+785	+1339	+1177	+3302
N 315°	+2112	-4124	+2999	+987
Volume transitant de l'Est vers l'Ouest -4 124 m³/an				
Volume transitant de l'Ouest vers l'Est 16 890 m³/an				
Volume résultant 12 766 m³/an				

Tableau III.8 : volume du transport sédimentaire parallèle à la côte en fonction de la direction des houles

La faible capacité du transport des sédiments de la direction N 315°, est causé par la morphologie de la cote qui fait que le site étudié se trouve relativement protégé des houles venant du secteur Ouest en général.

L'estimation théorique du transit sédimentaire montre que les courants littoraux générés par les houles des secteurs étudiés sont aptes à charrier les sédiments majoritairement dans le sens d'Ouest en Est.

La capacité de transport résultante est évaluée à **12 766 m³/an** dans le sens **Ouest vers l'Est**.

L'étude sédimentologique établie dans le cadre de cette étude montre que les sédiments sont constitués de sable fin à grossier. La répartition spatiale du diamètre médian est donnée par la figure ci-dessous.

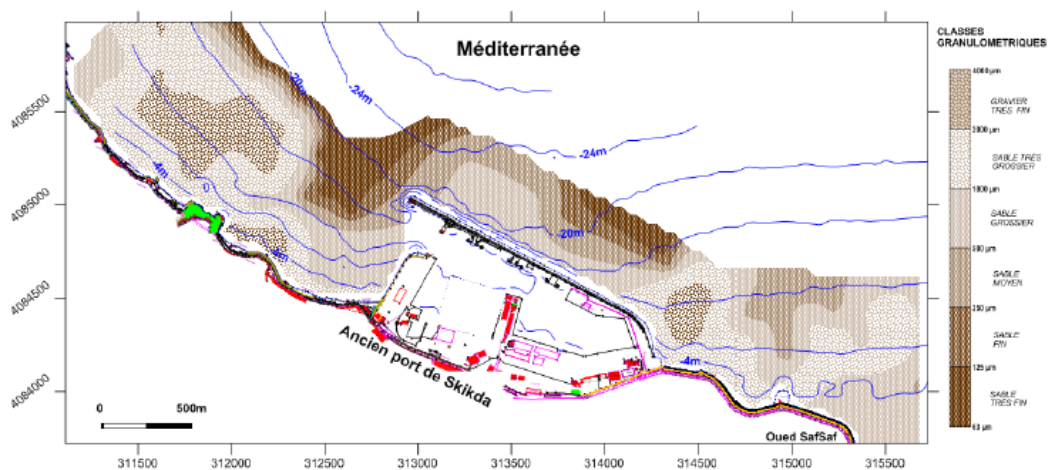


Figure III.7 : La répartition spatiale du transport sédimentaire

III.4 Trafic du port :

Les valeurs du trafic récupérées de l'annuaire statistique (2023) du port de Skikda ont une forte fluctuation (voir l'annexe), afin de déterminer le taux d'accroissement réel du trafic il est impératif de trier ces valeurs et de calculer la médiane.

La médiane est la valeur centrale d'une série statistique, la moitié des observations lui sont inférieures ou égales et la moitié des observations lui sont supérieures ou égales.

Etapes pour calculer la médiane :

Calculer les variations annuelles pour chaque type de trafic

Classer les variations annuelles de la série statistique dans l'ordre croissant, rejeter ou écarter les valeurs singulières car elles ne représentent pas la réalité, puis finalement calculer la moyenne des valeurs jugées proches.

III.4.1 Prévisions du trafic pour l'année 2050 :

Trafic Marchandises générales :

2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
3 731 018	4 284 638	4 462 612	4 169 526	3 379 100	3 038 920	2 942 481	2 601 483	2 700 500	4 018 096	4 015 618
Année	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
Variation(%)	12.92	3.98	-7.03	-23.39	-11.19	-3.28	-13.11	3.67	32.79	-0.06
Var triées	-23.39	-13.11	-11.19	-7.03	-3.28	-0.06	3.67	3.98	12.92	32.79
Var retenue (%)						1.079				
Prévision 2050						5 365 184				

Tableau III.9 : Prévision du trafic marchandises générales

Trafic Conteneurs :

2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
132 290	148 321	160 230	169 614	161 845	190 186	190 492	154 614	124 357	142 352	163 557
Année	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
Variation(%)	10.80	7.43	5.53	-4.80	14.90	0.16	-23.20	-24.33	12.64	12.96
Var triées	-24.33	-23.20	-4.80	0.16	5.53	7.43	10.80	12.64	12.96	14.90
Var retenue (%)					2.081					
Prévision 2050					285 247					

Tableau III.10 : Prévision du trafic conteneurs**Trafic des Céréales : tonnage**

2015	2020	2022	2023
1 400 000	2 000 000	2 498 000	2 410 000
Année	2015-2020	2020-2022	2023
Variation (% par an)	6	9.97	-3.65
Var triées	-3.65	6	9.97
Var retenue (%)		1.174	
Prévision 2050		3 303 008	

Tableau III.11 : Prévision du trafic céréalier

III.4.2 Frais dépensés en raison du stationnement des navires pour l'année 2023 :

Dans le but d'illustrer la saturation du port actuel voici un tableau indiquant les frais dépensés en raison du stationnement des navires en 2023 :

Type de navire	TJB annuel	Attente rade (h)	Séjour quais (h)	Tarifs rade (DA)	Tarifs quais (DA)	Somme (DA)
RO/RO	901 968	125	3 743	1 291 881.25	51 344 340.49	52 636 221.74
P. Conteneur	4 404 815	6 773	14 231	341 845 762.4	953 333 192.8	1 295 178 955
Céréales	1 966 020	8 596	13 587	193 644 778.3	406 249 771.5	599 894 549.7
Carg homogènes	6 335 589	207	2 165	15 027 225.16	208 605 867.4	223 633 092.6
Ciment	1 020 000	2 805	4 196	32 783 437.5	65 090 450	97 873 887.5
Fer	5 280 000	2 154	9 197	130 317 000	738 519 100	868 836 100
Divers	200 179	531	3 038	1 217 964.103	9 248 853.655	10 466 817.76
Total	20 108 571	21 191	5 0157	716 128 048.7	2 432 391 576	3 148 519 624

Tableau III.12 : Frais dépensés en raison du stationnement des navires pour l'année 2023

Remarque : Le chiffre d'affaires du port cette année a atteint 10 milliards de DA

III.4.3 Types de Trafic :

Le Trafic du port de marchandise est principalement orienté vers deux volets,

Le transport de produits agricoles (34%)

Le trafic conteneur à plus de (60%)

Ce qui justifie le besoin d'une extension qui se traduit par la réalisation de nouveaux quais céréaliers et de nouveaux terminaux à conteneurs ainsi que des terre-pleins pour stocker les marchandises.

III.5 Besoins pour l'aménagement :

En tenant compte des résultats de l'analyse des données relatives aux prévisions de trafics portuaires à l'horizon 2050 et des capacités du port de Skikda, nous présentons les différents nouveaux aménagements portuaires pour satisfaire le trafic à l'horizon 2050.

III.5.1 Postes nécessaires pour les conteneurs

Pour faire face au trafic conteneurs prévu à l'horizon 2050 évalué à 2 250 000 t/an ou 285 250 TEU/an, la construction d'un terminal à conteneurs est nécessaire.

Sur la base de la même méthode de calcul d'un navire porte-conteneurs de plus grande capacité, en se basant sur le nombre de conteneurs par navire chargé de 1 100 TEU.

Les caractéristiques de ce navire sont les suivantes :

Poids = 20 000 DWT, longueur = 184 m, largeur = 28,7 m, tirant d'eau = 10 m.

Les portiques de déchargement sont nécessaires et la cadence moyenne de manutention est de 20 conteneurs à l'heure par portique.

Par conséquent, deux (02) nouveaux postes sont requis sur une longueur totale de 428 m = 2 x (184 m + 30 m) et à une profondeur en pied de quai de 12 m.

Les dimensions de ce poste à quai sont les suivantes :

Longueur : 428m

Profondeur en pied de quai : 12 m,

Surface des terre-pleins : 30 ha

III.5.2 Poste nécessaire pour les céréales

Le trafic céréalier attendu à l'horizon 2050 est de 3 303 000T/an.

Sur la base du navire de 60 000 T et des portiques à grues pour les déchargements d'une capacité de 2 000 T/H, la durée moyenne de manœuvre et de déchargement d'un navire est de 34 heures

Par conséquent, les aménagements devront prévoir 2 (deux) postes sur une longueur totale de 500 m

(2*(220 m + 30 m)) et à une profondeur en pied de quai de 15,00 m.

III.5.3 Navire de projet :

Type du navire	Tonnage (DWT)	Déplacement (tonnes)	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)
Céréalier	75 000	84 000	231	32.3	13.7

Tableau III.13 : Caractéristiques du navire de projet

Les dimensions de la passe d'entrée du port et du cercle d'évitage pour le navire de 75 000 T assisté de remorqueurs, sont les suivantes :

- Passe d'entrée au port : 1.1 x la longueur du grand navire \approx 275 m,
- Cercle d'évitage : 2 x la longueur du plus grand navire \approx 500 m).

Deux options d'aménagement ont été étudiées

- Option n°1 : Création d'une nouvelle darse à l'Ouest du port,
- Option n°2 : Création d'une nouvelle darse à l'Est du port.

III.6 Présentation des variantes :

Sur la base des exigences précédentes et l'évaluation des besoins deux esquisses ont été projetées :

- Variante 1 : consiste en l'extension de l'ancien port vers Stora et la création d'un troisième bassin ;
- Variantes 2 et 3 l'extension du port à l'Est du port et la création d'une nouvelle jetée principale enracinée au niveau de l'ilot des chèvres.

III.6.1 Variante n°01 :

Cette variante consiste en l'avancement de la jetée principale existante vers la plage de Stora et la création d'une troisième darse

La variante n°1 est composée :

- D'une jetée Principale type digue à talus, sur un linéaire d'environ 1325 ml, fondée à des profondeurs qui varient entre - 15 m et - 20 m, avec une passe d'entrée de 300m orientée Nord-Ouest,
- D'un épi type digue à talus implanté sur la jetée principale sur un linéaire d'environ 90m
- D'une jetée secondaire type digue à talus, sur un linéaire d'environ 566 ml, fondée à des profondeurs qui varient entre - 0 m et - 15 m,
- D'un quai pour conteneurs en caisson en béton armé fondé à - 15 m, sur un linéaire de 866 m,
- D'un quai pour navire céréaliers en caisson en béton armé fondé à -15 m, sur un linéaire de 250 m
- De terre-pleins d'une superficie d'environ 35 Ha, remblayé par un TVC 0-200kg et revêtu par un revêtement souple en béton bitumineux,

Les résultats de simulation de l'état d'agitation de la variante d'aménagement 1 étudiée sont illustrés en annexe

Inconvénients de cette variante :

- L'évacuation et le transport des marchandises ne peuvent être assurés que par l'ancienne sortie de l'ancien port de Skikda.
- Les travaux de réalisation pourraient obstruer l'activité actuelle du port et compte tenant de la saturation et des tarifs de stationnement calculés, l'impact de cette obstruction serait très lourd.
- Une partie du projet de protection du rivage à l'ouest du port serait occultée si on venait à réaliser les travaux d'extension.
- Absence de possibilités d'extensions futurs
- Un volume important de déroctage

- La variante 1 pourrait engendrer des contraintes d'approche et de navigation du fait de l'espace réduit qui se trouve entre le phare et le musoir de la nouvelle jetée estimé à 1000m uniquement.

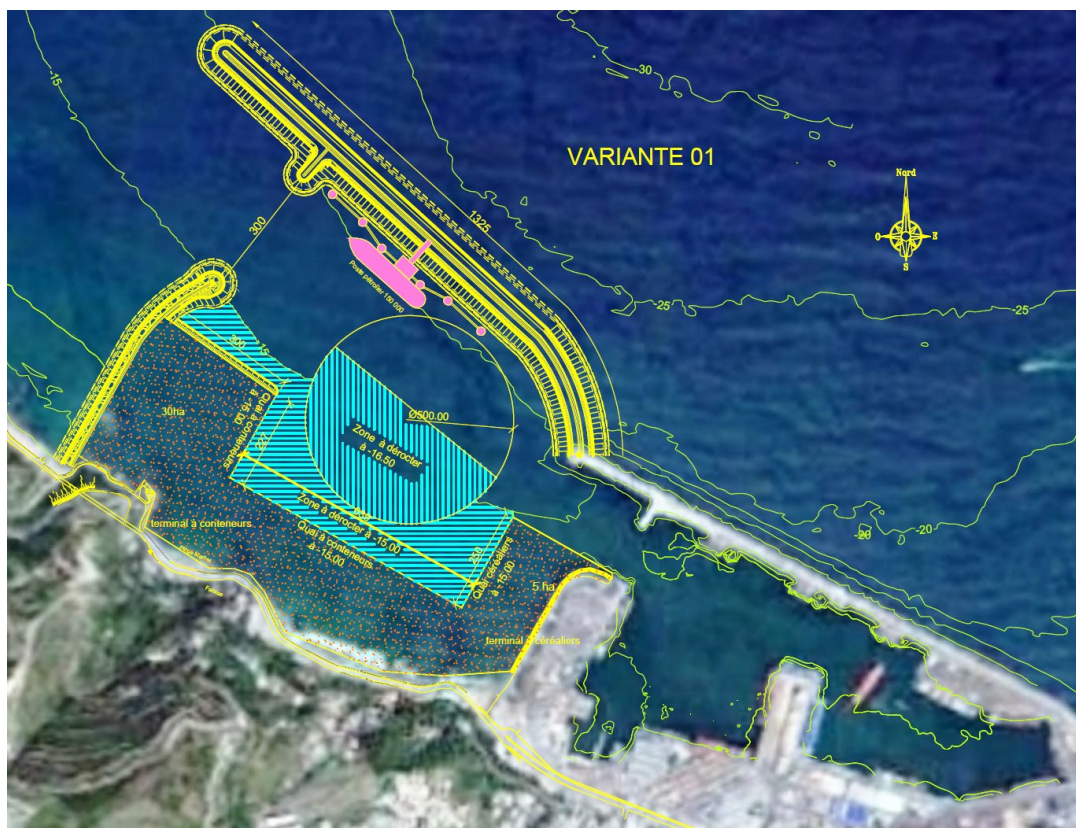


Figure III.8 : Plan de masse de la variante 1

III.6.2 Variante n°02 :

Cette variante consiste en une extension du côté extérieur de la jetée principale du l'ancien port avec des terre-pleins gagnés en mer et la création de postes à quai supplémentaires.

Ces quais seront protégés par une jetée parallèle à la jetée principale existante enracinée au niveau de l'îlot des chèvres (juste après l'hôtel EL MANAR)

Variante n°2 est composée :

- D'une jetée principale type digue à talus sur un linéaire d'environ 3800 ml, fondée à des profondeurs variantes entre - 0 m et - 26 m, parallèle à la jetée principale existante avec une passe d'entrée orientée Nord-Ouest,
- D'un épi type digue à talus implanté sur la nouvelle jetée principale sur un linéaire d'environ 60m
- D'un épi type digue à talus implanté sur l'ancienne jetée principale sur un linéaire d'environ 80m

- D'un quai pour conteneurs en caisson en béton armé fondé à - 15 m, sur un linéaire de 837 m,
- D'un quai pour céréaliers en caisson en béton armé fondé à -15 m, sur un linéaire de 500 m
- De terre-pleins d'une superficie totale de 68 Ha, remblayé par un TVC 0-200kg et revêtu par revêtement souple en béton bitumineux,

La variante 02 avec digue à talus fait ressortir des agitations résiduelles acceptables au niveau de la passe d'entrée, des bassins et des quais (0.1m-0.4m). Ces valeurs restent convenables au regard des valeurs des agitations admissibles, conventionnellement admises (voir annexe)



Figure III.9 : Plan de masse de la variante 2

Inconvénients de cette variante :

La forme courbée de la jetée principale implique que la structure de celle-ci soit sous forme d'une digue à talus sur des profondeurs supérieures à 20m tout en étant non accostable, la courbure engendre systématiquement deux points singuliers (singularités ou points faibles) au niveau des extrémités de l'arc et ajoute à la complexité de mise en œuvre et au risque d'instabilité de l'ouvrage

III.6.3 Variante n°3

Après une étude d'agitation sur les variantes esquissées, les variantes n° 2 a été améliorées par :

-un ajout d'un quai commercial d'un tirant d'eau de 15m, par le prolongement des quais pour navire porte conteneur passant ainsi d'un total de 837ml à 1130ml,

-un changement de conception du type de structure d'une partie de la jetée principale,

Variante n°3 est composée :

- D'une jetée Principale type digue à talus sur un linéaire d'environ 2033 ml, fondée à des profondeurs qui varient entre - 0 m et - 20 m, et les 1370 ml restants sont réalisés en digue verticale, avec une passe d'entrée orientée Nord-Ouest,
- D'un épi type digue verticale implanté sur la nouvelle jetée principale sur un linéaire d'environ 80m
- D'un épi type digue à talus implanté sur l'ancienne jetée principale sur un linéaire d'environ 420m
- D'un épi type digue à talus implanté sur l'ancienne jetée principale et joint à la façade ouest du terre-plein des postes céréaliers sur un linéaire d'environ 211m
- D'un quai pour conteneurs en caisson en béton armé fondé à - 15 m, d'un linéaire de 1130m,
- D'un quai pour céréaliers en caisson en béton armé fondé à -15 m, d'un linéaire de 496m
- De terre-pleins d'une superficie totale d'environ 88 Ha, remblayé par un TVC 0-200kg et revêtu par revêtement souple en béton bitumineux.

Le plan de masse de la variante 3 est présenté en format A3 en fin de chapitre

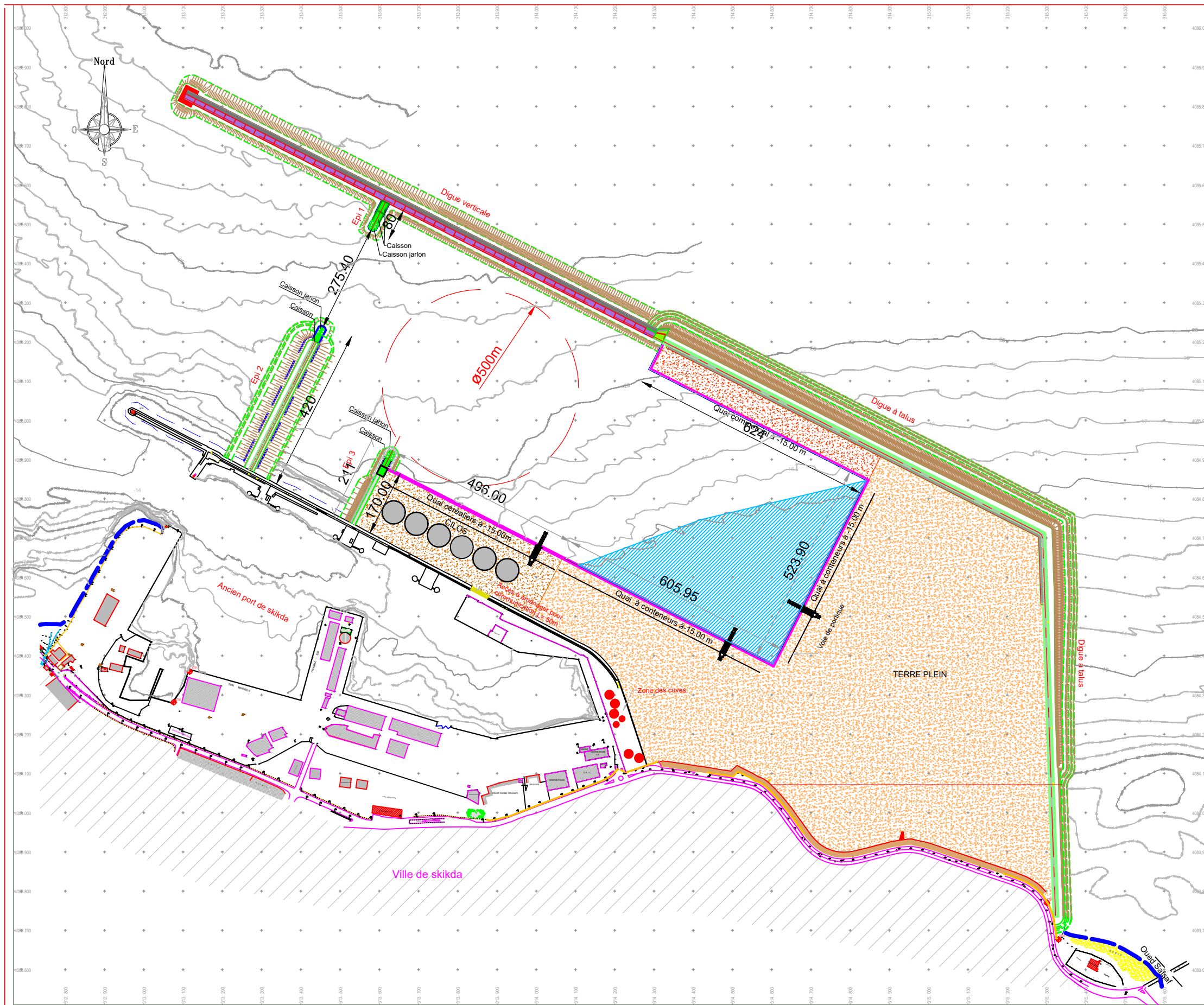
III.6.4 Comparaison des variantes :

	Variante 01	Variante 02	Variante 03
Volume de déroctage (m ³)	1 880 000.00	650 000.00	300 000.00
Jetée principale	Non accostable	Non accostable	Partiellement accostable
Accessibilité	Contraintes d'approche et de navigation	Pas de contraintes d'approche et de navigation	Pas de contraintes d'approche et de navigation
Surface terre-pleins	35 Ha	68 Ha	88 Ha
Structure de la jetée principale	Digue a talus	Digue a talus	Digue a talus + digue mixte
Nature des travaux de la jetée principale	Par voie maritime (problème d'accessibilité)	Par voie terrestre	Par voie terrestre (digue a talus) + par voie maritime (digue mixte)
Linéaire de la jetée principale (m)	1325	3800	Digue à talus 2033 ml et 1370 m de type digue mixte
Linéaire de quai céréalier (m)	250	500	500
Linéaire de quai conteneur (m)	866	837	1130
Impact sur l'activité du port actuelle	Obstruction de l'activité du port	Ne bloque pas l'activité du port actuelle	Ne bloque pas l'activité du port actuelle

Tableau III.14 : Tableau comparatif des variantes d'aménagement**III.7 Conclusion :**

Ce chapitre a permis de décrire l'aménagement et composants actuels du port, d'énoncer les différentes données techniques du site, d'évaluer le Trafic à l'horizon 2050 et à partir de ce dernier déduire les besoins en extensions.

Ce chapitre a permis aussi de présenter et de comparer les différentes variantes d'extension pour finalement retenir la variante qui offre le meilleur équilibre entre protection, accessibilité et rentabilité de l'aménagement



CARACTERISTIQUES TECHNIQUES

- Digue à talus2033 ml
- Digue verticale1369.80 ml
- Quai à conteneurs1129.85 ml; S=75.82 Ha
- Quai à céréalières496 ml; S=8.5 Ha
- Quai commercial624ml; S=4.00 Ha
- Zone à dérocter à -15.00m S=15.00 Ha
- Epi 01 80.00 ml
- Epi 02 420.00 ml
- Epi 03 211.00 ml
- Cercle d'évitageØ 500 m
- Passe d'entrée275.40 ml
- Surface plan d'eau83.24 Ha
- Mur de soutènementL=1245ml
- Extension rejetsL=750ml
- Talus en enrochementsL=1120ml



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'études
 Étude d'extension de l'ancien port de SKIKDA

Réalisé par
 Z.ZAOUCHE
 Y.ZEMMOUR

Encadré par
 Douadi RAHMANI

Titre
 Plan de masse de la Variante retenue

Échelle
 1/10 000

Année universitaire
 2024 / 2025

- CHAPITRE IV -
Dimensionnement
des ouvrages
extérieurs

IV.1 Digue à talus :

Elles représentent le type d'ouvrage le plus utilisé pour la protection des infrastructures côtières et maritimes contre l'action des houles et courants, les digues à talus sont constituées de matériaux rocheux disposés par ordre croissant de diamètre et recouverts par une carapace généralement en blocs artificiels.

La variante retenue comprend une structure en digue à talus sur une partie de la jetée principale sur 2033 ml ainsi que sur l'épis N2 et l'épis N3

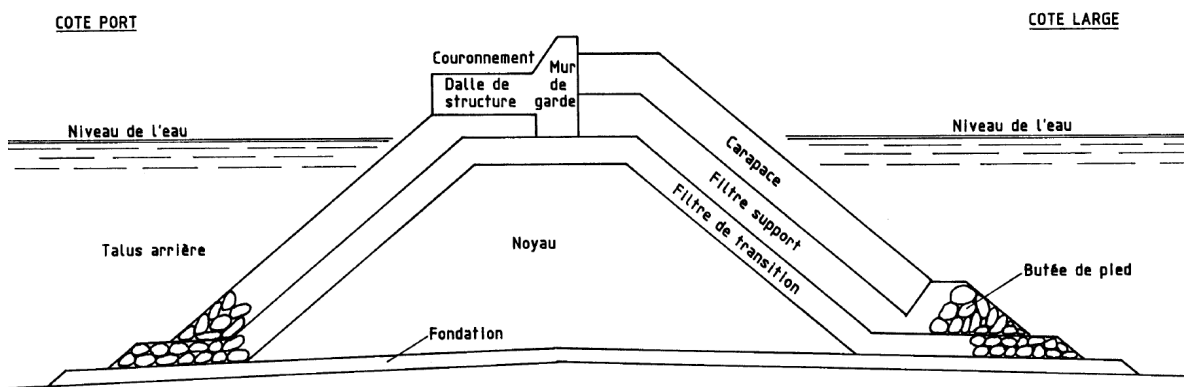


Figure IV.1 : Coupe type d'une digue à talus

La carapace sera constituée de blocs artificiel type (Blocs Cubiques Rainurés) car ce type de blocs donne généralement de bons résultats tout en étant dénué de brevet, le coffrage du BCR est plus simple à réaliser ce qui justifie son moindre cout.

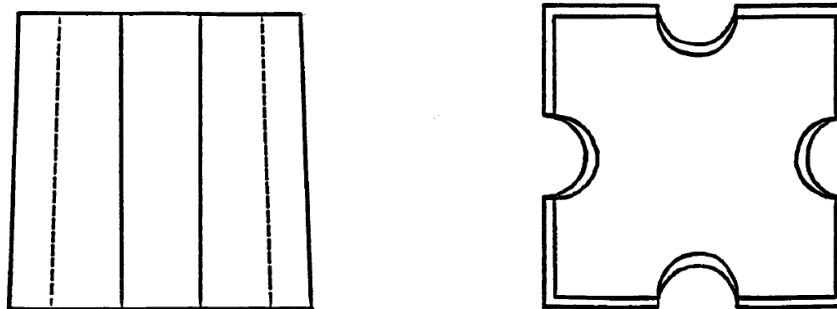


Figure IV.2 : Schémas d'un bloc type BCR

Méthodes de dimensionnement :

Plusieurs approches et formules empiriques seront utilisées lors des calculs des différents composants des digues à talus.

Les profils calculés sont :

-Jetée principale :

Profil courant à 20m de profondeur

Profil coude

Profil à 10m de profondeur

Profil de l'enracinement

-Épis N°2 :

Profil courant (20m de profondeur)

Le calcul de ces profils comprendra :

IV.1.1 La carapace :

La méthode de Hudson sera utilisée en raison de sa grande plage d'applicabilité.

IV.1.1.1 Poids de la carapace :

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

W : poids unitaire des blocs de la carapace en tonnes

H : hauteur de la houle de projet en mètres

(α) : angle du talus d'encrochement par rapport à l'horizontale

K_D : coefficient de stabilité adimensionnel de Hudson

γ_s : densité du matériau constitutif du bloc en t/m^3

γ_w : densité de l'eau de mer égale à $1.026 t/m^3$

IV.1.1.2 Epaisseur de la carapace :

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

E : épaisseur de la carapace en mètres

(n) : nombre de couches

K_Δ : coefficient de couche

IV.1.2 Filtre support :

Le filtre support est une sous-couche située entre le filtre de transition (ou le noyau) et la carapace, il répartit les charges appliquées par les éléments lourds de la carapace (enrochements ou blocs artificiels) sur la structure sous-jacente et renforce la stabilité de la digue.

IV.1.2.1 Poids du filtre :

$$W_f = \frac{W}{10}$$

Correction du poids : $70\% \leq W_f \leq 130\%$

IV.1.2.2 Epaisseur du filtre :

$$e = n \times K_{\Delta} \times \left(\frac{W_f}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

IV.1.3 Filtre de transition :

Le filtre de transition sert d'interface entre deux couches de matériaux de granulométries différentes, il empêche les fines particules de la couche intérieure (noyau) de migrer vers l'extérieur sous l'effet de l'érosion.

IV.1.3.1 Poids du filtre :

$$W_f = \frac{W}{200}$$

Correction du poids : $50\% \leq W_f \leq 150\%$

IV.1.3.2 Epaisseur du filtre :

$$e = n \times K_{\Delta} \times \left(\frac{W_f}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

IV.1.4 Noyau :

$$W_n = \frac{W}{4000}$$

IV.1.5 Vérification des règles de Terzaghi :

$$\frac{D_{15(\text{filtre})}}{D_{85(\text{noyau})}} < 5$$

$$4 < \frac{D_{15(\text{filtre})}}{D_{15(\text{noyau})}} < 5$$

$$\frac{D_{50(\text{filtre})}}{D_{50(\text{noyau})}} < 5$$

$$D_i = i(\Phi_s - \Phi_i) + \Phi_i$$

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

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

Avec : (i) Pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D

IV.1.6 La butée :

Située à la base de la structure, côté mer. Elle joue un rôle clé dans la stabilisation et la protection des talus exposés aux actions du run-down et aux assauts de la houle, le calcul de la butée se fait par le biais de la formule et l'abaque suivante :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{50}} = \frac{1.6}{N_{0d}^{-0.15} - 0.4 \frac{h_b}{H_s}}$$

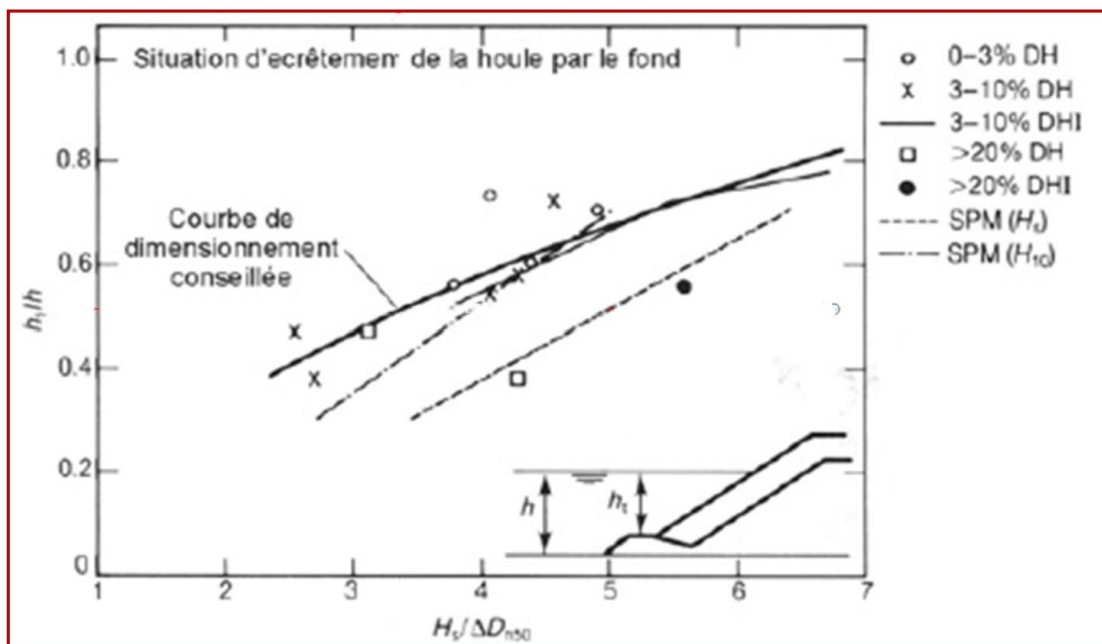


Figure IV.3 : Abaque de prédimensionnement de la butée de pied

IV.1.7 Calcul du Run-up (formule du L.N.H)

$$\frac{Ru}{H_s} = 0.67 \times r \times \left(\frac{\text{tg}(\alpha)}{\sqrt{H_s/L}} \right)^{0.51}$$

H : hauteur de la houle de projet en mètres

L : longueur d'onde de la houle

(r) : correction pour la rugosité du talus (r = 0.5) pour BCR

(α) : angle du talus d'engrènement par rapport à l'horizontale

IV.1.8 Talus arrière :

Principalement pour l'épis N°2

Le calcul se fait à l'aide du graphique extrait du Rock Manual

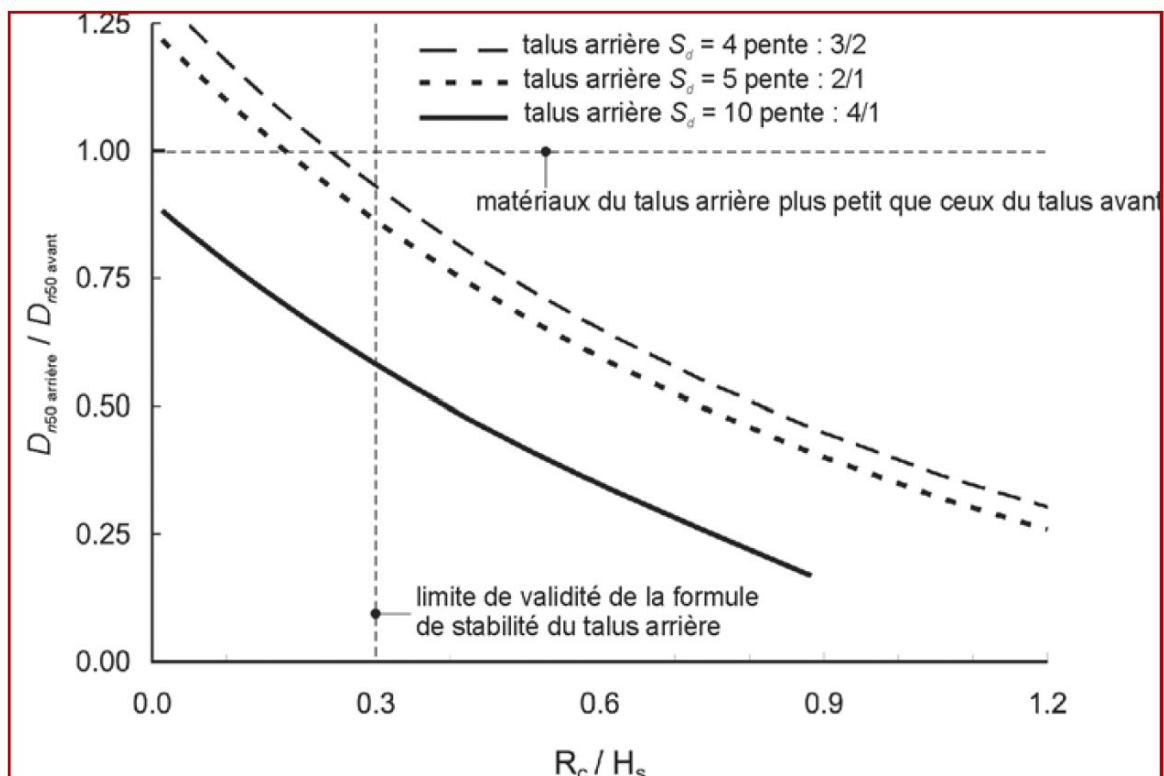


Figure IV.4 : Abaque de calcul du talus arrière

IV.1.9 Débit de franchissement :

Méthode de TAW : en eau peu profonde ($d \leq 3H_s$)

$$\frac{Q}{\sqrt{g \times H^3}} = 0.21 \times \text{EXP} \left(\frac{-R_c}{\gamma_f \times \gamma_\beta \times H(0.33 + 0.022\xi_{m0})} \right)$$

Q : débit de franchissement

H : hauteur de la houle

γ_f : coefficient de correction pour la rugosité du talus (BCR sur deux couches ($\gamma_f = 0.47$))

γ_β : coefficient de correction pour l'angle d'incidence de la houle sur l'ouvrage

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0033|\beta|$$

R_c : hauteur de la crête

ξ_{m0} : nombre d'Iribarene (paramètre de déferlement) ($\xi_{m0} > 7$)

$$\xi_{m0} = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{2\pi \times H}{g \times T^2}}}$$

Condition du rock manuel : ($2 \times 10^{-3} \leq Q \leq 0.02$) en ($m^3/s.m$) pour une digue à talus

IV.1.10 Expression des résultats de calculs :

Les résultats sont illustrés dans les tableaux suivants :

Profil courant à 20m de profondeur de la jetée principale

élément	résultat	
carapace	Poids	BCR 40 tonnes
	épaisseur	5.6 m
Filtre support	Poids	3 à 5 tonnes
	épaisseur	3 m
Filtre de transition	Poids	1 à 3 tonnes
	épaisseur	2.4 m
Noyau	Poids	TVC 1-500 Kg
Butée	Poids	6 tonnes
	épaisseur	5 m

Tableau IV.1 : résultats de calcul de profil courant à 20m de profondeur

Run up = 11.019 m

Profil coude de la jetée principale

élément	résultat	
carapace	Poids	BCR 40 tonnes
	épaisseur	5.6 m
Filtre support	Poids	3 à 5 tonnes
	épaisseur	3 m
Filtre de transition	Poids	1 à 3 tonnes
	épaisseur	2.4 m
Noyau	Poids	TVC 1-500 Kg
Butée	Poids	6 tonnes
	épaisseur	4 m

Tableau IV.2 : résultats de calcul de profil coude à 14m de profondeur

Run up = 11.019 m

Profil courant à 10m de profondeur de la jetée principale

élément	résultat	
carapace	Poids	BCR 24 tonnes
	épaisseur	4.7 m
Filtre support	Poids	2 à 3 tonnes
	épaisseur	2.5 m
Filtre de transition	Poids	1 à 3 tonnes
	épaisseur	2 m
Noyau	Poids	TVC 1-500 Kg
Butée	Poids	4 tonnes
	épaisseur	3 m

Tableau IV.3 : résultats de calcul de profil courant à 10m de profondeur

Run up = 8.95m

Profil de l'enracinement de la jetée principale

élément	résultat	
carapace	Poids	6 tonnes
	épaisseur	3m
Filtre	Poids	1 à 3 tonnes
	épaisseur	2m
Noyau	Poids	TVC 1-500 kg
Butée	Poids	/
	épaisseur	/

Tableau IV.4 : résultats de calcul de profil d'enracinement

Run up = 5.211 m

Profil courant de l'épis N°2

élément	résultat	
carapace	Poids	BCR 34 tonnes
	épaisseur	5.3m
Filtre support	Poids	2.5 à 5 tonnes
	épaisseur	2.8m
Filtre de transition	Poids	1 à 3 tonnes
	épaisseur	2.1m
Noyau	Poids	TVC 1-500 Kg
Butée	Poids	5.8 tonnes
	épaisseur	5m
Talus arrière	Poids	6 tonnes
	épaisseur	3 m
Transmission au niveau de l'épis N°2	Kt	Hauteur de houle transmise
	0.06	0.29 m

Tableau IV.5 : résultats de calcul de profil de l'épis 2

Run up = 11.073 m

Le poids et l'épaisseur du filtre de transition ainsi que le poids du noyau étant les mêmes pour tous les profils, les résultats de la vérification des règles de Terzaghi sont regroupés sur le tableau suivant :

Φ_s filtre	1.293	Φ_s noyau	0.71
Φ_i filtre	0.896	Φ_i noyau	0
D15 filtre (mm)	0.955	D15 noyau (mm)	0.11
D50 filtre (mm)	1.094	D50 noyau (mm)	0.35
		D85 noyau (mm)	0.595
(D15 filtre) / (D85 noyau)	1.6		
(D15 filtre) / (D15 noyau)	4.34		
(D50 filtre) / (D50 noyau)	3.126		

Tableau IV.6 : vérification des règles de Terzaghi, pour tous les profils**Débit de franchissement moyen :**

On prend la houle de direction (Nord 10° avec H = 7.8m et T = 14.4s et $\beta = 17^\circ$), on trouve :

$Q = 0.0154 \text{ m}^3/\text{s.m}$ (débit acceptable suivant le rock manual)

IV.2 Digue mixte :

Lorsque les profondeurs sont importantes, la digue est souvent de type mixte : la partie inférieure est constituée sous forme d'un ouvrage à talus, surmonté par un ouvrage de type vertical. Les dimensions et la structure de l'ouvrage vertical doivent être suffisantes pour résister aux efforts de la houle.

La consommation en enrochements naturels est moindre que pour un ouvrage à talus de même hauteur, la consommation de béton est également moindre que pour un ouvrage de type vertical de hauteur suffisante pour éviter le déferlement.

La réflexion de la houle sur les parois verticales en double l'amplitude, imposant ainsi de porter, à un niveau suffisamment élevé la crête du couronnement afin d'empêcher son franchissement.

On appelle une digue mixte verticalement, lorsque le soubassement est supérieur à 30% de la profondeur

Digue à paroi pleine « mixte » : $d < 0,7h$

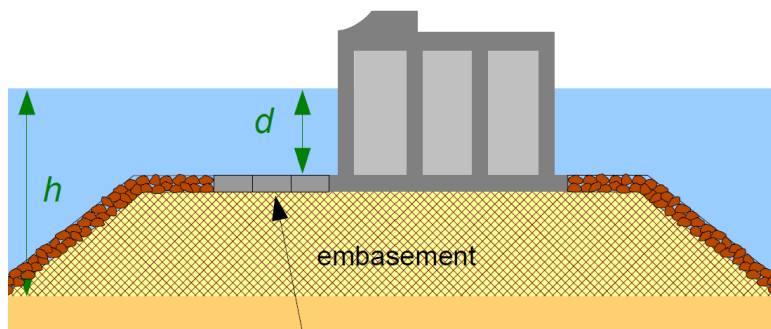


Figure IV.5 : Schéma explicatif d'une digue mixte verticalement

IV.2.1 Prédimensionnement :

La jetée principale comporte un linéaire de 1370 ml de type digue à parois pleines mixte verticalement, fondée à des profondeurs qui varient entre - 23 m et - 29 m,

Le prédimensionnement se fera selon l'approche de (PIANC 1976)

H_U : la hauteur de houle à l'état limite de service (hauteur de houle biennale)

H_R : la hauteur de houle à l'état limite de rupture (hauteur de houle centennale)

L_W : le niveau d'eau à marée basse

H_w : le niveau d'eau à marée haute

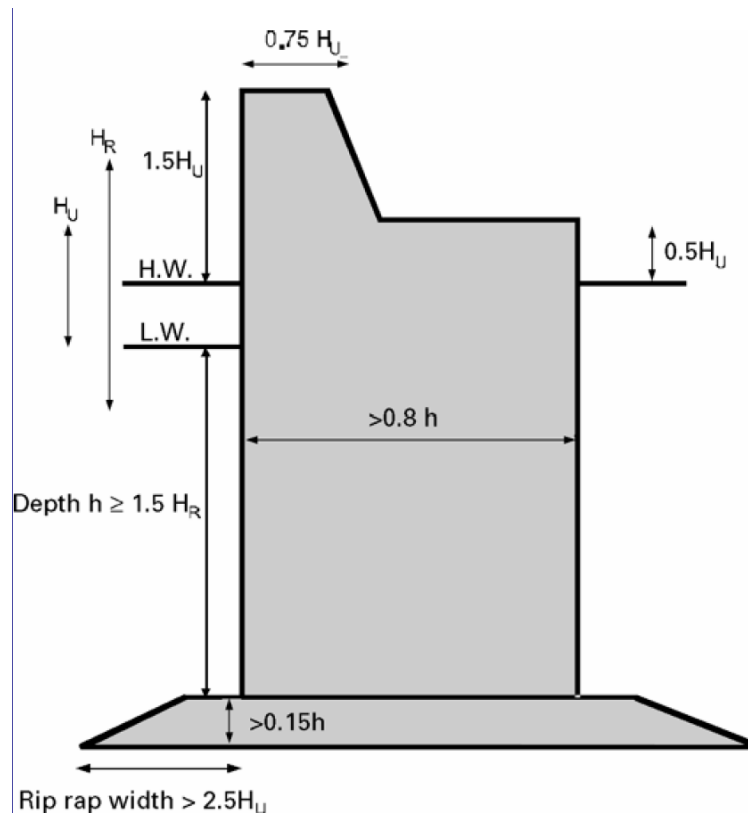


Figure IV.6 : prédimensionnement d'une digue verticale (PIANC)

IV.2.2 Vérification de Stabilité

La vérification de la stabilité du caisson se fera selon l'approche des forces hydrodynamiques de GODA,

Mécanismes de rupture traités sont :

- Le glissement du caisson sur l'embase
- Le renversement du caisson
- La capacité portante de l'embase
- L'instabilité de la berme et des enrochements de l'embase

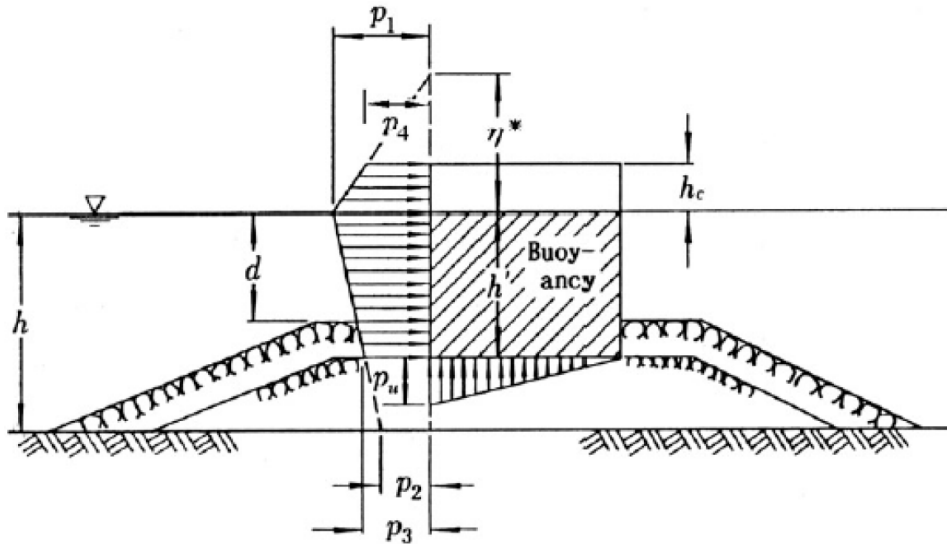


Figure IV.7 : schéma de repartition des pressions hydrodynamiques (GODA)

$$p_1 = 0.5 (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \times \cos^2 \beta) \rho g H_D$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh \left(\frac{2\pi h}{L} \right)}$$

$$p_3 = \alpha_3 \times p_1$$

$$p_4 = \begin{cases} 0 & \text{pour } (\eta < R_C) \\ \left(1 - \frac{R_C}{\eta}\right) p_1 & \text{pour } (\eta > R_C) \end{cases}$$

$$p_u = 0.5 (1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \rho g H_D$$

Avec les coefficients :

$$\eta = 0.75 (1 + \cos \beta) H_D$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left(\frac{4\pi \frac{h}{L}}{\sinh \left(4\pi \frac{h}{L} \right)} \right)^2$$

$$\alpha_2 = \min \left(\left(\frac{h-d}{3h} \right) \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right)$$

$$\alpha_3 = 1 - \left(\frac{d'}{h} \right) \left(1 - \frac{1}{\sinh \left(2\pi \frac{h}{L} \right)} \right)$$

(β) : angle d'incidence de la houle

L : longueur d'onde de la houle

H_D : hauteur de la houle de dimensionnement ($H_D = 1.8 H_s$)

Les forces hydrodynamiques sont calculées par intégration des diagrammes de pression comme suit :

Force horizontale (KN/ml) :

$$F_H = (p_2 + p_1) \frac{R_C}{2} + (p_3 + p_1) \frac{d'}{2}$$

Force verticale (KN/ml) :

$$F_V = \frac{-1}{2} B p_u$$

Moment Horizontal (KN.m/ml) :

$$M_H = l_H \times F_H$$

$$l_H = d' + \frac{R_C^2(p_1 + 2p_4) - d'^2(p_1 + 2p_3)}{3R_C(p_1 + p_4) + 3d'(p_1 + p_3)}$$

Moment vertical (KN.m/ml) :

$$M_V = l_V \times F_V$$

$$l_V = \frac{2}{3} B$$

IV.2.2.1 Vérification de la stabilité au glissement :

$$(\text{Poids du caisson} - F_V - \text{poussée d'Archimede}) \times \frac{f}{F_H} > F_S$$

Avec : (f : coefficient de frottement béton/enrochement) et (F_S : facteur de sécurité)

IV.2.2.2 Vérification au renversement du caisson :

$$\frac{M_G - M_V}{M_H} > F_S$$

IV.2.2.3 Vérification de la stabilité de la berme et des enrochements de l'embase ment :

Formule de stabilité des enrochements naturels (Madrigal et Valdès 1995) :

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(5.8 \frac{h'}{h} - 0.6 \right) N_{od}^{0.19}$$

($N_{od} = 2$) dommages acceptables (5 à 10% des blocs déplacés)

Largeur de berme (B_B) :

$$0.55 > \frac{B_B}{h} > 0.3$$

IV.2.2.4 Dimensions des dalettes perforées :

Elles servent à minimiser l'érosion des enrochements du soubassement du profil musoir lors du (Run-down),

Leurs dimensions sont déterminées à partir de l'abaque suivante :

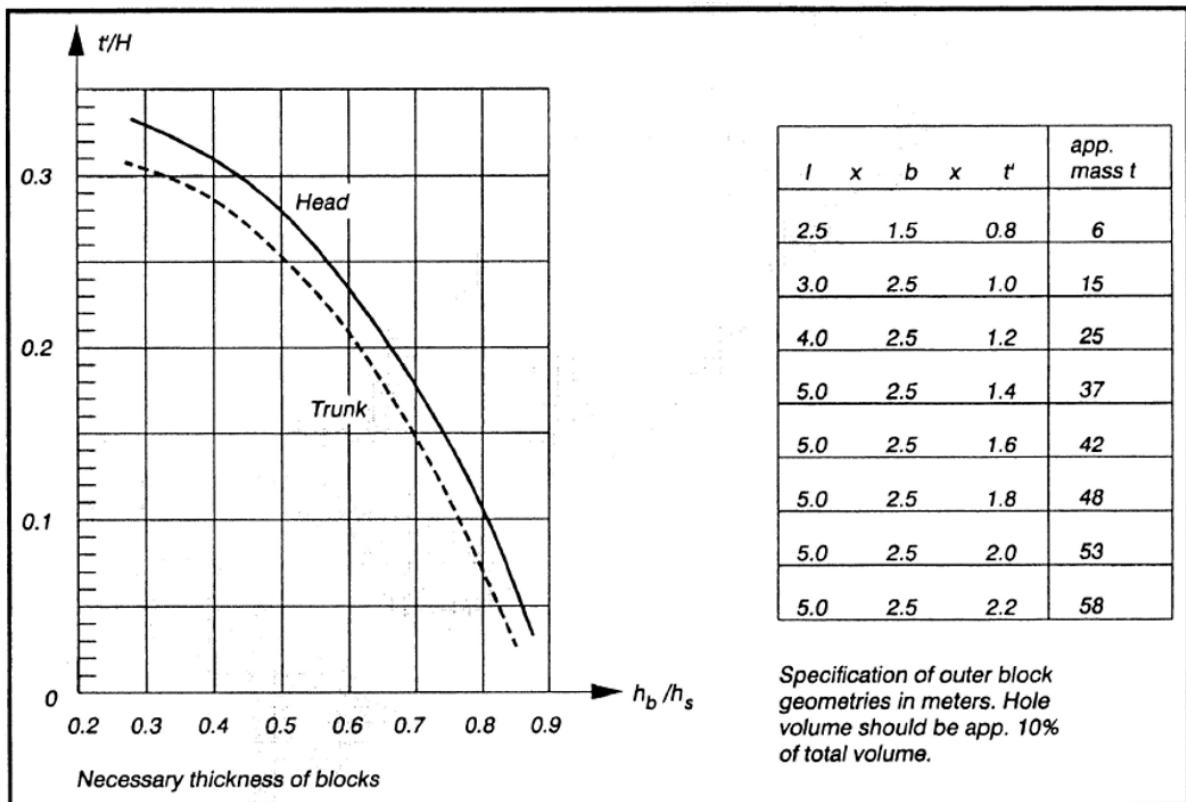
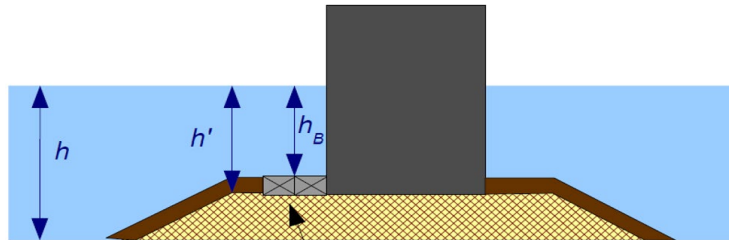


Figure IV.8 : calcul des dalettes perforées

IV.2.2.5 Vérification de la portance de l'embasement :

Le caisson exerce une charge excentrée sur l'embasement, ce qui pourrait entraîner des problèmes concernant la capacité portante au talon (le caisson peut être "enfoncé dans le sol" même s'il ne glisse pas ou ne bascule pas). La pression de fondation au talon peut être analysée à l'aide d'une formule donnée par Goda (2000) :

$$P_e(t/m) = \begin{cases} \frac{2 W_e}{3 t_e} & \text{pour } (t_e \leq \frac{B}{3}) \\ \frac{2 W_e}{B} \left(2 - 3 \frac{t_e}{B}\right) & \text{pour } (t_e > \frac{B}{3}) \end{cases}$$

$$t_e = B - 2e \quad , \quad e = \frac{M_{\text{resultante}}}{V_{\text{resultante}}}$$

$$W_e = V_{\text{resultante}} + \frac{M_{\text{resultante}}}{B}$$

Goda (2000) recommande de concevoir le caisson de manière que la pression de fondation reste inférieure à (400 à 500 kPa).

IV.2.2.6 Coefficient de transmission :

Les digues verticales mixte à paroi pleine sont pratiquement totalement réfléchissantes, le coefficient de réflexion K_r est légèrement inférieur à 1 et la transmission de la houle se fait uniquement par franchissement, la transmission dépend directement des conditions de houle et du niveau de la crête R_c

Le coefficient de transmission K_T est donnée par la formule de Kondo et Sato :

$$K_T = 0.3 \left(1.5 - \frac{R_C}{H_S}\right)$$

pour une digue franchissable, mais sans une agitation gênante à l'intérieur de port, on prend :

$$R_C = 1.2 H_S$$

IV.2.2.7 Débit de franchissement :

Estimation du débit moyen franchissant se fait par le biais de la formule développée par Franco et Franco (1999) à partir d'essais physiques en 3D :

$$\frac{q}{\sqrt{gH_S^3}} = 0.0082 \text{ EXP} \left(\frac{-3 R_C}{\gamma_\beta \gamma_{\text{geom}} H_S} \right)$$

γ_β : correction de l'obliquité de la houle [$\gamma_\beta = 0.83$ pour ($0^\circ < \beta < 20^\circ$)], [$\gamma_\beta = 0.83 \cos(20-\beta)$ pour ($\beta > 20^\circ$)]

γ_{geom} : correction de la forme du caisson ($\gamma_{\text{geom}}=1$) pour un caisson à paroi pleine.

IV.2.3 Expression des résultats de calculs (Digue mixte de la jetée principale) :

Données :

γ béton (t/m ³)	γ eau (t/m ³)	γ sable (t/m ³)	G (m/s ²)	Hs (m)	T (s)	β (deg)	L (m)	h courant	h musoir	f	Fs
2.5	1.026	1.7	9.81	7.8	14.4	17	126	23 m	29 m	0.6	1.2

Tableau IV.7 : données et hypothèses de calcul de la digue mixte

Paramètres :

Caisson vide (t)	Remblais (t)	Caisson plein (t)	Volume immergé (m ³)	Poussée d'Archimède (t)
10 280	20 840	31 120	1 586.4	15 967.2

Tableau IV.8 : Paramètres du caisson de la digue mixte

Profil courant							
α_1		α_2			α_3		
0.709		0.054			0.724		
Profil musoir							
α_1		α_2			α_3		
0.652		0.214			0.741		
Profil courant							
p_1 (t/m)	p_2 (t/m)	p_3 (t/m)	p_4 (t/m)	p_u (t/m)			
104.828	60.49	75.895	56.74	70.95			
Profil musoir							
p_1 (t/m)	p_2 (t/m)	p_3 (t/m)	p_4 (t/m)	p_u (t/m)			
117.175	52.285	86.827	63.422	66.781			
Profil courant							
F_H (t)	l_H (m)	M_H (t.m)	F_V (t)	l_V (m)	M_V (t.m)	l_g (m)	M_g (t.m)
2136.55	11.98	25 595.87	908.2	17.067	15 500	12.48	186 396.1
Profil musoir							
F_H (t)	l_H (m)	M_H (t.m)	F_V (t)	l_V (m)	M_V (t.m)	l_g (m)	M_g (t.m)
2 330.7	11.98	27 921.95	854.797	17.067	14 588.5	12.48	186 396.1

Tableau IV.9 : Sollicitation appliquées sur le caisson de digue

Caisson du profil courant			Caisson du profil musoir	
Non glissement	Facteur de sécurité	condition	Facteur de sécurité	condition
	3.282	vérifiée	3.02	vérifiée
Non renversement	Facteur de sécurité	condition	Facteur de sécurité	condition
	5.564	vérifiée	5.128	vérifiée
Capacité portante	Contrainte (KPa)	condition	Contrainte (KPa)	condition
	398.784	vérifiée	382.088	vérifiée

Tableau IV.10 : Vérification de stabilité du caisson de digue

Enrochement du soubassement du profil courant et du profil musoir	
M50	Epaisseur
(3 - 6) tonnes	3 m

Tableau IV.11 : Poids et épaisseur des enrochement du soubassement

Dalettes perforées pour profil musoir			
(l)	(b)	(t')	poids
5 m	2.5 m	2 m	53 tonnes

Tableau IV.12 : Caractéristiques des dalettes perforées

Largeur de la berme	
Profil courant	Profil musoir
10 m	15 m

Tableau IV.13 : Largeur de la berme de la digue mixte

Débit moyen franchissant (m³/h)	
25.25	
Transmission	
Kt	H transmise
0.0865	0.675 m

Tableau IV.14 : Débit moyen franchissant et coefficient de transmission de la digue mixte

IV.3 Analyse par Modèle Réduit Physique pour l'Étude de l'Agitation et de la Stabilité :

Dans le cadre de la conception des ouvrages extérieurs, les résultats des calculs manuels ont permis d'obtenir des estimations concernant la stabilité et le comportement de ces ouvrages sous l'action des forces hydrodynamiques. Pour affiner ces résultats, une étude en modèle réduit physique est nécessaire.

Le modèle réduit est une technique expérimentale qui consiste à reproduire à échelle réduite un ouvrage ou une structure dans un environnement contrôlé, tout en respectant l'effet d'échelle concernant la géométrie, la cinématique et la dynamique.

Cette méthode permet de valider les hypothèses théoriques, de simuler les interactions complexes entre l'ouvrage et son environnement, et d'observer des phénomènes difficiles à modéliser par des calculs analytiques ou numériques.

L'étude d'agitation a permis d'évaluer les niveaux de houle résiduelle et de vérifier l'efficacité des protections contre la houle dans le bassin portuaire. En parallèle, l'analyse de stabilité a confirmé la résistance des ouvrages extérieurs sous l'effet des charges statiques et dynamiques, tout en mettant en évidence les ajustements nécessaires pour assurer leur pérennité face aux événements extrêmes.

Cette analyse concerne l'étude de stabilité sur modèle réduit physique en bassin à houle.

Le présent rapport présente les résultats de l'étude de stabilité structurelle de l'aménagement faite à l'échelle 1/80e.

IV.3.1 Digue à talus :

Profil partie courante (A-A) : Ce profil est constitué de ;

D'un noyau en Tout Venant de Carrière de poids unitaire variant entre (1 -500) Kg, arasé à la cote + 1.00m suivant une pente de 3/2, qui se prolonge par une assise afin d'éviter tout affouillement ;

D'un filtre de transition en enrochements de poids unitaire variant entre (1 – 3) T, arasé à la côte +3.10m suivant une pente de 3/2.

Un filtre support en enrochements de (3-6) T arasée à +5.85m.

Une carapace en BCR de 50 T arasé à +11.45m.

Une super structure de dalle de roulement arasée à +3.80m, et un mur de garde arasé à +11.00m.

Un petit muret posé sur l'extrémité de la dalle de roulement d'une hauteur de 2m, et arasé à +5.80m, pour diminuer les franchissements retombant sur le terre-plein et le quai.

La butée est composée d'enrochements de (3-6) T de cote variable.

Profil B-B: Ce profil est constitué de :

Des mêmes caractéristiques que le profil A-A, sauf pour la carapace est constituée de BCR de 40T, arasé à +11.05m.

Profil C-C : Ce profil est constitué ;

Des mêmes caractéristiques que le profil A-A, sauf pour la carapace est constituée de BCR de 30T, arasé à +9.20m.

Le mur de garde est arasé à +9.45m.

Le filtre support est arasée à +4.50m formée d'enrochements de (3-6) T.

Profil D-D : Ce profil est constitué ;

Des mêmes caractéristiques que le profil C-C, sauf pour la carapace est constituée de BCR de 20T, arasé à +8.60m.

Profil E-E : Ce profil est constitué de ;

D'un noyau en TVC arasé à la côte +1.00m.

D'une couche filtre en enrochements de poids unitaire variant entre (1 - 3) T, arasée à la côte +2.50m ;

D'une carapace en enrochement (3-6) T qui se prolonge par une butée de même catégorie, arasée à +2.50m.

Une dalle de roulement de 12.5m de largeur et de 1.5m d'épaisseur arasée à +2.50m.

Epi 2 : Les caractéristiques de ce profil sont :

- Un noyau en TVC (1-500) Kg.

La partie intérieure se caractérise par :

- Un filtre de transition en enrochements (1-3t) arasé à +1.65.

- Un filtre support en enrochements de (3-6t) arasée à +3.00m.

La partie extérieure se caractérise par :

- Un filtre de transition en enrochements (1-3t) arasé à +1.65.
- Un filtre support en enrochements de (3-6t) arasée à +3.00m.
- Une carapace en BCR 30T arasée à +5.50, avec une pente de 3 pour 2.
- Une buté en enrochements de (3-6t).
- Une super structure composée d'une dalle de roulement de 5 m de largeur arasé à +2.5m, et un couronnement arasé à +5.5m.

Epi 3:

- Un noyau en TVC (1-500kg), arasé à -1.00.
- Un filtre en enrochement(1-3T), arasé +1.10.
- Une carapace en enrochement (3-6T), arasée à +2.50m.

Ce profil se termine par un caisson rempli et Jarland dans son musoir.

Les musoirs de l'épi 1, 2 et 3 sont constitués d'un caisson rempli et un caisson Jarland dont les caractéristiques sont exprimées dans la partie des digues mixtes.

IV.3.2 Partie de la digue mixte

Caisson Courant et Musoir

Le caisson se caractérise par les dimensions suivantes : 28.6×24.45×25.6, arasé à +9.45m côté mer et à +3.80m coté intérieur. Son poids total est de 30901T.

Il présente une partie inclinée de 45° située entre la cote 0,00 m et la cote + 9,45 m face à la mer. Les évidements intérieurs sont remplis de sable.

Soubassement du caisson Musoir

Le soubassement se caractérise par un noyau en TVC (1-500) Kg, un géotextile pour supporter le filtre qui est composé des enrochements (0.5-1t) sur lequel repose une carapace en enrochements (3-6t) arasée à -13m.

La berme du soubassement musoir de 15.4m est caractérisée par des dalettes perforées en béton, dont les caractéristiques sont les suivantes : (5×2,5×2) m.

Soubassement du caisson courant

Le soubassement se caractérise par un noyau en TVC (1-500) Kg, un géotextile pour supporter le filtre qui est composé des enrochements (0.5-1t) sur lequel repose une carapace en enrochements (3-6t) arasée à -12.35m et d'une berme de 10m côté mer et des enrochements (1-3t) coté port.

Nb : Vu les changements effectués sur la digue à talus par le rehaussement du mur de garde à la cote +11m, et vu que la cote d'arase du caisson de la digue mixte est arasée à +9.45m, nous étions obligés de créer un caisson de jonction entre la digue mixte et la digue à talus, dont les caractéristiques sont les suivantes :

Caisson de jonction entre la partie digue à talus et la digue mixte

Ce caisson a été introduit entre la digue mixte et la digue à talus pour assurer une bonne transition entre ces dernières, il est de forme géométrique variable. Sa face extérieure du côté mer présente une forme de talus épousant le talus extérieur de la carapace de la jetée en digue à talus. Celle-ci est conçue volontairement en tant que telle pour éviter l'apparition d'un point singulier et en même temps de caler les BCR au niveau de la transition. Le caisson est arasé à la cote +11m.

Epi 1 :

L'Epi 1 se caractérise par deux caissons remplis et un caisson Jarland pour le musoir, Le caisson rempli a les dimensions suivantes (18×20×29) m, son poids total est de 22831T.

Caisson rempli de l'Epi 2 et 3 :

Le caisson rempli de l'épi 2 et 3 se caractérise par les dimensions (18×20×20) m arasé à +3.00m. Son soubassement est composé d'un noyau en enrochement (1-15kg) et une carapace intérieure et extérieure d'enrochements (1-3t), arasée à -14m.

Caisson Jarland de l'Epi 1, 2 et 3: (voir figure n°38 et 39)

Le caisson Jarland se caractérise par les dimensions (18×23×21.7) m³ arasé à +3.00m, son poids est de 7261T.

Son soubassement est composé d'un noyau en enrochement (1-15kg) et une carapace intérieure et extérieure d'enrochements (1-3t), arasée à -19m, sa berme est de 10m.

Les profils après optimisation sont présentés en Annexe.

IV.4 Conclusion :

Ce chapitre a permis analytiquement de pré-dimensionner les ouvrages de protection composants la variante d'aménagement retenue, d'optimiser les différents profils et de valider les hypothèses de conception par le biais du modèle réduit physique.

- CHAPITRE V -
Dimensionnement
des ouvrages
intérieurs

V.1 Introduction

Dans le cas de notre projet le tirant d'eau des quais est de 15m donc les quais en blocs ne sont pas recommandés, les structures de quais en palplanche ou les quais sur pieux ne conviennent pas non plus au cas du projet car les fondations reposent sur un sol rocheux et le forage serait difficile et couteux.

Les quais en caissons représentent une solution privilégiée dans la conception des infrastructures portuaires contemporaines. Cette préférence s'explique par leurs caractéristiques avantageuses : robustesse structurelle, facilité de déplacement et capacité remarquable à supporter des charges conséquentes tout en garantissant la stabilité des remblais situés à l'arrière.

Un aspect fondamental de leur conception réside dans la nécessité d'assurer leur résistance face aux différents modes de rupture potentiels (glissement, renversement, poinçonnement), tant dans des conditions statiques que dynamiques.

Ce chapitre se concentre spécifiquement sur le dimensionnement des quais en caissons. Notre analyse portera sur la détermination de la géométrie des éléments constitutifs du quai : radier, fût, clés et poutre de couronnement et poutre sous rail en prenant en considération les contraintes de flottaison lors de la mise en place ainsi que les exigences de stabilité.

Nous examinerons également les diverses sollicitations afin de dimensionner adéquatement les équipements portuaires essentiels (défenses d'accostage, bollards d'amarrage)

Notre méthodologie de calcul s'appliquera à un caisson considéré dans son intégralité, les résultats étant par conséquent exprimés par poids unitaire de caisson.

V.1.1 Sollicitations agissant sur le quai :

Dans la démarche de conception et d'évaluation de la stabilité d'un quai à caissons, l'identification et la quantification précises des différentes sollicitations s'imposent comme une étape fondamentale.

Ces structures maritimes subissent un ensemble complexe d'efforts résultant de plusieurs origines distinctes.

Ces efforts sont la résultante des actions gravitaires (poids propre du caisson, surcharge d'exploitation, poids du remblai), des poussées latérales (poussées des terres et de l'eau), des effets dynamiques dus au séisme (poussée sismique, surpression dynamique) ainsi que des charges accidentelles telles que les efforts d'amarrage.

L'examen approfondi de ces différentes forces permet d'établir avec confiance que l'ouvrage présente les qualités requises en termes de résistance structurelle, de stabilité globale et de pérennité, tant dans ses conditions normales d'utilisation que face aux situations extrêmes susceptibles de survenir durant sa vie opérationnelle.

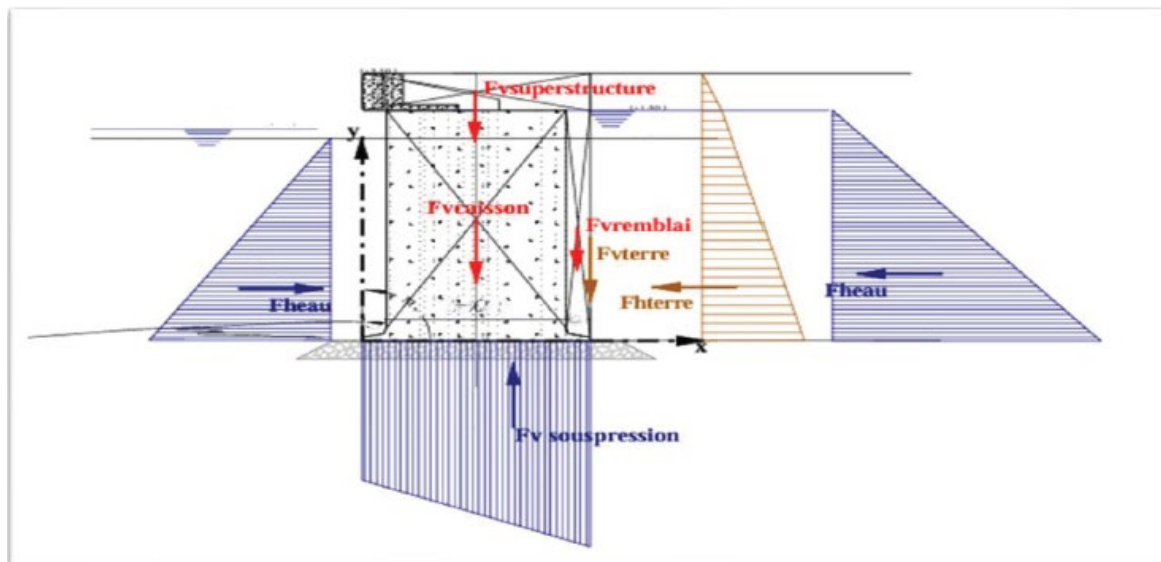


Figure V.1 : Les efforts agissant sur le quai

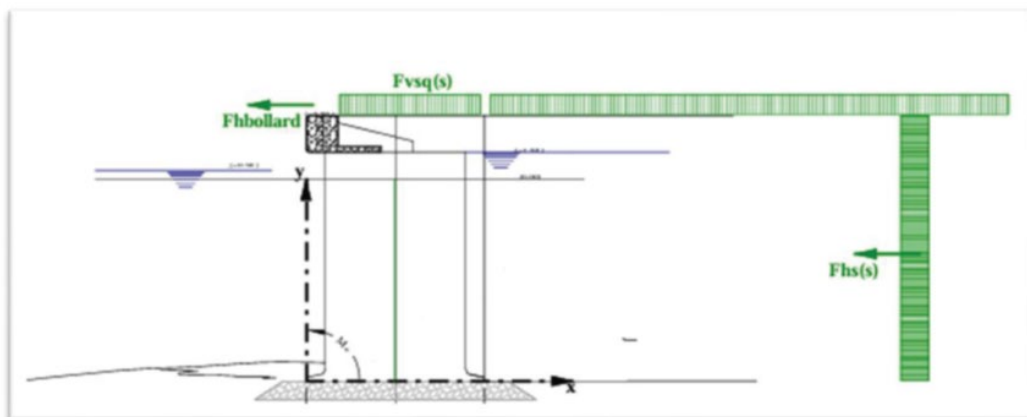


Figure V.2 : Les efforts horizontaux agissant sur le quai

V.1.2 Les efforts pris en compte :

- Poids propre
- Poussée des terres
- Poussée due aux surcharges
- Poussée due à la charge roulante
- Poussée hydrostatique de marnage
- Poussée hydrodynamique (introduite dans le cas dynamique)
- Effort d'amarrage
- Effort dû au séisme (introduite dans le cas dynamique).

Les efforts horizontaux :

Les efforts d'accostage : L'énergie cinétique due aux chocs des navires génère une force à ce niveau de l'ouvrage ce qui impose un violent effort à ce dernier. La force d'accostage dépend de la vitesse du navire ; l'équilibre des forces motrice et la résistance à l'avancement opposée par la mer qui sont les principaux moteurs de cette force

Les efforts d'amarrage : Les bollards, les bornes ou les organeaux sont fixés sur le quai. Les amarres y sont frappées en imposant des forces qui dépendent de l'action du vent, de l'action des courants sur la carène.

Les efforts du vent : Pour les murs de quai lourds, des engins et des bâtiments sont souvent pris en charge d'où l'importance de tenir compte des efforts du vent.

La poussée des terres : Les terres qui sont retenues à l'intérieur de l'ouvrage exerce une pression sur le mur.

La pression hydrostatique : La pression hydrostatique est provoquée par l'infiltration d'eau dans les terres retenues par l'ouvrage. Si le niveau du plan d'eau est inférieur au niveau moyen de la nappe c'est-à-dire en marée basse, la pression hydrostatique vient alors à s'ajouter à la poussée des terres qui est dans le même sens.

Les efforts verticaux :

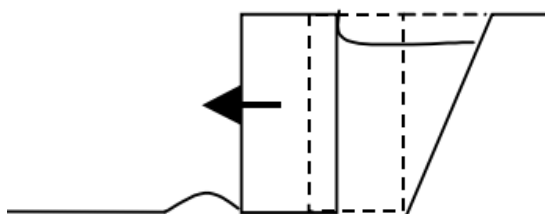
Le poids propre de l'ouvrage : Pour les ouvrages massifs, c'est en marée haute qu'on a les conditions de stabilité les plus sévères ; le moment stabilisateur dépend donc du poids de l'ouvrage : plus l'ouvrage a un poids considérable le risque au glissement diminue. Le poids propre de l'ouvrage est considéré réduit par la poussée d'Archimède dans les cas les plus défavorables

Les surcharges d'exploitation : Les murs de quai lourds sont généralement munis de grande infrastructure (engin de manutention, hangar...), la surcharge produite par ces derniers induits donc une poussée horizontale qui doit être pris en compte dans les calculs.

Le dimensionnement d'un mur de quai se fait en deux étapes : calcul de stabilité d'ensemble qui nous permet de connaître la stabilité globale de l'ouvrage face aux forces qui lui sont appliquées et le calcul de stabilité interne qui impose aux matériaux de construction un comportement non préjudiciable.

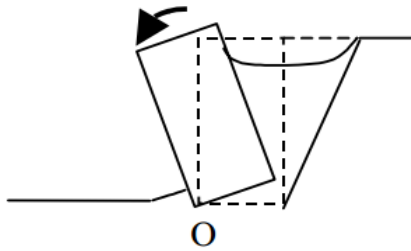
V.1.3 Calcul de la stabilité d'ensemble :

Stabilité au glissement horizontale



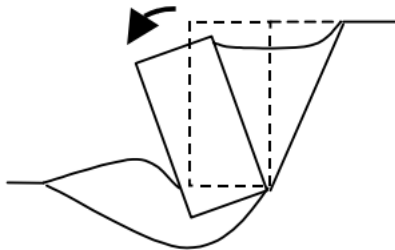
La résistance au glissement sur la base d'un mur de quai à contrefort peut être amélioré soit en inclinant la surface d'appui de la semelle qui va translater le mur verticalement en cas de glissement de la base, soit en construisant une bêche.

Stabilité au renversement



La conception du mur doit résister aux efforts de renversement qui sont : la poussée des terres, la pression latérale due aux surcharges, les pressions hydrostatiques. Le basculement se fait par rotation autour de l'axe de la semelle dans le cas des quais en voile ou par renversement pour les quais en bloc de béton.

La contrainte au sol



La contrainte au sol doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol. On pose généralement un enrochement sur la base pour réduire le tassement et augmenter sa capacité portante.

La stabilité interne :

Il s'agit de vérifier la résistance des sections en béton armé et de la poutre de couronnement dans la mesure où elle pourra-t-être soumise à des efforts de torsion et de flexion.

V.2 Hypothèses de calculs :

Le quai prévu présente une composition structurale comprenant plusieurs éléments techniques principaux. Sa fondation repose sur des caissons de forme cylindrique réalisés en béton armé, préfabriqués.

Les parties supérieures avant et arrière sont constituées de couronnements en béton armé, mis en œuvre directement sur site par coulage.

La partie haute de l'ouvrage intègre une superstructure comportant une poutre en béton armé, conçue spécifiquement pour accueillir les différents équipements et installations nécessaires au fonctionnement du quai.

En complément, une poutre de renfort positionnée à l'arrière (désignée comme poutre sous rail) assure le support du portique destiné aux opérations de manutention.

V.2.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

Recommandations :

- Il est recommandé d'utiliser un béton consistant et étanche (utilisation des adjuvants).
- Le dosage en ciment doit être supérieur à 325 Kg/m³.
- Pour la formulation du béton, le rapport E/C > 0,5.

Béton	Caractéristique	Valeur
	Poids volumique (γ_{bet})	2,5 t/m ³
	Poids volumique déjaugé (γ'_{bet})	1,5 t/m ³
	Résistance à la compression (f_{c28})	35 MPa
Aciers	Type d'acier	Coefficient de fissuration (η)
	HA FeE500 type 1	1,6

Tableau V.1 : caractéristique du béton et de l'acier utilisés

Matériaux	Poids volumique(t/m3)
Eau de mer	1,026
Caisson partie au-dessus de l'eau	2,50
Caisson partie immergée	1,50
Couronnement	2,50
Poutre sous rail	2,50
Béton de propretée	2,40

Tableau V.2 : Poids volumique des matériaux

Type		Masse volumique naturelle (T/m3)	Masse volumique déjaugé (T/m3)	Angle de frottement interne (°)	Qadm (t/m ²)
Matériaux de remplissage	T.V.O + Sable	1.8	1.1	37	
	Enr (50-200) kg		1.1	38	
Matériaux de remblais TVC		1.7	1.05	32	
Assise en enr (1kg – 15kg)			1.1	38	120
Sol fondation			1.1	40	

Tableau V.3 : Poids volumiques, angle de frottement des matériaux et capacité portante admissible

V.3 Paramètres de calculs

V.3.1 Composants du caisson :

Le radier

Le radier est une dalle circulaire en béton armé qui constitue la base du caisson. Il est conçu pour supporter les charges verticales et les transmettre au sol de fondation.

Le voile

C'est un mur circulaire en béton armée, encastrée en radier sur sa partie inférieure

Il a en fonction de résister à la Foix aux pressions intérieures dues aux remblais et aux poussées extérieures

Les clés de jonction

C'est une jonction entre les caissons

- Deux clés pour les caissons intermédiaires
- Une clé pour ceux de rives

La poutre de couronnement

C'est un élément en béton armée coulée sur places disposé au sommet du caisson, son rôle :

- Reprendre les efforts liés à l'amarrage des navires,
- Résister aux charges concentrées
- Compenser les tassements différentiels entre les différents éléments de la structure
- Assur la liaison structurale entre les caissons
- Un fonctionnement solidaire de l'ensemble.

Les plans du caisson, du couronnement et de la poutre sous rail sont détaillés en fin de chapitre (Format A3)

Géométrie des Caissons	Caisson à -16.65 m
Rint (m) : Rayon intérieur du caisson	7
Rext(m) : Rayon extérieur du caisson	7.5
Niveau du caisson au-dessus de l'eau (m)	+0.55
N1 (m) : Niveau du caisson en dessous de l'eau	16.1
H(m) : la hauteur du caisson	16.65
e (m) : Epaisseur du radier	0.8
R radier (m) : Rayon du radier	8
e'(m) : Epaisseur des parois du caisson	0.5

Tableau V.4 : Caractéristiques géométriques du caisson

V.3.2 Charges et surcharges

L'analyse structurelle intègre diverses catégories d'efforts auxquels l'ouvrage sera soumis :

Charges permanentes (G)

- Poids propre des éléments constitutifs
- Forces de poussée des terres exercées sur le caisson

- Effets de la poussée hydrostatique liée aux variations du marnage
- Composantes hydrodynamiques

Charges d'exploitation (Q)

- Poussées générées par les surcharges d'exploitation $Q_s = 4 \text{ t / m}^2$
- Charges induites par le portique de déchargement (voir **Figure V.6**)

Efforts d'amarrage (forces de traction appliquées aux bollards)

Combinaisons de charges

Les diverses Combinaisons de charges intégrées dans notre analyse des sollicitations sont synthétisées dans le tableau ci-après.

Combinaison	Cas Statique	Cas dynamique
ELS	G+1,5Amarage	G+0,5Amarage
ELU	G+1,5Q+1,5Amarage	G+0,5Q+SI+0,5Amarage

Tableau V.5 : combinaisons de charges

Caractéristiques du Navire

Le navire de référence utilisé comme base pour cette étude est un céréalier d'une capacité de 70 000 tonnes de port en lourd (DWT). Les caractéristiques dimensionnelles de ce navire de projet sont détaillées dans le tableau mentionné.

Type du navire	(DWT)	Déplacement (Tonne)	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)
CEREALIER	70 000	84 000	231	32.3	13.70

Tableau V.6 : Rappel sur les caractéristiques du navire du projet

V.3.3 Energie d'accostage :

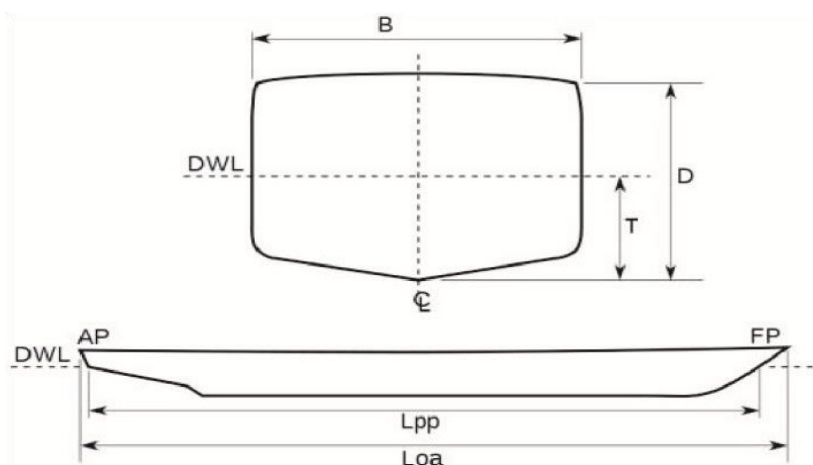


Figure V.3 : Schéma des paramètres de calcul de l'énergie d'accostage

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

- MD : Masse du déplacement du navire (t) MD = 84 000 t ·
- VB : Vitesse d'accostage (m/s) VB=0.2m/s
- CM : Coefficient de masse ajoutée
- CE : Coefficient d'excentricité ·
- Cc : Coefficient de configuration de quai égale à 1 (Quai en caisson)
- Cs : Coefficient de souplesse de coque égale à 1. (Coque rigide, défenses souples)

$$C_M = 1 + 2 \frac{D}{B} = 1 + 2 \frac{13.7}{32.3}$$

$$C_M = 1.85$$

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

Rayon d'évitage K :

$$k = (0.19C_b + 0.11)L_{Bp}$$

$$k = 59.54$$

Coefficients de bloc (Cb) du navire :

$$C_b = \max\{0.71; \min(0.88; \frac{M_D}{L_{Bp} \cdot D \cdot B \cdot P})\}$$

$$C_b = 0.834$$

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

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

$$R = 57.75 \text{ m}$$

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

$$X = \frac{L_{Bp}}{4} = 55.45 \text{ m}$$

L'angle de varangue en architecture navale :

$$\gamma = 90 - \alpha - \sin^{-1}\left(\frac{B}{2R}\right) = 68.76^\circ$$

Avec α : est l'angle de bouchain, c'est-à-dire l'angle formé entre le fond du navire et ses flancs, ou encore l'angle d'inclinaison de la section au bouchain (point de changement de forme de la carène).

Pour navire de projet de type **Panamax** pour un léger bouchain arrondi : $\alpha = 5^\circ$

Donc : $E_N = 183.75 \text{ tonne.m}$

Choix de type de défense :

Pour absorber une énergie d'impact de 183,75 (t.m), la sélection d'un système de défense portuaire approprié est essentielle, on a choisi un type capable d'absorber cette énergie sans détérioration

Défense tronconique type SCN 1300 avec bouclier (Voire l'annexe)

V.3.4 La secousse sismique :

Pour cette étude, notre démarche s'appuie sur la Réglementation Parasismique Algérienne (RPA) 2024, document de référence que nous avons adopté pour procéder au dimensionnement et à la vérification des composants structuraux, en conformité avec le cadre normatif actuellement applicable sur le territoire algérien.

Pour la zone de l'étude, on a :

L'accélération sismique

Zone sismique	Coefficient d'accélération de zone
IV	0.2

Tableau V.7: Accélération sismique de la zone (RPA 2024)

La vérification de la stabilité est effectuée par application du coefficient sismique :

Le coefficient de poussée K_{ae} :

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi' - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right)^{-2}$$

Valeurs du coefficient de poussée des terres :

Cas de charge		θ	δ	K_a	K_{ae}
Statique		0	21.33	0.275	
Dynamique	Seisme ascendant	18.32	21.33		0.577
	Seisme descendant	22.85	21.33		0.73

Tableau V.8: Valeurs des coefficients de poussées des terres

Formules des poids volumiques et de l'angle θ dans le cas dynamique (Table 10.3 du RPA2024) :

Si le niveau de la nappe d'eau, H_w , est situé au-dessous de la hauteur du mur de soutènement, H , nous pouvons considérer, d'une manière approchée, le poids volumique du sol équivalent, γ^* , et le poids volumique du sol saturé équivalent γ^*_{sat} , sont comme suit :

$$\theta = \tan^{-1} \left(\left(\frac{Y_d}{Y^*} \right) \left(\frac{K_h}{1 + K_h} \right) \right)$$

$$Y^* = \left(\frac{H_W}{H} \right)^2 \times Y' + \left(1 - \left(\frac{H_W}{H} \right)^2 \right) \times Y$$

$$Y^*_{\text{sat}} = \left(\frac{H_W}{H} \right)^2 \times Y_{\text{sat}} + \left(1 - \left(\frac{H_W}{H} \right)^2 \right) \times Y$$

$$Y'^* = Y^*_{\text{sat}} - Y_W$$

V.3.5 La distance du mur fictif par rapport au centre du caisson :

Dans le processus de calcul des forces de poussée d'origine terrestre ou hydrique (qu'elles soient hydrostatiques ou hydrodynamiques), une approche particulière est adoptée pour représenter l'action latérale s'exerçant sur le caisson. Cette méthodologie consiste à considérer que ces forces s'appliquent non pas directement sur la paroi du caisson, mais sur une surface verticale théorique, communément désignée sous le terme de "mur fictif".

Ce plan conceptuel est positionné à une distance spécifique en retrait de la structure réelle du caisson et constitue le point de référence pour l'application des forces de poussée dans les calculs de dimensionnement et de vérification de stabilité.

Alors, par simplification, on considère que toute la poussée des terres s'exerce sur un plan vertical.

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

$$\delta = R \sin(\theta)$$

$$ds = eR d\theta$$

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

$$\theta = \sin^{-1} \left(\frac{1,5}{7,5} \right) = 11,54^\circ$$

$$d_0 = \frac{2 \times 7,5^2 \times 2 \times \cos(11,4)}{\left(\frac{(180 - 2 \times 11,4) \times 3,14}{180} \right) (2 \times 7,5 - 0,5)} = 5,55 \text{ m}$$

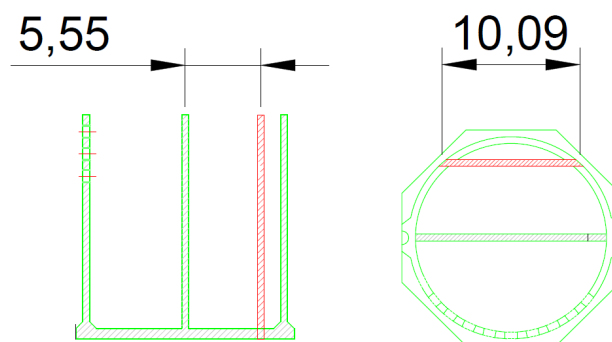


Figure V.4 : Schéma du mur fictif

V.4 Vérification de la stabilité externe du quai

V.4.1 Poids propre :

Dans le contexte de calcul du poids propre, nous avons déterminé les surfaces des différents éléments de la structure du quai en utilisant le logiciel AutoCAD. Les centres de gravite des différents éléments de la structure ont été déterminés géométriquement, en s'appuyant sur les fonctionnalités d'AutoCAD. Le bras de levier vertical global vaut

$$d_h = \frac{\sum Mv}{\sum P}$$

Element	S(m2)	H(m)	V(m3)	$\gamma(t/m3)$	P(t/caisson)	Bras de levier(m)		Moment stabilisant (t.m)	
						X	Y		
Le radier	201.06	0.8	160.85	1,5	241.275	8	0.4	1930.2	
Voile central émergé	7	0.55	3.85	2.5	9.625	8	16.4	77	
Voile central immergé	7	15.3	107.1	1.5	160.65	8	8.45	1285.2	
Voile peripherique émergé	24.64	0.55	13.552	2.5	33.88	8	16.375	271.04	
Voile peripherique immergé	24.64	15.3	368.4	1.5	552.6	8	8.45	4420.8	
couronnement	18.135	16	290.16	2.5	725.4	4.0380	17.474	2929.165	
Bouchon	77	0.5	38.5	2.5	96.25	10.97	16.4	1055.86	
Sol	Remb chambre 1	77	15.85	1220.45	1.8	2196.81	10.97	8.475	24099
	Remb Chambre 2	77	9.85	758.45	1	758.45	5.03	5.725	3815
	enroch	77	1	77	1.1	84.7	5.03	11.15	426.04

Tableau V.9 : Valeurs des caractéristiques géométriques du caisson

Poids (t/caisson)	dh(m)	dv	Mv (m)	Mh
4859.64	8.3	9.25	40309.305	44986.668

Tableau V.10 : poids propre total du caisson

V.4.2 La Poussée des terres :

$$P \text{ (t/caisson)} = P \text{ (t/ml)} \times 10.09$$

Poussé des terres (Cas statique) :

Cote	h (m)	γ (t/m ³)	Ka	pa (t/m)	δ (°)	Pah (t/caisson)	dv (m)	Mh (t·m)	Pav (t/caisson)	dh (m)	Mv (t·m)
+0.55m à +0.00 m	0.55	1,7	0.275	0.07	21.33	0.656	16.283	10.675	0.252	15.5	3.93
0,00 m à -16.1 m	16.1	1.05	0.275	41.56	21.33	390.58	6	2343.5	152.56	15.5	2364.7
Total	16.65			41.63		391.23		2357.5	152.81		2368.63

Tableau V.11 : poussées des terres cas statique

Cas dynamique (séisme ascendant)

Cote	h (m)	θ	Kae+	pa _e (t/m)	δ (°)	pah (t/caisson)	dv (m)	Mh (t·m)	Pav (t/caisson)	dh (m)	Mv (t·m)
+0.55m à +0.00 m	0.55	22.85	0.73	0.106	21.33	0.989	16.283	16.04	0.383	15.5	5.94
0,00 m à -16.1 m	16.1	22.85	0.73	85.75	21.33	805.89	6	4835.33	314.71	15.5	4989
Total	16.65			85.856		806.79		4851.27	315.11		4995

Tableau V.12: Poussé des terres dans le cas dynamique-séisme ascendant

Cas dynamique (séisme descendant)

Cote	h (m)	θ	Kae-	pae (t/m)	δ (°)	pah (t/caisson)	dv (m)	Mh (t·m)	Pav (t/caisson)	dh (m)	Mv (t·m)
+0.55m à +0.00 m	0.55	18.32	0.577	0.107	21.33	0.99	16.283	16.26	0.393	15.5	6.1
0,00 m à -16.1 m	16.1	18.32	0.577	86.27	21.33	810.83	6	4864.9	316.62	15.5	4907.67
Total	16.65			86.377		811.7		4881.23	317.03		4913.83

Tableau V.13 : Poussée des terres dans le cas dynamique-séisme descendant

Les sols et remblais maintenus par la structure de soutènement présentent des propriétés géomécaniques spécifiques essentielles à l'analyse de stabilité. Ces paramètres fondamentaux comprennent :

- Le coefficient de friction interne (angle de frottement), déterminant la résistance au cisaillement
- La cohésion intrinsèque du matériau, contribuant à sa tenue naturelle
- La masse volumique apparente des terres situées au-dessus du niveau phréatique
- La masse volumique déjaugée des sols immergés sous la nappe phréatique

Cette poussée peut être calculée par les formules classiques de la mécanique des sols en utilisant Terzaghi, Rankine, Coulomb, Caquot et Mononobe Okabe.

La force de poussée se décompose en deux composantes :

$$P_h = P_a \cdot \cos \delta$$

$$P_v = P_a \cdot \sin \delta$$

Poussé des terres (Cas statique) :

$$k_{ca} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos^2(\lambda) \cdot \cos(\delta + \lambda + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right)^2}$$

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \varphi$$

Le calcul des poussées des terres s'appuie sur la théorie de Coulomb, dont l'expression générale s'écrit :

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_{ca} = \frac{1}{2} \cdot \sigma \cdot H$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + H_2 \cdot \gamma' \cdot k_{ca}$$

γ : poid volumique des terres

k_{ca} : coefficient de poussé, calculé avec la formule de monobé okabe

Pae est la poussée dynamique active :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma^* \left(1 + \frac{2 \cdot q \cdot \cos(\beta)}{\gamma^* \cdot H \cdot \cos(\beta - i)} \right) \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot k_{ae}$$

V.4.3 Poussée hydrostatique de marnage :

Le marnage, défini comme l'écart altimétrique entre les niveaux de basse mer et haute mer successifs, induit des variations de pression hydrostatique sur la structure du quai. Malgré des amplitudes de marée modérées caractérisant le littoral algérien, l'influence de ces sollicitations hydrostatiques reste prise en compte dans l'analyse structurelle.

$$P_m = \sigma \cdot H(t, ml)$$

P_m : poussée hydrostatique de marnage en (t/m²)

σ : contrainte de marnage (KN/m²) $\sigma = e \cdot \gamma_w$

γ_w : la masse volumique de l'eau $\gamma_w = 1.026 \text{ t/m}^3$

e : marnage (e=0.34m)

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

γ_w	e	σ	H	P_m (t/ml)	P_m (t/caisson)	YG	M (t.m)
1,026	0.34	0.349	16.44	0.059	0.595	15.11	9
1.026	0.34	0.349	16.44	5.235	52.82	7.5	396.15
TOT					53.415		405.15

Tableau V.14 : Valeur de calcul de la Pousse hydrostatique du marnage

V.4.4 La poussée hydrodynamique :

Les structures portuaires immergées subissent, sous excitation sismique, des forces hydrodynamiques supplémentaires dues à l'interaction fluide-structure, ces efforts devant être considérés dans l'analyse dynamique de l'ouvrage.

$$P_{\omega} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_{\omega} \cdot H_{\omega}^2$$

Avec :

- P_{ω} : la poussée hydrodynamique
- γ_{ω} : la masse volumique de l'eau
- k_h : accélération horizontale de l'eau
- h : la hauteur d'élément immergé

La poussée hydrodynamique est appliquée à : $Y_g = 0.6 h$

γ_{ω} (t/m ³)	K_h (m/s ²)	h (m)	P_{ω} (t/m)	Mur fictif (m)	$P_{h\omega}$ (t/caisson)	Y_g (m)	M_h (t.m)
1.026	0.24	16.1	37.23	10.09	375.65	9.66	3628.77

Tableau V.15: Poussée hydrodynamique

V.4.5 Effort de traction sur un bollard (effort d'amarrage)

La force exercée sur le bollard $F = 200$ t/caisson (pour céréaliier et les cargos et conteneurs)

Les efforts sont appliqués au niveau (+2.5m)

$$d = 16.1 + (0.55 + 1.95 + 0.3)$$

$$d = 18.9 \text{ m}$$

F (t/caisson)	d(m)	M (t.m)
200	18.9	3780

Tableau V.16 : Effort et moment du à l'amarrage

Le choix du bollard : **Bollard de (200 tonnes)**, les détails de l'équipement sont présentés en (Annexe)

V.4.6 Poussée due aux surcharges :

En phase de service, l'ouvrage subit l'action de charges d'exploitation localisées sur le quai et de surcharges réparties sur la dalle. L'évaluation de la stabilité structurelle nécessite la prise en compte rigoureuse de ces sollicitations variables, étant donné leur impact sur la réponse structurelle et le comportement mécanique de l'ensemble de l'ouvrage.

Les formules de calcul des poussées dues aux surcharges sont les suivantes :

$$PQ = \sigma \times H \times h$$

H : (hauteur du remblai derrière le caisson = 18.6m), h : (largeur du mur fictif = 10.09m)

Cas statique : $\sigma = Q \times K_a$

Cas dynamique, séisme ascendant : $\sigma = Q \times K_{ad}^+$

Cas dynamique, séisme descendant : $\sigma = Q \times K_{ad}^-$

Valeur de charge Q cas statique :

Cote(m)	Ka	PQ(t/caisson)	PQh (t/cai)	Y (m)	Mh (t.m)	PQv (t/cai)	X (m)	Mv (t.m)
+2.5 a -16.1	0.275	206.44	192.3	9.3	1788.4	75.1	15.5	1164.05

Tableau V.17 : Poussée due à la charge Q (cas statique)

Cas dynamique

Cas séisme ascendant

Cote(m)	Kad+	PQ(t/caisson)	PQh (t/cai)	Y (m)	Mh (t.m)	PQv (t./cai)	X (m)	Mv (t.m)
+2.5 a -16.1	0.73	548	510.47	9.3	4747.37	199.33	15.5	3089.6

Tableau V.18: Poussée due à la charge Q (cas dynamique séisme ascendant)

Cas séisme descendant

Cote(m)	Kad-	PQ(t/caisson)	PQh (t/cai)	Y(m)	Mh (t.m)	PQv (t/cai)	X(m)	Mv (t.m)
+2.5 a -16.1	0.577	433.15	403.48	9.3	3752.36	157.55	15.5	2442

Tableau V.19 : Poussée due à la charge Q (cas dynamique séisme descendant)

V.4.6.1 Charge de portique a déchargements

L'évaluation des sollicitations exercées par les portiques requiert une connaissance précise de leurs paramètres géométriques. Cette analyse intègre les charges verticales transmises aux roues, avec application d'un coefficient majorateur pour les effets du vent, ainsi que les efforts horizontaux selon les axes transversaux et longitudinaux.

La sollicitation globale exercée par le portique se décompose en deux composantes fondamentales :

1. Composante horizontale : Résultant des forces de poussée latérale s'exerçant sur la partie arrière
2. Composante verticale : Générée par l'ensemble des charges appliquées perpendiculairement à la surface sur la section avant

La méthode de Krey

La méthode de KREY permet de déterminer le supplément de poussée exercé sur un mur 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

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 $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ sur l'horizontale.

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 1/2)

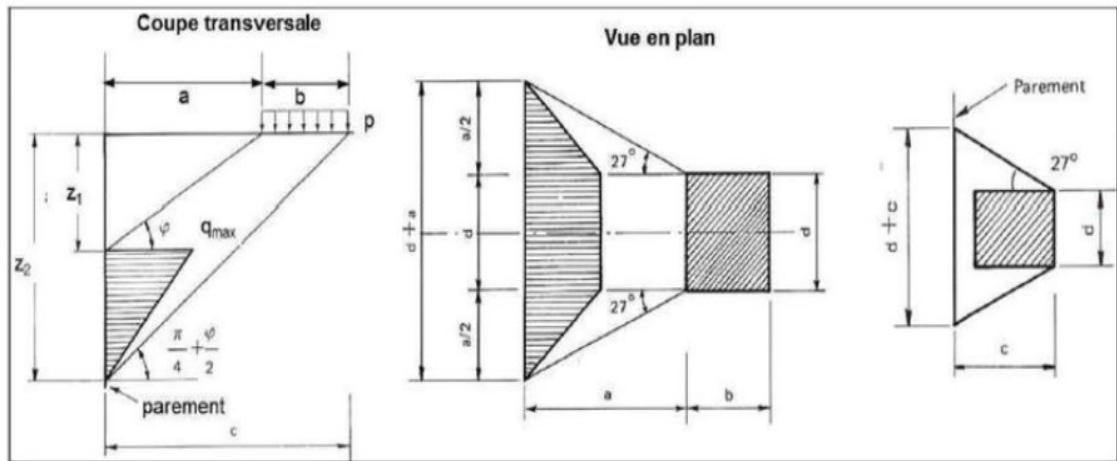


Figure V.6 : Schéma de diffusion de charge selon la méthode de KREY

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

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

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

$$q_{max} = \frac{4P}{(2d + a) \cdot (z_2 - z_1)} \text{ avec } P = P \cdot b \cdot d \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Portique :

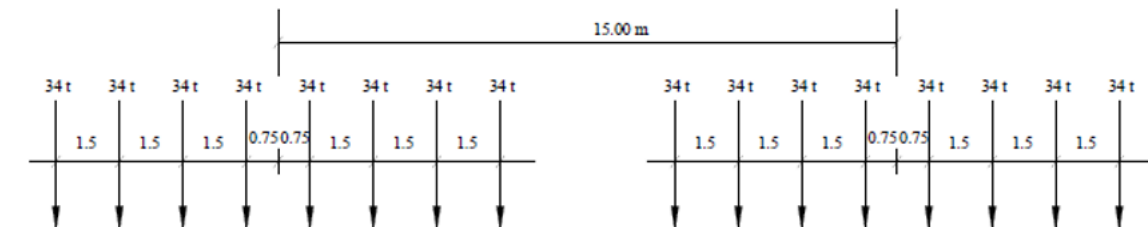


Figure V.7 : Schéma de l'essieu arrière du portique

La charge est majorée de 13% (équivalente à l'action du vent)

La charge maximale est prise du côté des terres pleines qui sont exposés aux charges de contreponds supérieurs aux chargements des conteneurs coté quai.

Grue : Une grue mobile portuaire d'une capacité maximale de 84t

En nous appuyant sur l'ensemble des paramètres techniques fournis (les spécifications détaillées du portique étant consultables en annexe) et suite aux calculs réalisés par l'intermédiaire du logiciel AutoCAD, nous avons déterminé les valeurs numériques présentées dans le tableau synthétique ci-après :

Paramètre	$\varphi(^{\circ})$	d(m)	b(m)	a(m)	Z1(m)	Z2(m)	h(m)
Valeur	32	25.5	2.5	17.15	10.7	16	10.9

Tableau V.20 : Valeur des différentes données du portique

Calcul des charges :

$$P' = \frac{\text{poids /roue} \times \text{nombre de roue}}{b \times d} \Rightarrow P' = \frac{34 \times 16}{2.5 \times 25,5} = 8.533 \text{ t}$$

$$P = P \cdot b \cdot d \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 8.533 \times 2.5 \times 25.5 \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2}\right)$$

$$P = 301 \text{ tonnes}$$

$$q_{\max} = \frac{4P}{(2d + a) \cdot (z_2 - z_1)} \Rightarrow \begin{cases} q_{\max} = 4.36 \text{ t} \\ q_{\min} = 3.42 \text{ t (en utilisant theoreme de Talès)} \end{cases}$$

$$P_{\text{portique.h}} = (q_{\max} + q_{\min}) \cdot \frac{(z_2 - z_1)}{2} \times h \text{ (surface d'un trapèze)}$$

$$P_{\text{portique.h(traèze)}} = 208 \text{ t/caisson}$$

Appliquée à Y = 2.75 m

Calcul de la composante verticale :

$P_{\text{portique.v}}$ = charge verticale cote avant \times nombre de roues

$$P_{\text{portique.v}} = 66 \times 16 = 1056 \text{ t/caisson}$$

Appliquée à X = 2.7 m

Résultats de calcul de charges du portique :

$P_{\text{portique h(t)}}$	Y(m)	M_H (t.m)	$P_{\text{Portique v(t)}}$	X(m)	M_v (t.m)
208	2.75	572	1056	2.7	2851.2

Tableau V.21: poussée due aux charges du portique

V.4.7 Force due au séisme

La conception doit prévoir des composants suffisamment résistants ou déformables pour absorber ces contraintes supplémentaires qui s'ajoutent aux charges habituelles (poids propre, exploitation, vent, neige).

La force sismique est donnée par la relation suivante :

$$F_{sh} = P \cdot K_h$$

$$F_{sv} = P (\pm K_v)$$

- 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_v : Accélération sismique verticale.
- P : Poids propre

V.4.8 Vérification de la stabilité du quai vis-à-vis du glissement renversement et poinçonnement

Coefficient de sécurité selon RPA 2024

	Cas statique	Cas dynamique
Au renversement	≥ 1.5	≥ 1.3
Au glissement	≥ 1.5	≥ 1.25
Au poinçonnement	≥ 1.5	≥ 2.0

Tableau V.22 : Facteurs de sécurité

Vérification dans le cas statique

Charge	Pv (t/caisson)	MsV (t.m)	Ph (t/caisson)	MrH (t.m)
PP	4859.64	40309.31		
Poussées des terres	152.81	2368.63	391.23	2357.5
Poussée hydrostatique de marnage			53.415	405.15
Total 'G'	5012.45	42677.94	444.645	2762.65
Poussée des surcharges	Surcharge	75.1	1164.05	1788.4
	Portique	1056	2851.2	572
Amarrage			200	3780
Total 'Q'	1131.1	4015.25	600.3	6140.4

Tableau V.23 : Vérification cas statique

Vérification glissement :

$$G + 1.5 Q + 1.5 Am$$

On a :

$$P_h = 1344.645 t$$

$$P_v = 6709.1 t$$

$$\frac{P_v}{P_h} \cdot \tan \varphi > 1.5$$

$$F_s = 4.18 > 1.5 \quad (\text{vérifiée})$$

Vérification renversement :

$$\frac{M_s}{Mr} > 1,5$$

$$M_s = 48700.815 \text{ t.m}$$

$$Mr = 11973.25 \text{ t.m}$$

$$F_s = 4.07 > 1.5 \text{ (Vérifiée)}$$

Stabilité sur l'assise en enrochement :

Excentricité de la résultante :

$$E = \frac{\phi}{2} - \frac{M_s - M_R}{P_v}$$

$$E = 2.53 \text{ m}$$

La largeur équivalente

$$B' = B - 2 \times E$$

$$B' = 10.94 \text{ m}$$

La théorie de Meyerhof → surface équivalente 2S

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

$$s = 71.05 \text{ m}^2$$

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

$$\theta = 71.56^\circ$$

Contrainte uniforme appliquée :

$$\sigma_v = \frac{P_v}{2s}$$

$$\sigma_v = 47.21 \text{ t / m}^2$$

La portance limite de l'assise en enrochement

$$\sigma_{sol} = \sigma_{lim} \cdot e^{-\delta}$$

Avec :

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{P_h}{P_v} \right)$$

$$\delta = 11.33^\circ = 0.198 \text{ rad}$$

$$\sigma_{lim} = 3 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{lim} = 360 \text{ t} / \text{m}^2$$

Donc $\sigma_{sol} = 295.33 \text{ t} / \text{m}^2$

$$F_s = \frac{295.33}{47.21} = 6.25 > 3 \quad (\text{Vérifiée})$$

Vérification dans le cas dynamique

G + 0.5 Q + SI + 0.5 Am

Sismique ascendant

Charge		Pv (t/caisson)	MsV (t.m)	Ph (t/caisson)	MrH (t.m)
PP		4859.64	40309.31		
Poussées des terres		315.11	4995	806.79	4851.27
Poussée hydrodynamique				375.65	3628.77
Total 'G'		5174.75	45304.31	1182.44	8480.04
Poussée des surcharges	Surcharge	199.33	3089.6	510.47	4747.37
	Portique	1056	2851.2	208	572
amarrage				200	3780
Total 'Q'		1255.33	5940.8	918.47	9099.37
Séisme		-583.15	-4840.14	1166.3	10788.275

Tableau V.24 : Vérification cas dynamique séisme ascendant

Vérification glissement

$$P_h = 2807.975 \text{ t}$$

$$P_v = 5219.265 \text{ t}$$

$$\frac{P_v}{P_h} \cdot \tan \varphi > 1.25$$

$$F_s = 1.56 > 1.25 \quad (\text{vérifiée})$$

Vérification renversement

$$\frac{M_s}{Mr} > 1,3$$

$$M_s = 43434.57 \text{ t.m}$$

$$Mr = 23818 \text{ t.m}$$

$$F_s = 1.82 > 1.3 \quad (\text{Vérifiée})$$

Stabilité sur l'assise en enrochement :

Excentricité de la résultante :

$$E = \frac{\phi}{2} - \frac{M_s - M_R}{P_v}$$

$$E = 4.24 \text{ m}$$

La largeur équivalente

$$B' = B - 2 \times E$$

$$B' = 7.52 \text{ m}$$

la théorie de Meyerhof → surface équivalente 2S

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

$$s = 36 \text{ m}^2$$

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

$$\theta = 58^\circ$$

Contrainte uniforme appliquée :

$$\sigma_v = \frac{P_v}{2s}$$

$$\sigma_v = 72.49 \text{ t / m}^2$$

La portance limite de l'assise en enrochement

$$\sigma_{sol} = \sigma_{lim} \cdot e^{-\delta}$$

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{p_h}{P_v} \right)$$

$$\delta = 28.28^\circ = 0.4937 \text{ rad}$$

$$\sigma_{lim} = 3 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{lim} = 360 \text{ t / m}^2$$

Donc : $\sigma_{sol} = 219.73 \text{ t / m}^2$

$$F_s = \frac{219.73}{72.49} = 3.03 > 2 \quad (\text{Vérifiée})$$

Sismique descendant

Charge		Pv (t/caisson)	MsV (t.m)	Ph (t/caisson)	MrH (t.m)
PP		4859.64	40309.31		
Poussées des terres		317.03	4913.83	811.7	4881.23
Poussée hydrodynamique				375.65	3628.77
Total 'G'		5176.67	45223.14	1187.35	8510
Poussée des surcharges	Surcharge	157.55	2442	403.48	3752.36
	Portique	1056	2851.2	208	572
amarrage				200	3780
Total 'Q'		1213.55	5293.2	811.48	8104.36
Séisme		583.15	4840.14	1166.3	10788.275

Tableau V.25 : Vérification cas dynamique séisme descendant

Vérification glissement

$$P_h = 2759.4 t$$

$$P_v = 6366.6 t$$

$$\frac{P_v}{P_h} \cdot \tan \varphi > 1.25$$

$$F_s = 1.93 > 1.25 \text{ (vérifiée)}$$

Vérification renversement

$$\frac{M_s}{Mr} > 1,3$$

$$M_s = 52709.88 t.m$$

$$Mr = 23350.455 t.m$$

$$F_s = 2.25 > 1.3 \text{ (Vérifiée)}$$

Stabilité sur l'assise en enrochement :

Excentricité de la résultante :

$$E = \frac{\phi}{2} - \frac{M_s - M_R}{P_v}$$

$$E = 3.38 m$$

La largeur équivalente

$$B' = B - 2 \times E$$

$$B' = 9.24 \text{ m}$$

La théorie de Meyerhof → surface équivalente 2S

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

$$s = 48.1 \text{ m}^2$$

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

$$\theta = 65^\circ$$

Contrainte uniforme appliquée :

$$\sigma_v = \frac{P_v}{2s}$$

$$\sigma_v = 66.18 \text{ t / m}^2$$

La portance limite de l'assise en enrochement

$$\sigma_{sol} = \sigma_{lim} \cdot e^{-\delta}$$

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{p_h}{p_v} \right)$$

$$\delta = 23.43^\circ = 0.41 \text{ rad}$$

$$\sigma_{lim} = 3 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{lim} = 360 \text{ t / m}^2$$

Don $\sigma_{sol} = 238.9 \text{ t / m}^2$

$$F_s = \frac{238.9}{66.18} = 3.61 > 2 \quad (\text{Vérifiée})$$

V.4.9 Vérification de la stabilité du sol support :**Données :**

Sol support rocheux avec $\varphi = 45^\circ$, étant donné l'absence de valeurs de (N_y N_c N_q) dans le tableau de Caquot et Kerisel pour un angle de frottement de 45° nous prendrons les valeurs pour un angle de frottement égal à 43° .

Les valeurs des coefficients pour un angle de frottement de 43° sont : ($N_y = 199$) et ($N_q = 99$)

Epaisseur de l'assise en enrochement = 1.3m

Hauteur du remblai = 1.7m

$$\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$$

La portance limite du sol de fondation est définie par la relation suivante :

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

$$D = (H_{\text{remblai}} + ep_{\text{assise}})$$

Avec : $B'' = B' + 2H \times \tan(\varphi_{\text{assise}})$

La vérification se fera selon le cas le plus défavorable (cas dynamique, séisme ascendant)

$$B' = 7.52 \text{ m}$$

$$\delta = 27.8^\circ$$

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

$$W = \pi \left(\frac{B''}{2}\right)^2 \times ep_{\text{assise}} \times \gamma'$$

Après application numérique on trouve :

$$Q_{\text{lim}} = 288.7 \text{ t/m}^2$$

$$F_s = \frac{Q_{\text{lim}}}{\sigma_v} = 3.9 \quad (F_s > 2) \text{ condition vérifiée}$$

V.4.10 Flottaison et limite d'échouage :

Pour Les 3 phase (la construction. Le transport et l'installation du caisson), il est essentiel de faire une étude de flottaison pour les deux cas :

- À vide pour le transport en vérifiant la flottabilité intrinsèque
- À la limite d'échouage pour faire échouer le caisson a sa position

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) : $e = 0.8 \text{ m}$
- Rayon de la semelle (radier) : $R = 8 \text{ m}$
- Rayon extérieur du voile cylindrique $R_{\text{ext}} = 7.5 \text{ m}$
- Rayon intérieur du voile cylindrique $R_{\text{int}} = 7 \text{ m}$
- Hauteur du voile cylindrique $H = 15.85 \text{ m}$
- Hauteur des clés de jonction $H_c = 15.85 \text{ m}$
- Surface des clés de jonction $S_c = (2 \text{ clés de jonction par caisson}) = 1.8648 \text{ m}^2$

La hauteur immergée du caisson :

X = la hauteur immergée à vide.

Equation d'équilibre :

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

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

Forces agissantes sur le caisson :

Le caisson étant immergé dans un milieu fluide, il est soumis à l'action de deux forces fondamentales.

La poussée d'Archimède

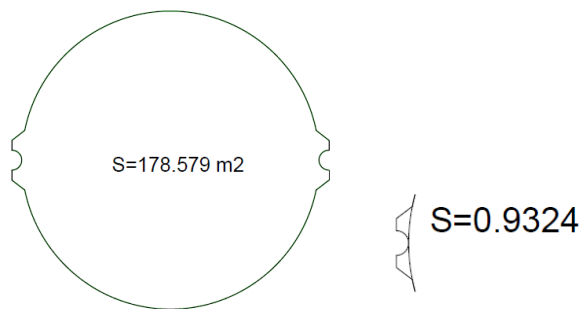
$$P_A = \gamma_w \cdot V_{img} \cdot g$$

γ_w : Le poids volumique de l'eau de mer (1.026 t/m³)

V_{img} : Volume immerge ($v_r + v_c + v_g$)

Calcule des surfaces en utilisant le logiciel Autocad :

· Le volume du radier : 160.85 m³



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

D'où l'équations numérique deviens : $P_A = [(178.579 (x - e) + 160.85) \cdot \gamma_w] \cdot g$

L'équation deviens

$$P_A = (183.222 X - 1.5296) \cdot g \dots\dots\dots(2)$$

La force due au poids propre du caisson :

$$P_p = [(\gamma' \cdot v_{Bimg} + \gamma \cdot v_{Bnimg})] \times g$$

γ' : Le poids volumique dejaugé du béton (1.5 t/m³)

γ : Le poids volumique du béton (2.5 t/m³)

Volume du voile central : $v_{voil\ central} = 110.95\ m^3$

Le volume du béton non immerge :

$$v_{Bnimg} = [\pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2) + 2S_c](h - x) + v_{voil\ central}$$

Le volume du béton immergé :

$$v_{Bnimg} = (\pi R_{ext}^2 \cdot e) + [(R_{ext}^2 - R_{int}^2) + 2S_c](x - e)$$

D'où $P_p = (-24.641X + 1485.5458) \cdot g \dots\dots\dots(1)$

Donc :

$$\sum F_{ext} = 0 \rightarrow P_p - P_A = 0 \rightarrow P_p = P_A$$

$$(-24.641X + 1485.5458) \cdot g = (183.222 X - 1.5296) \cdot g$$

X = 7.154 m

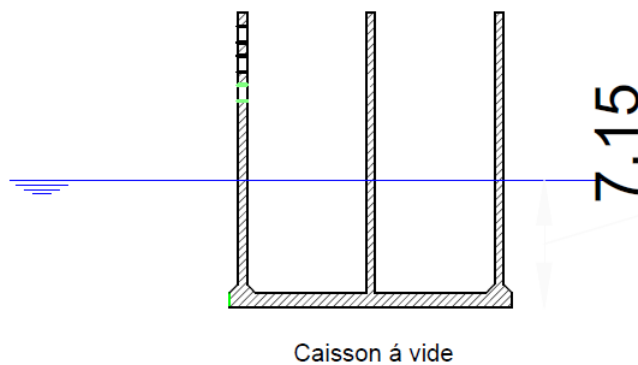


Figure V.8 : Représentation schématique du caisson à vide

A la limite d'échouage :

Après avoir positionné le caisson sur le site d'échouage, il convient d'accroître sa masse par l'ajout d'un volume de lestage, garantissant ainsi un échouage optimal de la structure.

Y : la hauteur du remplissage

Volume non immergé :

Le voile central = 110.95 m³

Voile périphérique = 13.552 m³

V_{non img} = 124.502 m³

Volume immergé :

Radier = 160.85 m³

Voile périphérique = 368.4 m³

V_{img} 529.25 m³

Poids du béton :

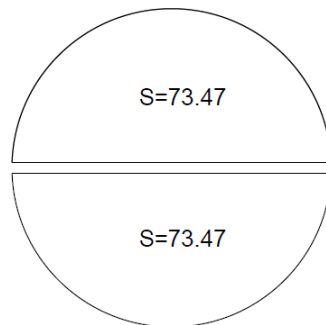
$$P_{non\ img} = 311.255\ t$$

$$P_{img} = 793.875\ t$$

$$P_{Beton} = 1105.13\ t$$

La surface des matériaux de remplissage :

$$S=146.9396\ m^2$$



Donc le poids du remplissage a l'intérieure du caisson :

$$P_{remplissage} = 264.49128\ Y$$

$$\text{Donc : } P_p = (1105.13 + 264.49128\ Y) \times g$$

La poussée d'Archimède :

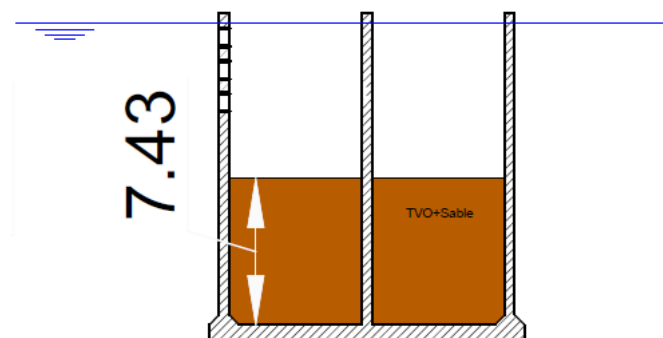
$$P_A = (3069\ t) \times g$$

$$\sum F_{ext} = 0 \rightarrow P_p - P_A = 0 \rightarrow P_p = P_A$$

$$(1105.13 + 264.49128\ Y) \times g = (3069) \times g$$

Après avoir simplifié l'équation et effectuer les calculs, la hauteur immergée a lest d'échouages est établi a

$$Y=7.43\text{m}$$



Caisson à la limite d'échouage

Figure V.9 : Représentation schématique de la hauteur du remplissage

Stabilité en flottaison :

L'importance de l'étude de la stabilité en flottaison dans la conception et la mise en œuvre d'ouvrage maritime c'est une phase transitaire entre la préfabrication et la mise en place définitive sur le site implique que le caisson soit remorqué en flottaison ou déplacée en flottabilité contrôlée.

Une mauvaise évaluation de la stabilité pourrait entraîner un chavirement ou un affaissement partiel du caisson, et maitre en danger non seulement la structure mais aussi la sécurité de l'opération.

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

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

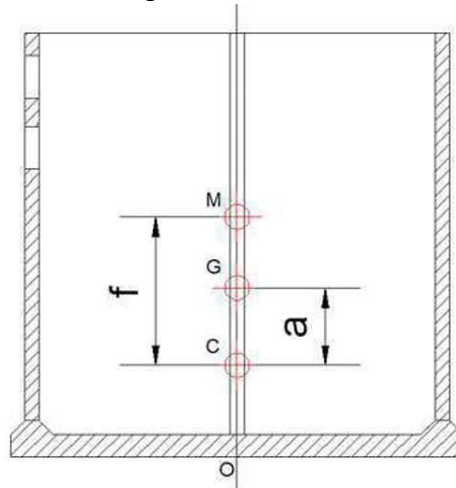


Figure V.10 : Schéma représentant les positions de 'M', 'G', 'C'

Centre de gravite :

Avec l'utilisation du logiciel Autocad $OG = 5.75$ m

Centre de poussée :

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

$$OC = \frac{h}{2} = \frac{7,15}{2}$$

$$OC = 3.575 \text{ m}$$

La distance métacentrique :

Pour un cylindre $f = \frac{S(2R_{ext})^2}{12v}$

Avec :

$$s = \pi R_{ext}^2 + 2S_c$$

$$S = 178.579 \text{ m}^2$$

$$v = \pi R_{ext}^2 \cdot h$$

La distance α :

$$\alpha = OG - OC$$

$$\alpha = 2.175 \text{ m}$$

La stabilité d'un corps flottant est assurée lorsque la distance métacentrique (GM) présente une valeur positive (La valeur $(f - \alpha)$ soit positive)

. Cette condition fondamentale impose que le centre de gravité G du corps soit positionné verticalement en dessous du métacentre M dans la configuration d'équilibre.

Calcule de $(f - \alpha)$

$$(f - \alpha) = 0.475 \text{ m} > 0$$

Le caisson démontre une stabilité de flottaison intrinsèque en configuration à vide, éliminant la nécessité de recourir à un lestage temporaire (enrochement ou ballast liquide) durant sa phase de transport vers le site

V.5 Vérification de la stabilité interne

La stabilité externe du caisson ayant été validée, cette section analyse sa stabilité interne par le calcul des contraintes pour déterminer l'armature idéale. Cette démarche assure la capacité de l'ouvrage à résister aux forces mécaniques qu'il subira.

V.5.1 Étude théorique du fonctionnement du caisson

Un caisson cylindrique réagit aux pressions des matériaux comme un silo.

La différence du silo où les pressions fluctuent avec les mouvements des matériaux en vrac lors des opérations de remplissage et vidange, le caisson cylindrique contient ses matériaux de façon statique, sans déplacement interne.

Rappel théorique du fonctionnement en silo :

Silo-inverse, variation de la pression normale avec la hauteur

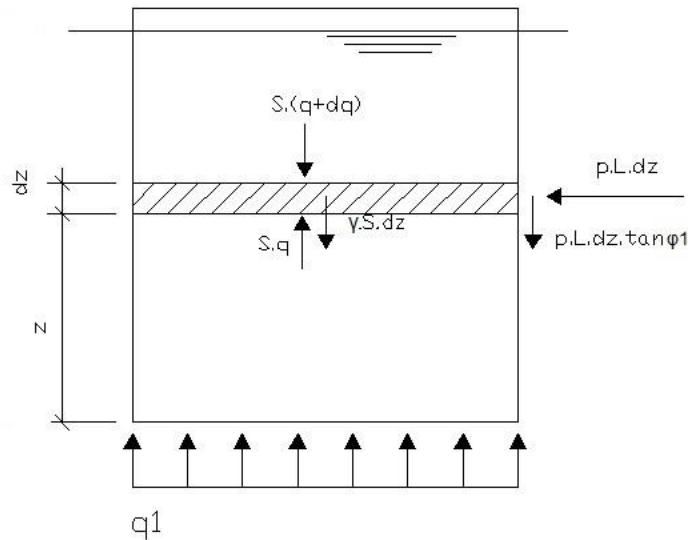


Figure V.11 : Schéma représentatif d'un silo inverse

- **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
- **q1** : pression uniforme exercée sur la base

A noter que

Les propriétés du matériau de remblai constituent des variables fluctuantes :

- La densité des matériaux s'accroît sous l'effet de la compression.
- L'angle de frottement interne évolue selon l'étendue des mouvements.
- L'angle de frottement pariétal est fonction de la texture des parois.

Dans notre analyse, nous considérons que γ , ϕ et δ demeurent constants sur l'ensemble de la hauteur du caisson.

Équation d'équilibre :

$$-\gamma \cdot s \cdot dz - P \cdot L \cdot dz \cdot \tan \delta + S \cdot q - S \cdot (q + dq) = 0$$

$$-\gamma \cdot S - p \cdot L \cdot \tan \delta = s \cdot \frac{dq}{dz}$$

$$p = k \cdot q \Rightarrow q = \frac{p}{k}$$

$$dq = \frac{1}{k} dp$$

$$k_{ca} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos^2(\lambda) \cdot \cos(\delta + \lambda + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right)^2}$$

D’ou :

$$-\gamma \cdot s - P \cdot L \tan \delta = \frac{s}{k} \cdot \frac{dP}{dz}$$

$$\frac{dP}{dz} + K \cdot \frac{L}{S} \tan \delta \cdot P + K \cdot \gamma = 0$$

$$\frac{dP}{dz} + m \cdot P + k \cdot \gamma = 0 \dots\dots\dots (1)$$

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

La solution de l’équation (1) :

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

Condition aux limites :

$$Z=0 \quad \Rightarrow \quad p = k \cdot q = \lambda - \frac{k\gamma}{m}$$

D’ou

$$\lambda = k \left(q + \frac{\gamma}{m} \right)$$

Soit :

$$p_1 = k \left(q_1 + \frac{\gamma}{m} \right) \cdot e^{-mz} - \frac{k\gamma}{m}$$

Silo-Variation de la pression normale avec la profondeur :

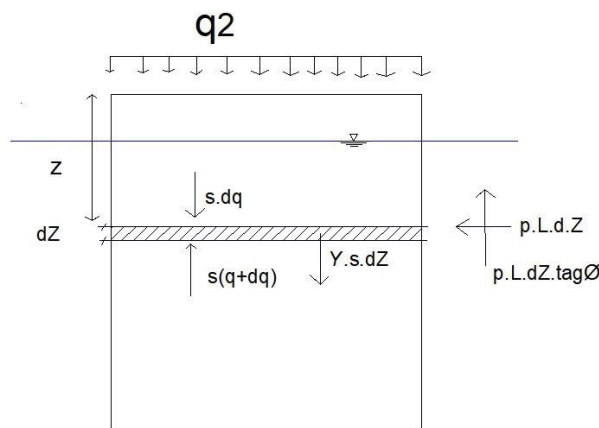


Figure V.12 : Schéma représentatif d'un silo normal

- Z = niveau d'une tranche anneau mesurée à partir du haut
- q_2 = pression uniforme exercée en tête

L'équation d'équilibre devient :

$$\gamma \cdot s \cdot dz - P \cdot L \cdot dz \cdot \tan \delta + S \cdot q - S \cdot (q + dq) = 0$$

Soit

$$\frac{dP}{dz} + m \cdot P - k \cdot \gamma = 0$$

$$p_2 = k \left(q_2 - \frac{\gamma}{m} \right) \cdot e^{-mz} + \frac{k\gamma}{m}$$

(Formule de Konen-Janssen)

Les résultats issus de l'équation précédente sont minorés et ne prennent pas en considération les déplacements du matériau de remplissage à sa partie inférieure ni le comportement élasto-plastique du matériau (selon la théorie de Reimbert). Par prudence, nous retenons pour le dimensionnement du silo inversé les coefficients suivants :

$$k'' = 2 \cdot k$$

$$m'' = k'' \cdot \frac{L}{S} \cdot \tan \varphi$$

V.5.2 Application sur notre cas d'étude

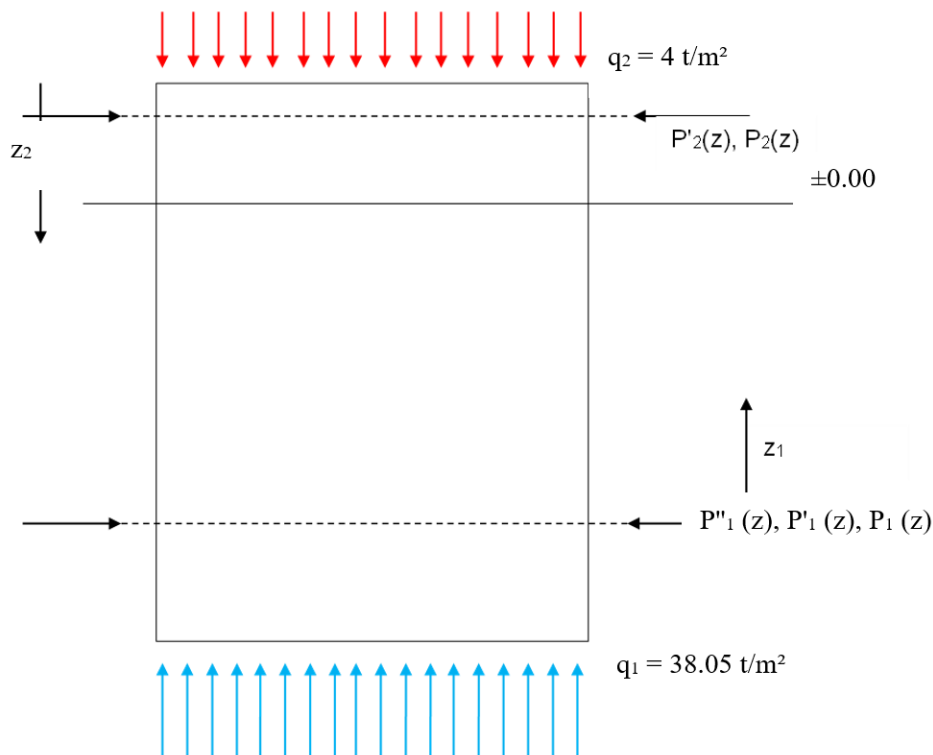


Figure V.13 : Schéma d'application des pressions

Les caractéristiques des matériaux de remplissage sont :

Matériaux de remplissage		Valeurs
TVO + sable	$\gamma(t, m^3)$	1.8
	$\gamma'(t / m^3)$	1.1
	φ^o	37
	c	0
	$\delta = \frac{2}{3} \varphi$	24.66

Tableau V.26 : Caractéristiques des matériaux de remplissage

$$k = 0.226$$

$$k'' = 0.452$$

Les caractéristiques du caisson :

$$S = 153,94m^2$$

$$L = 43.98m$$

Calcul de m :

$$m = 0.0296$$

$$m'' = 0.0972$$

Calcul des charges

Charge q1 :

Pour un silo-inverse, les calculs intègrent la pression des matériaux de remplissage dans les deux situations (immergée et hors eau), la charge uniformément répartie ainsi que la pression exercée par l'eau de mer, selon la formule suivante :

$$q_1 = 0.55\gamma + (16,1 - 0,55) \cdot (\gamma' + \gamma_w) + q$$

$$q_1 = 38,05(t / m^2)$$

Charge q2 :

Pour un silo en configuration standard, seule la charge uniformément répartie est considérée dans les calculs.

$$q_2 = 4 t/m^2$$

Calcul des pressions P_i en fonction de Z

Le tableau suivant synthétise le calcul des pressions s'exerçant sur les parois du caisson à différentes hauteurs (analyse effectuée avec Excel en appliquant les formules précédemment exposées).

Niveau	Z1	P1	P'_1	P''_1	P2	P'_2	Z2	P enveloppe
0.55	16.35	0.0273			0.904		0.00	0.904
0.00	15,80		2.249	-0.311		1.025	0.55	2.249
-1,00	14,80		2.569	0.179		1.240	1.55	2.569
-3,00	12,80		3.238	1.315		1.651	3.55	3.238
-5,00	10,80		3.948	2.695		2.039	5.55	3.948
-7,00	8,80		4.701	4.371		2.405	7.55	4.707
-9,00	6,80		5.500	6.406		2.749	9.55	6.406
-11,00	4,80		6.348	8.879		3.074	11.55	8.879
13,00	2,80		7.247	11.882		3.380	13.55	11.882
-14,00	1,80		7.717	13.617		3.526	14.55	13.617
-15,80	0,00		8.5993	17.1982		3.779	16.35	17.1986

Tableau V.27 : Pression P_i en fonction de Z

V.5.3 Ferrailage :

Hypothèses :

$$F_{C28} = 35 \text{ MPa} \quad F_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \quad \sigma_b = 21 \text{ MPa} \quad F_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier HA FeE500} \quad E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 434.78 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 200 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{15 \sigma_b}{15 \sigma_b + \sigma_{st}} \quad \text{Enrobage} = 50 \text{ mm (fissuration très préjudiciable)}$$

Ferrailage du voile périphérique

Epaisseur de voile du prédimensionnement = 0.5m

Calcul de l'épaisseur

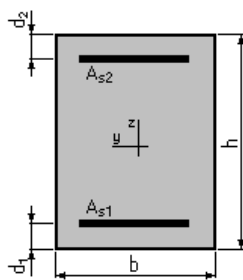
$$e \geq \frac{P \times (R_{int} + \frac{e_{supposée}}{2})}{h \times \sigma_{t28}}$$

P : la pression maximale appliquée sur le voile (dans notre cas, P=17.2 t/m²)

h = Hauteur considérée pour le calcul, h=1 mètre linéaire (ml)

$e \geq 0.462 \text{ m}$ donc on prend ($e=0.5 \text{ m}$)

Calcul des armatures



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50.0 \text{ (cm)}$$

$$A_{s \text{ service}} = \frac{N_{\text{service}}}{\sigma_{\text{st}}}$$

$$N_{\text{service}} = P_{\text{enveloppe}} \times R_{\text{moy}}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Intervalle de longueur	As nominale (cm ²)	As pratique
De -15.80 à -11.00	101.46	13HA32 (7x2 HA32)/ml
De -11.00 à -5.00	58.22	12HA25 (6x2 HA25)/ml
De -05.00 à +0.55	30.91	10HA20 (5x2 HA20)/ml

Tableau V.28 : Ferrailage du voile périphérique

Moment à l'encastrement :

$$M = \frac{P_{\text{enveloppe}} \times R \times e}{\sqrt{12}}$$

$$A_{s \text{ service}} = \frac{M}{Z \times \sigma_{\text{st}}}$$

$$\text{Avec } Z = d - \frac{X}{3} \text{ et } X = \alpha \times d$$

Le résultat est illustré dans le tableau suivant :

As nominale (cm ²)	As pratique /ml
87,02	7xHA32+7xHA25

Tableau V.29 : Ferrailage à l'encastrement (voile-radier)

Ferrailage du radier :

L'utilisation du logiciel ROBOT Structural Analyse pour la modélisation du caisson a permis de déterminer les moments sollicitant, le modèle est représenté en Annexe.

Calcul de l'épaisseur

$$e_{\min} = \sqrt{\frac{M}{0.5 \times \sigma_b \times \alpha \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \times b}}$$

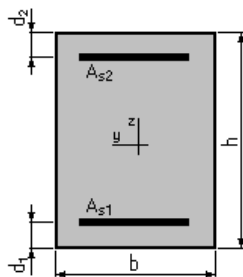
b = 1m linéaire

M= 174.86 t.m/ml

On obtient :

e_{min} = 0.583m On prend **e = 0.8 m**

Calcul des armatures



b = 100.0 (cm)

h = 80.0 (cm)

$$M_1 = \frac{1}{2} b \sigma_b Z X \quad M_1 = 361.46 \text{ t.m/ml}$$

On a : $M_{service} \leq M_1$ donc la section est sans armatures comprimées SSAC

$$A_{s \text{ service}} = \frac{M}{Z \times \sigma_{st}}$$

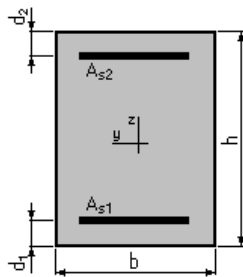
Sens	Signe	Moment (KN.m/ml)
Radial	Négatif	1051.95
	Positif	1748.61
transversal	Négatif	1054.9
	Positif	533.05

Tableau V.30 : Moments sollicitant le radier

Sens	Nappe	As nominale (cm ² /ml)	As pratique /ml
Radial	supérieure	58.91	12 HA 25
	inférieure	29.45	6 HA 25
transversal	supérieure	58.91	12 HA 25
	inférieure	29.45	12 HA 32

Tableau V.31 : Ferrailage du radier

Ferrailage de la poutre de couronnement :



$b = 100.0 \text{ (cm)}$

$h = 60.0 \text{ (cm)}$

Les sollicitations sur la poutre de couronnement sont déterminées par le biais de la modélisation sur le logiciel Robot Structural analyse, les résultats de la modélisation sont illustrés en annexe

Des tableaux récapitulatifs des moments et des sections d'aciers correspondantes sont présentés ci-dessous :

Moment (KN.m/ml)	.E.L.S.		.E.L.U.	
	Fibres superieures	Fibres Inferieures	Fibres superieures	Fibres Inferieures
Mxx (KN.m/ml)	362	220	520	325
Myy (KN.m/ml)	208	100	301	143
Mmax (Mxx, Myy) (KN.m/ml)	362	220	520	325

Tableau V.32: Moments sollicitant le couronnement

Sens	Zone	Conditions matériaux	As (cm ² /ml)	As pratique
XX	Fibre sup	35MPA, FeE500	46.61	6 HA 32 / ml
	Fibre inf	35MPA, FeE500	39.44	5 HA 32 / ml
YY	Fibre sup	35MPA, FeE500	45.23	6 HA 32 / ml
	Fibre inf	35MPA, FeE500	28.67	6 HA 25 / ml

Tableau V.33 : Ferrailage du couronnement

Zone sollicitée par la traction du bollard :

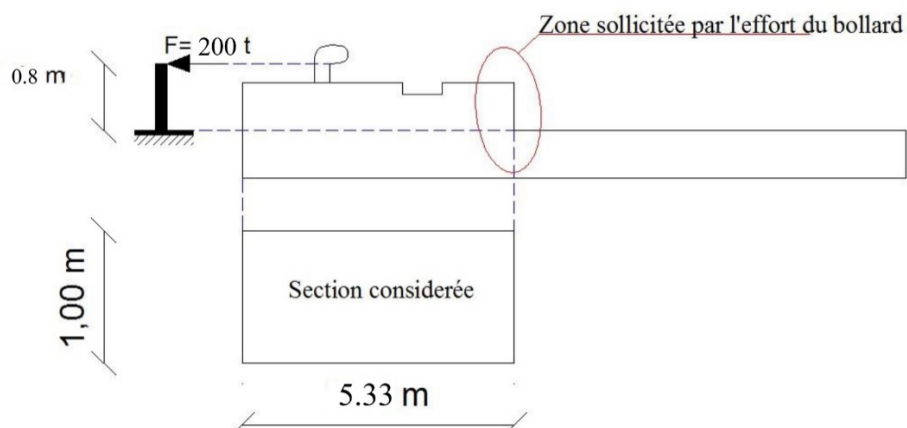
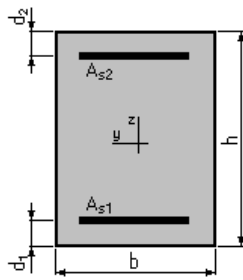


Figure V.13 : Schémas représentant l'effet de traction du bollard sur le couronnement



$b = 100.0 \text{ (cm)}$

$h = 533.0 \text{ (cm)}$

Le moment fléchissant vaut :

$M = \frac{P \times L}{16}$ avec : $P = 200$ tonnes (effort de traction sur le bollard) et $L = 0.8$ m (bras de levier)

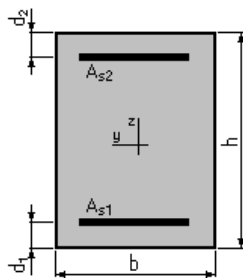
On trouve :

$As = As \text{ (CNF)} = 66.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des armatures : 9 HA 32/ml

Poutre sous rail :

Les dimensions de la poutre sous rail sont les suivantes :



$b = 250.0 \text{ (cm)}$

$h = 190.0 \text{ (cm)}$

En tenant compte des résultats de la modélisation de la poutre sous rail, nous avons calculé le ferrailage de cette dernière en flexion simple et à l'effort tranchant, des tableaux récapitulatifs des sollicitations et des sections d'acier correspondantes sont présentés ci-dessous :

Sollicitations	Combinaison	Signe	Valeurs
Moment (KN.m)	ELU	Négatif	2004.55
		Positif	2072.81
	ELS	Négatif	1336.37
		Positif	1381.87
Effort tranchant (KN)	ELU		697.7

Tableau V.34 : Sollicitations sur la poutre arrière sous rail

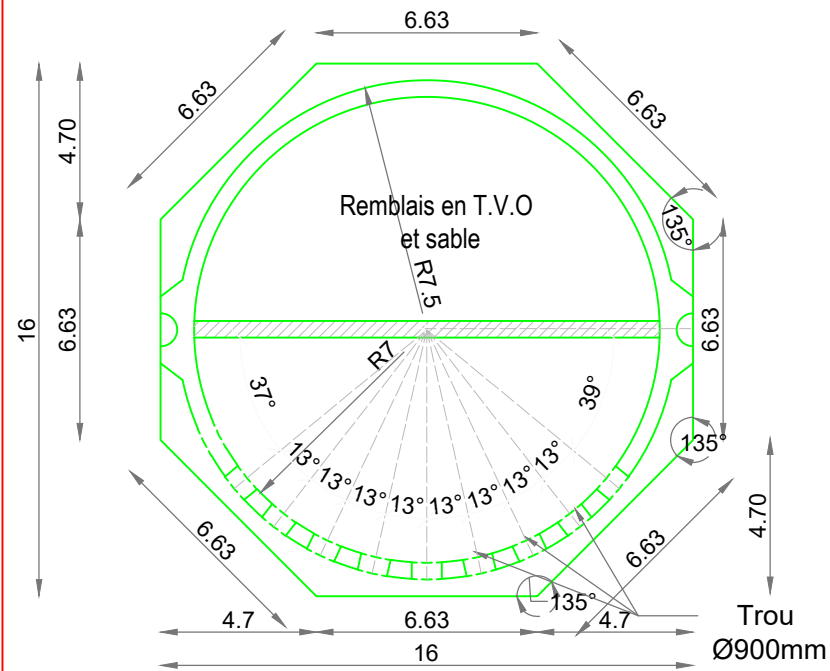
Sollicitations	Section nominale		Section pratique
Moment	Fibres superieures	43.98 cm ²	6 HA 20 + (HA 20 / 10cm)
	Fibres inferieures	59.69 cm ²	19 HA 20
	Armature de peau	14.07 cm ² / ml	HA 16 / 15cm
Effort tranchant	Cadres	6.16 cm ² / 15cm	2 cadres HA 14 / 15cm

Tableau V.35 : Ferrailage de la poutre arrière sous rail

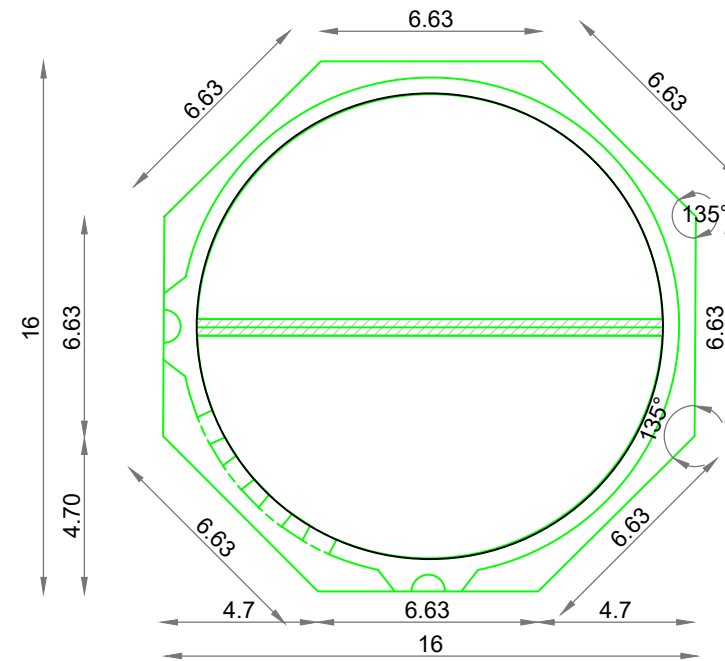
V.6 Conclusion :

Ce chapitre a permis analytiquement de pré-dimensionner les ouvrages d'accostage de la variante d'aménagement retenue, de vérifier leur stabilité externe et leurs résistances face aux charges d'exploitation portuaires, ce travail a été effectué en adoptant une approche garantissant un comportement structurel sûr, en conformité avec les normes en vigueur.

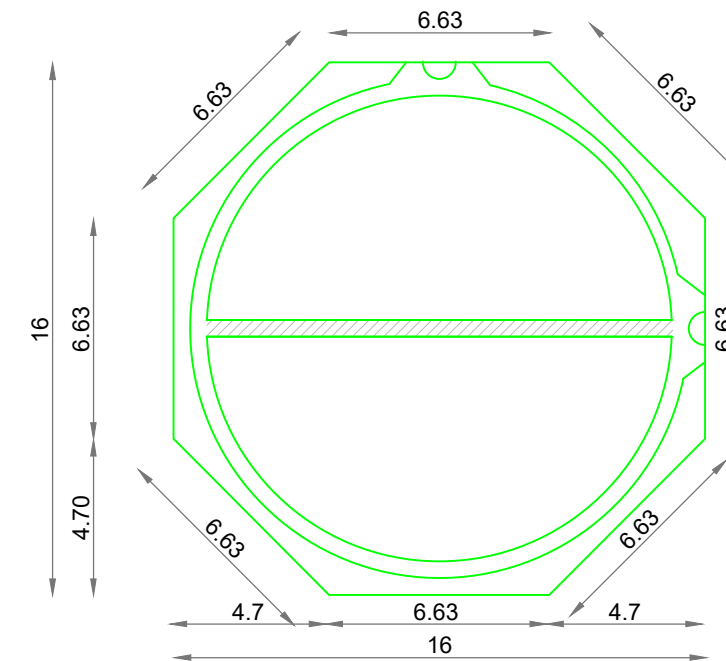
VUE EN PLAN CAISSON
TYPE 01
Ech : 1/200



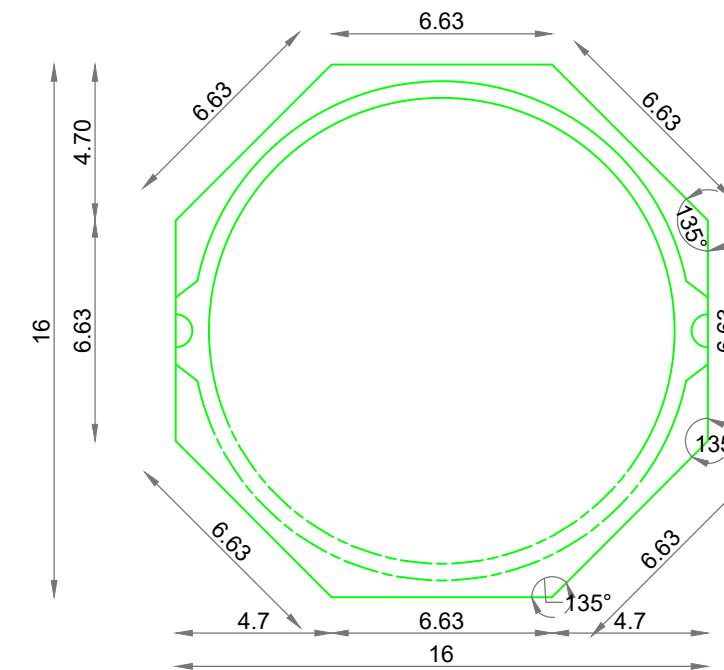
VUE EN PLAN CAISSON
TYPE 02
Ech : 1/200



VUE EN PLAN CAISSON
TYPE 03
Ech : 1/200

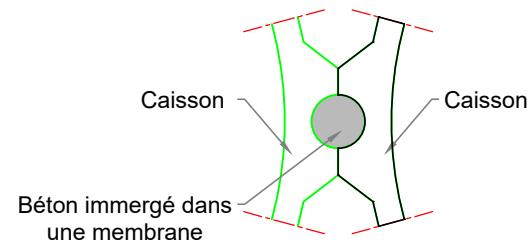
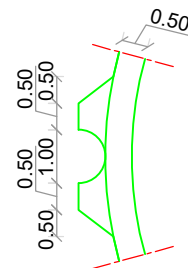


VUE EN PLAN CAISSON
TYPE 04
Ech : 1/200



DETAIL
CLE

COFFRAGE



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger

Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz

Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'études

Étude d'extension de l'ancien
port de SKIKDA

Réalisé par

Z.ZAOUCHE
Y.ZEMMOUR

Encadré par

Douadi
RAHMANI

Titre

Plan de coffrage des
caissons de quais

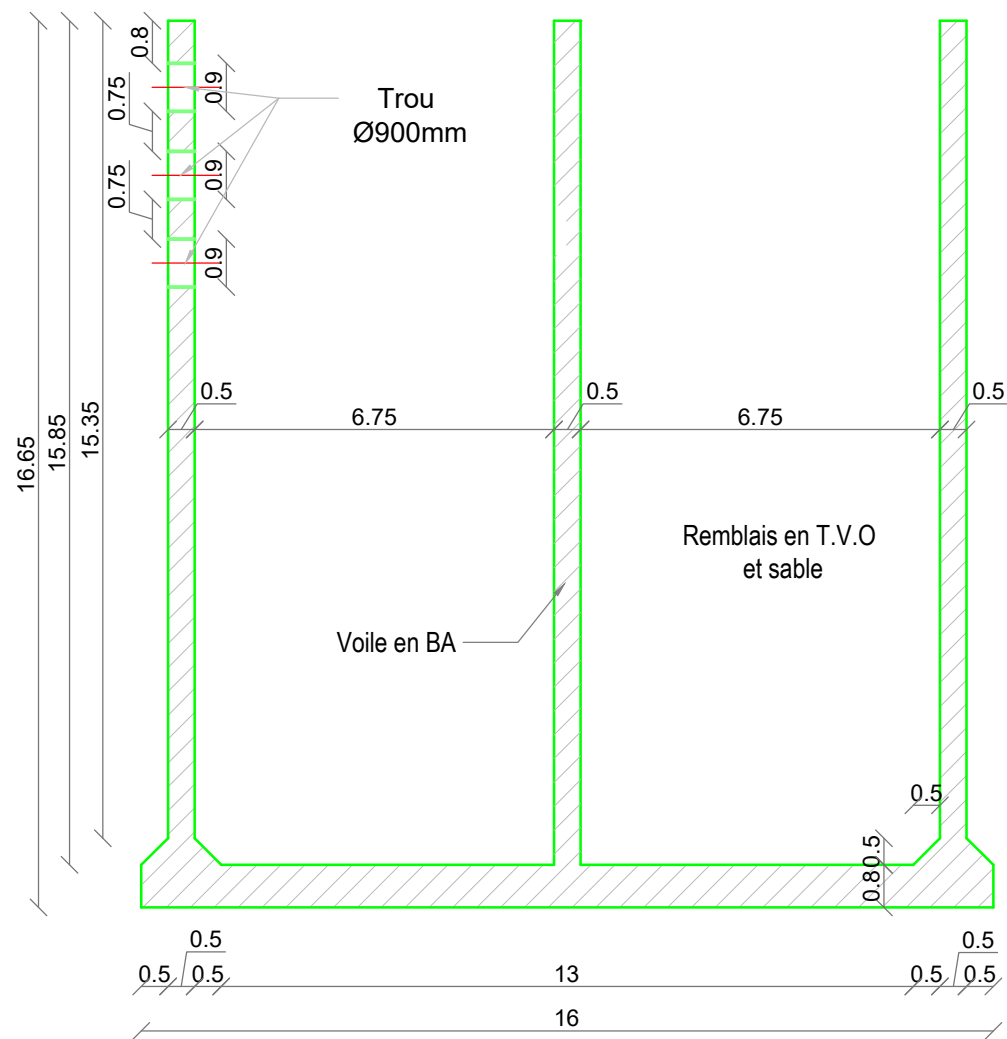
Échelle

Année universitaire

2024 / 2025

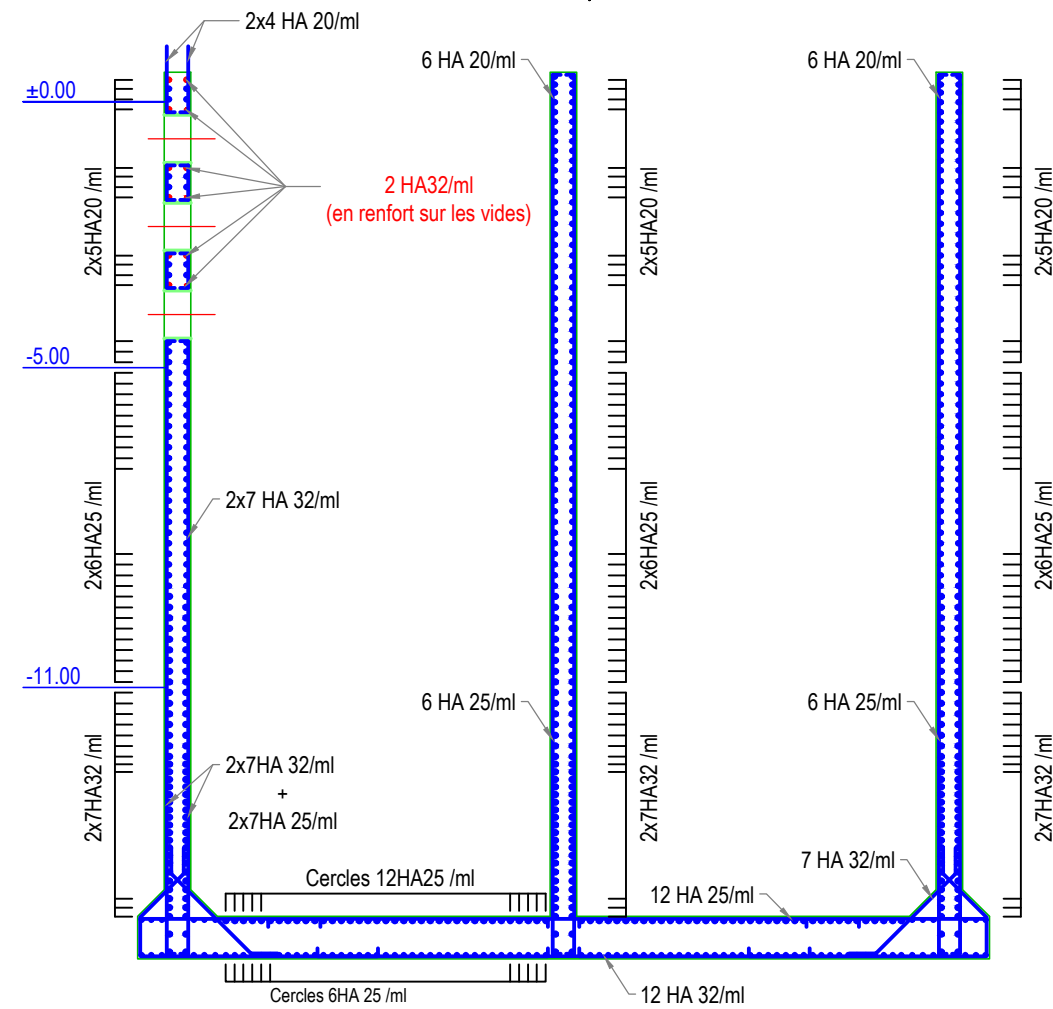
COFFRAGE CAISSON CIRCULAIRE

Ech : 1/125

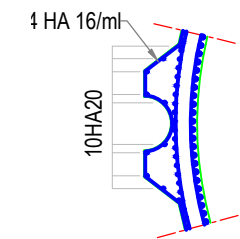


FERRAILLAGE CAISSON

Ech : 1/125



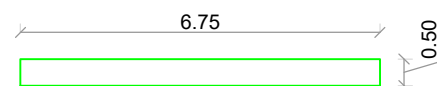
FERRAILLAGE



DETAIL BOUCHON

Ech:1/125

COFFRAGE



FERRAILLAGE



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger

Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz

Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'études

Étude d'extension de l'ancien port de SKIKDA

Réalisé par

Z.ZAOUCHÉ
Y.ZEMMOUR

Encadré par

Douadi
RAHMANI

Titre

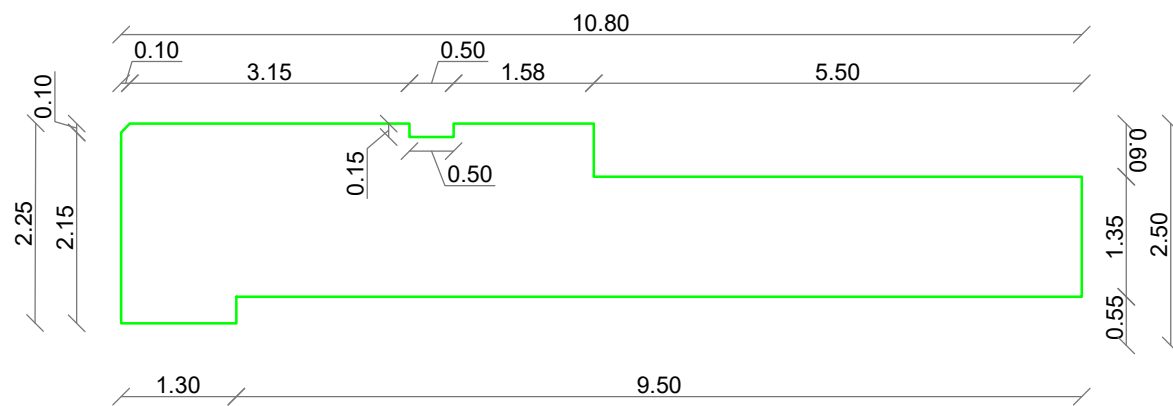
Coupes et ferrailage caissons de quais

Échelle

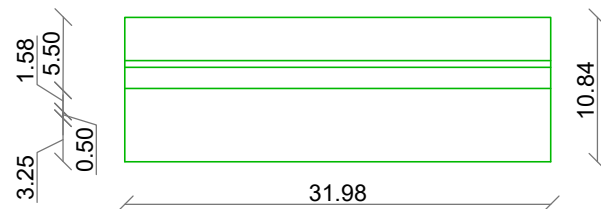
Année universitaire

2024 / 2025

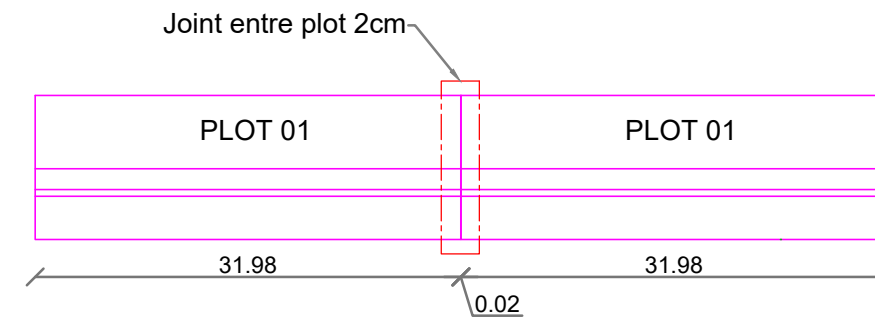
COFFRAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT Ech:1/75



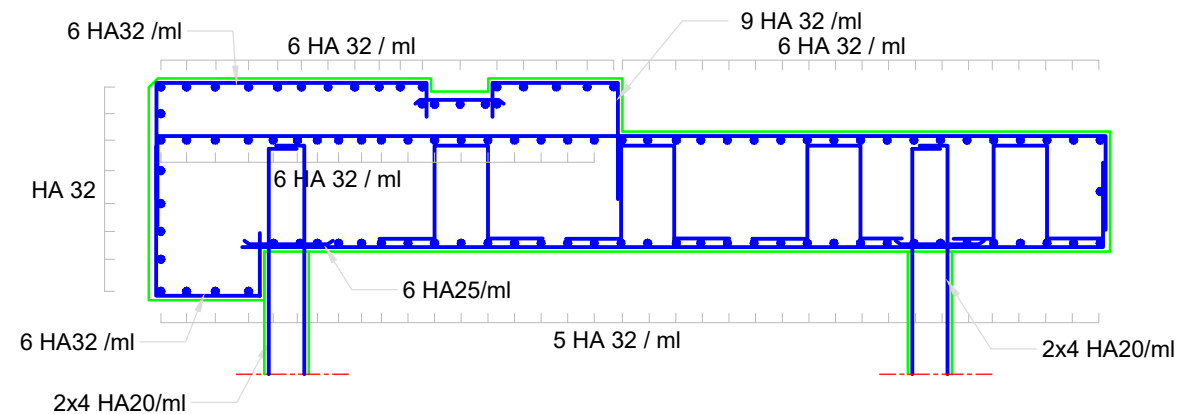
PLOT 01 Ech:1/500



DETAIL DE JOINT Ech:1/500



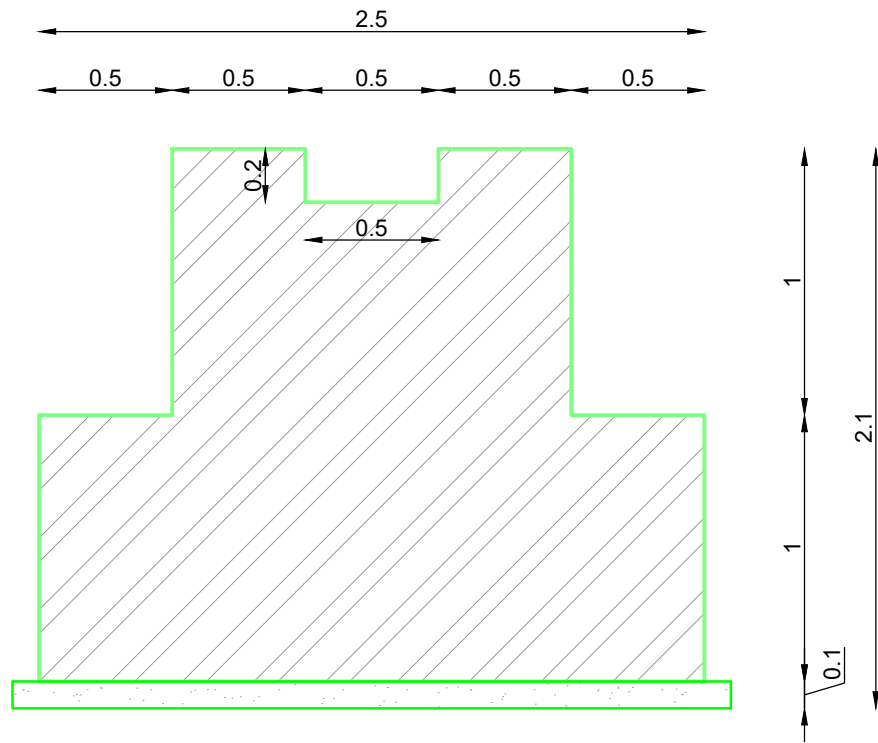
FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT Ech:1/75



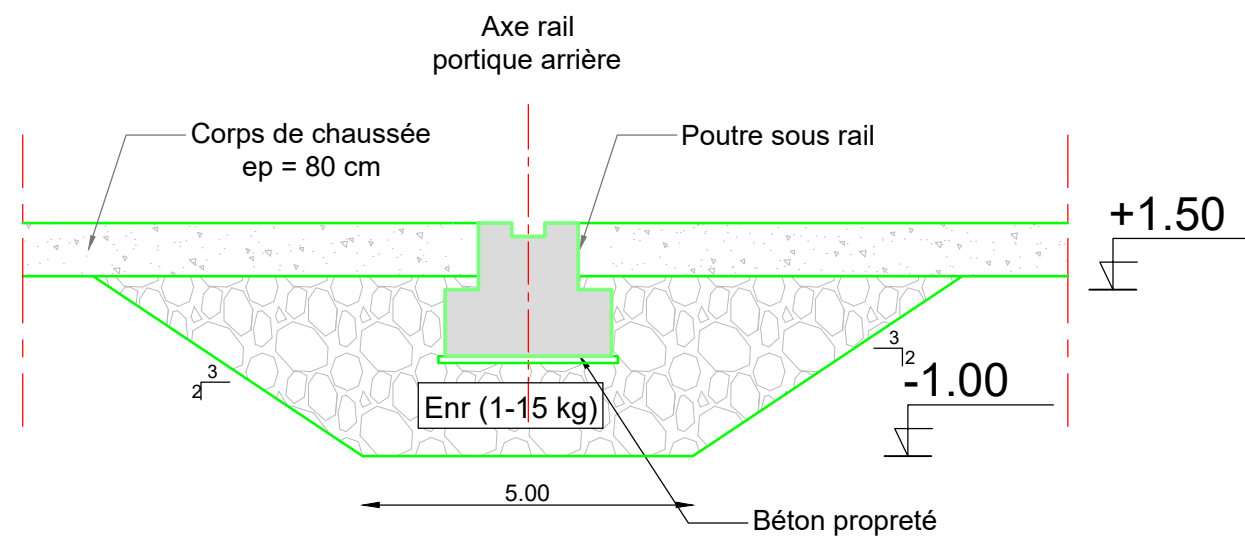
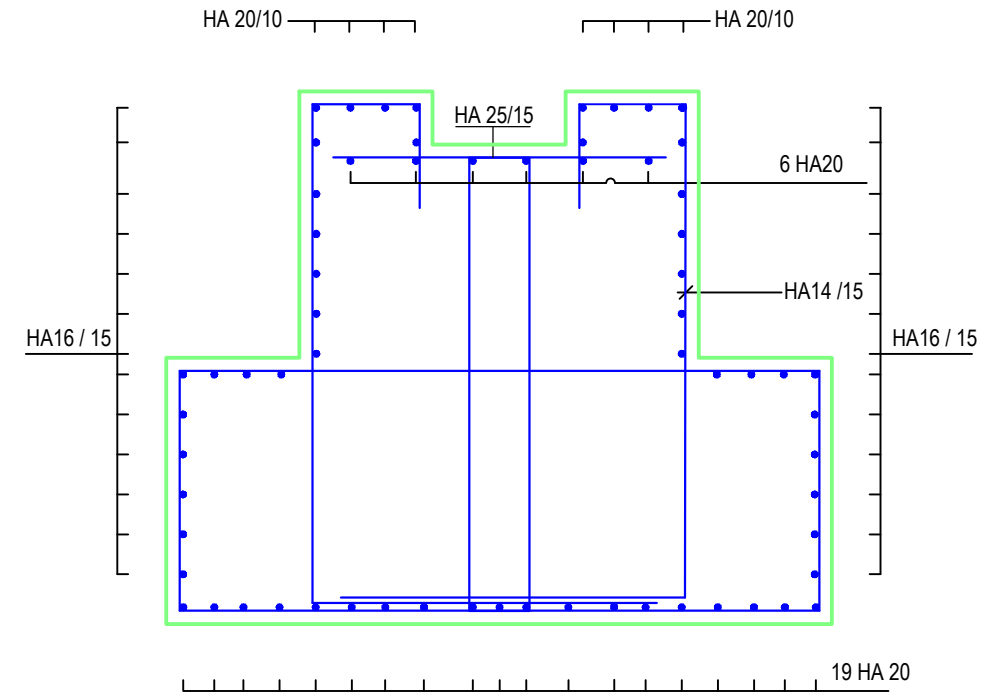
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'études	Réalisé par	Encadré par	Titre	Échelle	Année universitaire
Étude d'extension de l'ancien port de SKIKDA	Z.ZAOUCHÉ Y.ZEMMOUR	Douadi RAHMANI	Détails et ferrailage du couronnement		2024 / 2025

COFFRAGE DE LA POUTRE SOUS RAIL Ech :1/25



FERRAILLAGE DE LA POUTRE SOUS RAIL Ech :1/25



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger

Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz

Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'études

Étude d'extension de l'ancien
port de SKIKDA

Réalisé par

Z.ZAOUCHE
Y.ZEMMOUR

Encadré par

Douadi
RAHMANI

Titre

Détails de la poutre
arrière sous rails

Échelle

Année universitaire

2024 / 2025

- CHAPITRE VI -
Impact sur
L'environnement

VI.1 Introduction :

A l'instar du littoral méditerranéen, le littoral et les zones côtières en Algérie sont le siège d'une intense activité socio-économique, induisant une littoralisation du développement.

Ces activités s'accompagnent inévitablement d'interactions avec les composantes physico-chimiques, biologiques et écologiques de cet écosystème de plus en plus vulnérable.

Le présent projet (extension du port commercial de Skikda), va modifier l'écosystème côtier par suite des changements des paramètres physiques (courant, houle, dépôts de sédiments, ...) et biologiques.

Les composantes du milieu susceptibles d'être affectés par les différentes actions du projet :

VI.2 Milieu Physique

VI.2.1 Bathymétrie :

La modification apportée à la bathymétrie lors des travaux de déroctage et la construction de terre-plein aura pour effet de perturber les courants côtiers et ainsi modifier les couloirs de transport de sédiments

VI.2.2 Qualité de l'air

Poussières émanant des activités de construction, vents soufflant sur les sols entassés et exposés causant l'émissions émanant de matériaux non couverts, émissions de gaz d'échappement et gaz à effet de serre des véhicules et engins de construction, L'importance de cet impact est chiffrée par un paramètre nommé le bilan carbone

Bilan carbone :

Dans un contexte de quantification des émissions de gaz à effet de serre (GES), il est essentiel d'évaluer l'impact environnemental des travaux de construction qui est comparable à l'impact environnemental d'utilisation pour des projets de grande ampleur.

Le bilan carbone est un paramètre qui permet de mesurer les émissions de GES générées par les différentes étapes d'un projet, mais aussi d'identifier des leviers d'amélioration pour limiter les émissions associées. Dans le cadre du projet, le calcul du bilan carbone vise à sensibiliser les entreprises de réalisation, en tenant compte des procédés utilisés et de la gestion des ressources énergétiques.

Étapes principales pour le calcul du bilan carbone :

a) Définir le périmètre du bilan carbone (pour notre projet le périmètre couvrira une limite temporelle à court terme (Phase de réalisation)).

b) Catégoriser les sources d'émissions :

-Émissions directes : Liées à la combustion de carburants par les machines et les véhicules.

-Émissions indirectes : Liées à la production et au transport des matériaux.

c) Collecte des données :

Consommation énergétique :

-Quantité de diesel ou essence consommée (en litres ou tonnes) lors des travaux

-Facteurs d'émission de chaque engin utilisé et durée des manœuvres associées à chaque engin

Matériaux utilisés

-Quantités des matériaux utilisés

-Facteurs d'émissions associées à chaque matériau

d) Calcul des émissions de GES

les estimations pour le projet sont résumées dans les tableaux suivants :

Matériaux	Coeff (kg CO2/tonne) ou (kg CO2/m3) ou (kgCO2/m2)	Quantité (tonne ou m3)	Résultat Kg de CO2
TVC (tonnes)	6.1	22 010 950	134 266 795
ENR (1-3T) (tonnes)	10.2	775 000	7 905 000
ENR(3-6T) (tonnes)	20.2	852 000	17 210 400
ENR(1-15kg) (tonnes)	5.15	251 110	1 293 216.5
ENR (0.5-1T) (tonnes)	8.1	170 960	1 384 776
ENR (50-200KG) (tonnes)	7.05	75 035	528 996.75
TVO+SABLE (tonnes)	2.7	550 000	1 485 000
sable (tonnes)	4.1	1 088 400	4 462 440
géotextile (m2)	2.5	60 000	150 000
béton (m3)	325.5	907 365	295 347 307.5
acier (tonnes)	1850	37 134	68 697 900
(BB) (tonnes)	60	190 000	11 400 000
grave bitume (tonnes)	30	420 000	12 600 000
ballast (tonnes)	10.2	25 820	263 364
fonte (bollard) (tonnes)	1 580	108.81	171 919.8
défense (caoutchouc) (tonnes)	4 000	223.2	892 800
Total			558 059 915.6

Tableau VI.1 : Emissions indirectes de CO2

Lots	Engins associés au lots	Nombre d'engins/lot	Coeff d'émission (Kg CO2/h)	Résultat Kg de CO2
Digue a talus de la jetée principale	Pelle hydraulique	2.00	42.00	241 920.00
	Bulldozer	2.00	53.60	308 736.00
	Niveleuse	1.00	41.30	118 944.00
	Grue mobile	3.00	52.50	453 600.00
	Camion-citerne	1.00	21.70	62 496.00
	Chargeuse-pelleteuse	2.00	21.00	120 960.00
	Camion-benne	12.00	55.20	1 907 712.00
	pompe à béton	2.00	80.10	5 767.20
	camion malaxeurs	6.00	106.80	23 068.80
Digue mixte de la jetée principale	Ponton	1.00	121.00	367 840.00
	Remorqueur	2.00	134.00	814 720.00
	Grue flottante	2.00	188.00	1 143 040.00
	Chaland	4.00	241.00	2 930 560.00
	Pelle hydraulique	2.00	42.00	255 360.00
	pompe à béton	2.00	80.10	7 609.50
	camion malaxeurs	6.00	106.80	30 438.00
Terre-pleins	Pelle hydraulique	4.00	42.00	645 120.00
	Bulldozer	5.00	53.60	1 029 120.00
	Niveleuse	7.00	41.30	1 110 144.00
	Camion-citerne	3.00	21.70	249 984.00
	Chargeuse-pelleteuse	9.00	21.00	725 760.00
	Camion-benne	20.00	55.20	4 239 360.00
	compacteurs	9.00	54.30	1 876 608.00
Epis N2 et N3	Pelle hydraulique	2.00	42.00	80 640.00
	Bulldozer	2.00	53.60	102 912.00
	Niveleuse	1.00	41.30	39 648.00
	Grue mobile	3.00	52.50	151 200.00
	Camion-citerne	1.00	21.70	20 832.00
	Chargeuse-pelleteuse	1.00	21.00	20 160.00
	Camion-benne	10.00	55.20	529 920.00
	pompe à béton	2.00	80.10	2 883.60
	camion malaxeurs	6.00	106.80	11 534.40
Caisson et couronnement des quais	Dock flottant	1.00	459.10	543 574.40
	Ponton-grue	1.00	873.80	1 034 579.20
	Remorqueur	2.00	134.00	317 312.00
	pompe à béton	2.00	80.10	94 838.40
	camion malaxeurs	6.00	106.80	379 353.60
Total				21 998 255.10

Tableau VI.2 : Emissions directes de CO2

Emissions directes (Kg CO2)	Emissions indirectes (Kg CO2)	Total des émissions (Kg CO2)
21 998 255.10	558 059 915.6	580 058 170.70

Tableau VI.3 : total des émissions de CO2

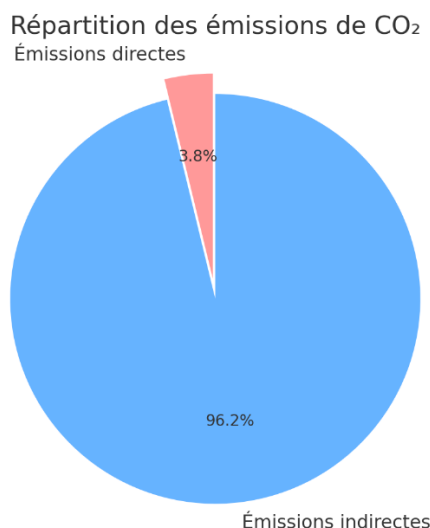


Figure VI.1 : diagramme circulaire des émissions de CO₂

VI.2.3 Qualité de l'eau et sédiment

Durant la phase des travaux, on assistera à une augmentation considérable de la turbidité, ainsi, l'installation provisoire du chantier aura pour conséquence la génération d'eaux usées domestiques non traitées.

Dans le but de minimiser la diffusion de sédiments indésirables qui pourraient perturber notamment les infrastructures côtières environnantes tel que le port de Stora (pêche) et le port pétrolier de Skikda à l'est du projet, nous mettons en vigueur un outil (écran anti-turbidité)

Ecran anti-turbidité :

La turbidité constitue l'un des paramètres physiques descriptifs de la colonne d'eau.

On entend ici par « turbidité », l'obstruction à la pénétration de la lumière dans l'eau, due à la présence de particules solides inorganiques (argiles, vases, sables) ou organiques (plancton) en suspension dans l'eau. La mesure de turbidité se fait de manière indirecte, à partir de capteurs acoustiques ou optiques. Les valeurs obtenues sont exprimées en unités normalisées, le plus communément NTU / FTU (Nephelometric Turbidity Unit) ou FNU (Formazin Nephelometric Unit).

Les écrans anti-turbidité sont souvent présentés, dans les études d'impact comme un outil qui a pour but d'empêcher la dispersion des particules, voire confiner les panaches turbides.

Le retour d'expérience de l'utilisation de ce type d'écran montre que la turbidité peut être réduite de 80-90 % à l'extérieur de l'écran.

L'efficacité des écrans dépend de plusieurs facteurs :

La profondeur du site, les conditions hydrodynamiques (agitation), la localisation des points d'émission de matières en suspension ainsi que les caractéristiques dimensionnelles de l'écran, leur installation et maintenance.

En conséquence, ils ne sont utilisables et efficaces que dans quelques cas de figure bien définis.

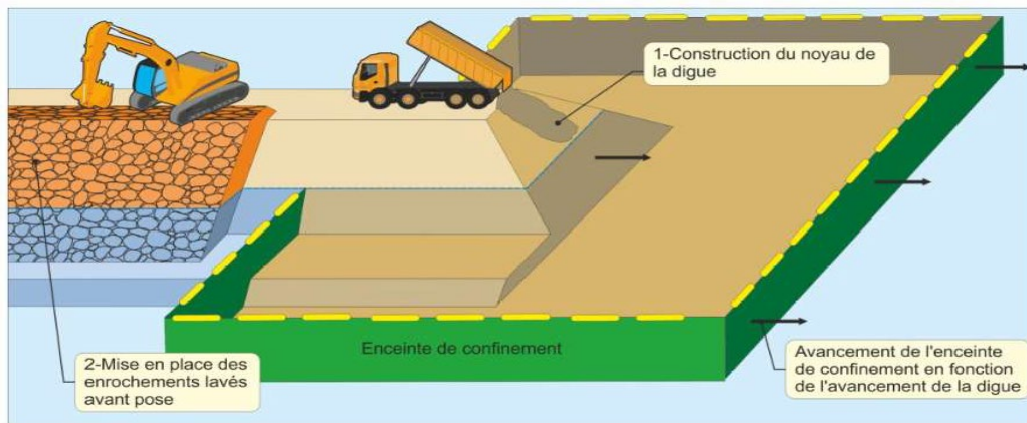


Figure VI.2 : Schéma explicatif pour la disposition d'un écran anti-turbidité



Figure VI.3 : utilisation d'un écran anti-turbidité dans une opération de dragage

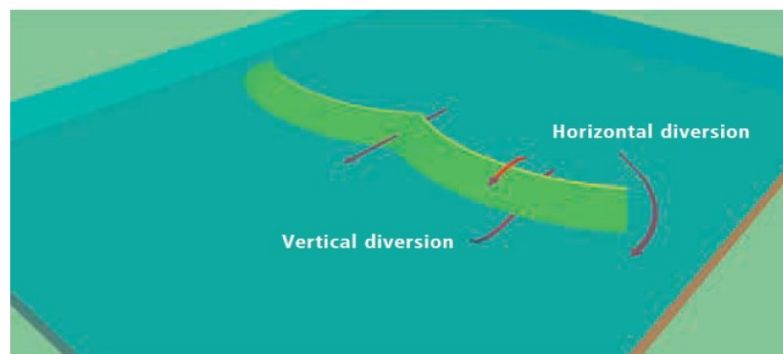


Figure VI.4 : schéma explicatif illustrant les différents modes de dispersion

Les écrans peuvent être constitués de tissus tissés ou non tissés ou maillés et composés de polyester, polypropylène ou de géotextile.

Ce sont des barrières de faible perméabilité faites de géotextiles tissé (grammage variant entre 200 et 700 g/m²) ou de Nylon ou de polyester renforcés de PVC ou encore de Kevlar/polyester. Elles sont maintenues en place par des flotteurs et un lest à leur extrémité inférieure (chaîne, poids régulièrement espacés, piquets).

Des câbles de tension peuvent être disposés verticalement dans l'écran, au-dessus des segments de flottaison et à intervalles réguliers pour absorber les tensions créées par les courants et les autres forces hydrodynamiques.

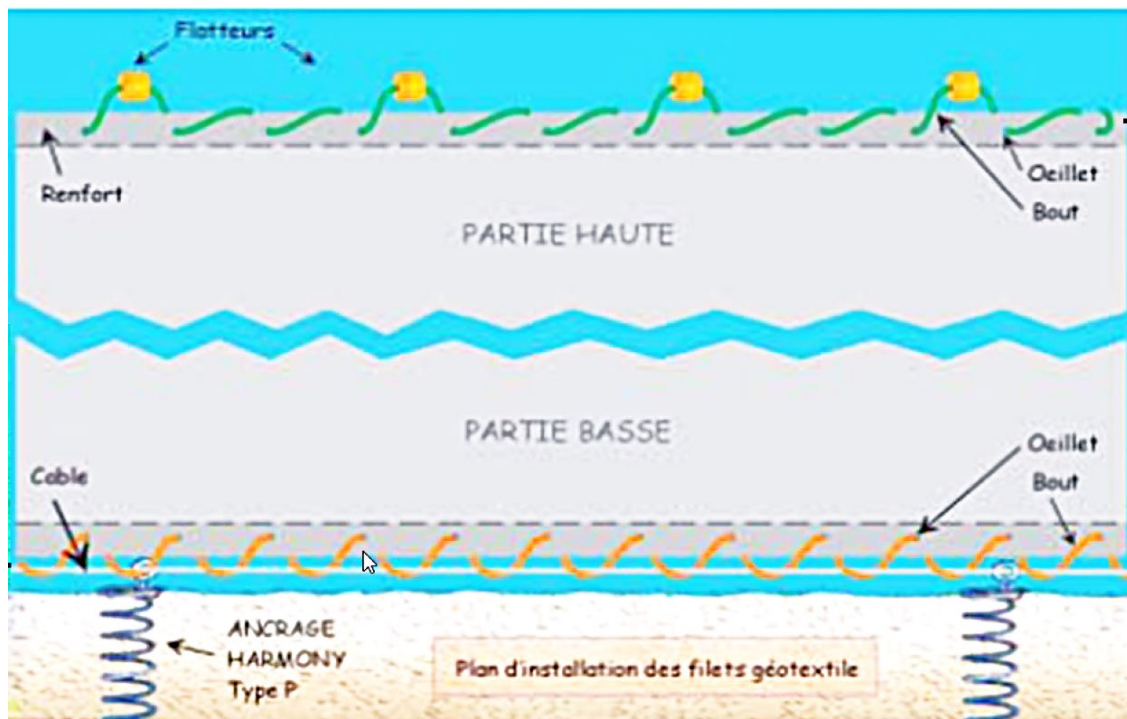


Figure VI.5 : Schéma explicatif des composants du rideau anti-turbidité

VI.2.4 Milieu Biologique :

Une base de données nationale sur la biodiversité marine de la côte algérienne est en cours de conception, le but de cette dernière est de mieux protéger le capital marin vivant de l'Algérie et celui de la Méditerranée

Les composants du milieu biologique susceptible d'être affectés sont :

Flore aquatique :

Posidonie : Une espèce clé de la Méditerranée. Ces herbiers forment un écosystème essentiel pour la biodiversité marine.

Cymodocées : Moins étendues que les posidonies mais importantes pour stabiliser les sédiments.

Algues brunes : Forment des habitats côtiers complexes.

Algues rouges : Contribuent aux substrats marins calcaires.

Faune aquatique :

Mérus : Espèce protégée qui fréquente les récifs côtiers

Dorades : Présentes dans les zones côtières et les lagunes.

Moules : Adhérent aux rochers et structures portuaires.

Huîtres et palourdes : Présentes dans les fonds sablonneux ou vaseux.

Langoustes et crabes : Espèces benthiques vivant près des récifs ou des substrats rocheux.

VI.2.5 Milieu Humain :

Les effets sur le milieu humain touchent principalement :

- Santé et sécurité publique
- Bruits et vibrations émanant des camions, véhicules et équipements,

VI.3 Législations dans les différents domaines de l'environnement :

La réalisation du projet extension de l'ancien port de Skikda doit se conformer aux lois et décrets suivants :

Loi n°02-02 du 05 février 2002

Relative à la protection et à la valorisation du littoral

Décret exécutif n° 09-114 du 11 Rabie Ethani 1430 correspondant au 7 avril 2009 fixant les conditions d'élaboration du plan d'aménagement côtier

Décret exécutif n° 09-88 du 21 Safar 1430 correspondant au 17 février 2009 relatif au classement des zones critiques du littoral. (page 7) (Publié dans JO n°12 du 22/02/2009)

Décret exécutif n° 07-206 du 15 Joumada Ethania 1428 correspondant au 30 juin 2007 fixant les conditions et les modalités de construction et d'occupation du sol sur la bande littorale, de l'occupation des parties naturelles bordant les plages et de l'extension de la zone objet de non-ædificandi.

Décret exécutif n° 06-351 du 12 Ramadhan 1427 correspondant au 5 octobre 2006 fixant les conditions de réalisation des voies carrossables nouvelles parallèles au rivage.

Loi 01-09 relative au contrôle, à la gestion et l'élimination des déchets

Décret 93-184 relatif aux émissions sonores

Décret exécutif n° 12-235 du 3 Rajab 1433 correspondant au 24 mai 2012 fixant la liste des espèces animales non domestiques protégées.

Protection de l'atmosphère :

Décret exécutif n° 1006-138 du 15 avril 2006 réglementant l'émission dans l'atmosphère de gaz, fumées, vapeurs, particules liquides ou solides, ainsi que les conditions dans lesquelles s'exerce leur contrôle

Ce décret comprend quatre principales sections : des dispositions préliminaires, des prescriptions techniques relatives aux rejets atmosphériques et du contrôle des rejets atmosphériques.

Au sens de ce décret, on entend par l'émission dans l'atmosphère de gaz, fumées, vapeurs, particules liquides ou solides désignés ci-après par « rejets atmosphériques », tout rejet de ces matières par des sources fixes et notamment par les installations industrielles.

Décret exécutif n° 13-110 du 5 Joumada El Oula 1434 correspondant au 17 mars 2013 réglementant l'usage des substances qui appauvrissent la couche d'ozone, de leurs mélanges et des produits qui en contiennent.

Protection de l'eau :

Loi 83-17 modifiée et complétée portant code des eaux

Cette loi fournit une base pour la mise en œuvre d'une politique nationale de protection des ressources en eau et traite du problème d'autorisation de prélèvement de l'eau. Elle définit des zones de protection autour des sources d'eau au sein desquelles les activités polluantes sont réglementées, voir interdites.

Décret exécutif n°09-141 du 19 avril 2006 définissant les valeurs limites des rejets d'effluents liquides industriels

Décret n°88-228 du 5 novembre 1988 définissant les conditions, procédures et modalités d'immersion des déchets susceptibles de polluer la mer.

Décret 09-209 du 17 Joumada Ethania 1430 correspondant au 11 juin 2009 fixant les modalités d'octroi de l'autorisation de déversement des eaux usées autres que domestiques dans un réseau public d'assainissement ou dans une station d'épuration.

Décret exécutif n° 14-264 du 27 Dhou El Kaada 1435 correspondant au 22 septembre 2014 relatif à l'organisation de la lutte contre les pollutions marines et institution des plans d'urgence.

Décret exécutif n° 08-327 du 21 Chaoual 1429 correspondant au 21 octobre 2008 portant obligation de signalement par les capitaines de navires transportant des marchandises dangereuses toxiques ou polluantes en cas d'évènement en mer.

Autres lois relatives à la sécurité des travailleurs :

-**La loi 88-07** définit la nécessité de prendre des mesures de lutte contre l'incendie dans le lieu de travail.

-**Le décret 85-231** exige la planification des réponses de sécurité en cas d'urgence.

-La loi 58-05 exige que les exploitants favorisent la santé au travail.

-Le décret 91-05 présente les règles générales de santé et de sécurité au travail

VI.4 Conclusion :

Ce chapitre a permis de mettre en évidence les Législations auxquelles le projet doit respecter, proposer un outil réduisant l'impact sur les infrastructures et cotes environnantes et d'évaluer les émissions de gaz à effets de serre qui seraient causés par les travaux de réalisation.

Ces points ont pour utilité de sensibiliser les futurs ingénieurs et entreprises de réalisation afin d'adopter des méthodes plus respectueuses de l'environnement.

- CHAPITRE VII -
Signalisation
maritime

VII.1 Introduction :

La signalisation maritime, sous différentes formes, existe depuis des siècles, Les premières balises utilisées pour la navigation maritime étaient des feux de bois allumés sur des collines ou des tours côtières, utilisés par les marins pour se repérer le long des côtes pendant la nuit.

De nos jours, avec la modernisation de la signalisation maritime des technologies avancées sont utilisées telles que les lampes LED, les systèmes de positionnement par satellite (GPS) et les systèmes de surveillance automatisée pour assurer la sécurité des navires en mer.

Ce chapitre traitera la définition des types de signaux à implanter (bouées, feux, balises), les normes à respecter, ainsi que les dispositifs modernes tels que l'AIS (Automatic Identification System) et le VTS (Vessel Traffic Services). La cohérence entre la signalisation fixe (sur les digues, les quais, les jetées) et la signalisation flottante (dans le chenal d'accès) sera également analysée pour garantir un guidage optimal.

VII.2 Système de balisage maritime de l'AISM, régions A et B :

L'Algérie fait partie de la Région A donc le balisage appliqué dans ton projet doit suivre les règles de la Région A de l'IALA ainsi que les règles fixés par l'ONSM.

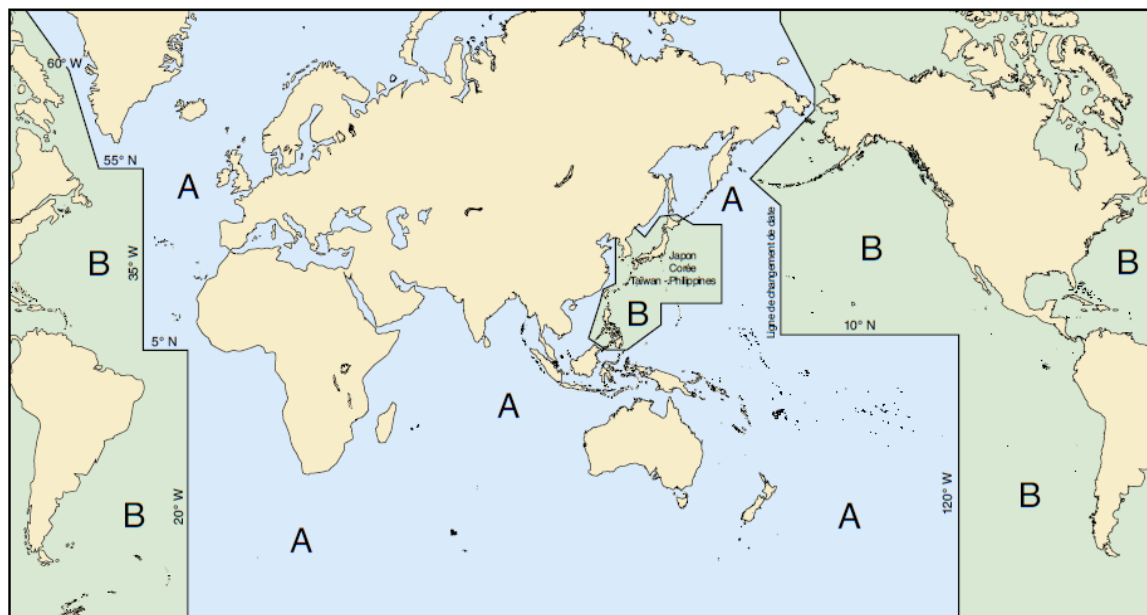


Figure VII.1 : Système de balisage maritime de l'AISM (régions de balisage A et B).

VII.2.1 Champ d'application

Le présent système fixe les règles applicables à toutes les marques fixes et flottantes (à l'exception des phares, feux à secteurs, feux et marques d'alignements, bateaux-feux et bouées géantes), qui servent à indiquer :

- Les limites latérales des chenaux navigables
- Les dangers naturels et autres obstructions telles que les épaves
- Les autres zones ou configurations

VII.2.2 Types de marques

Le système de balisage comprend cinq types de marques dont toute combinaison peut être employée :

VII.2.2.1 Les marques latérales :

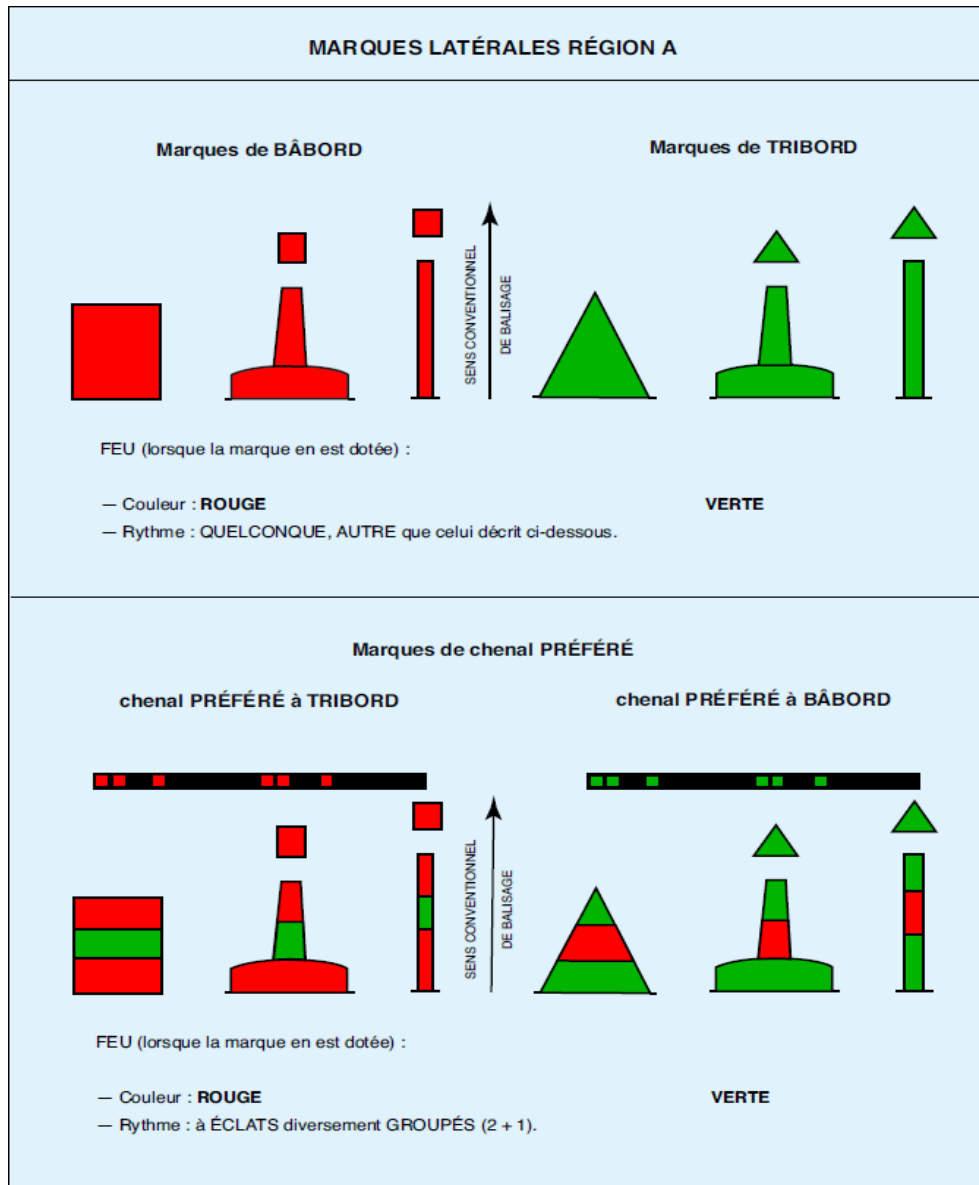
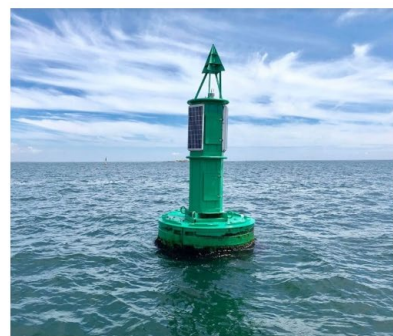
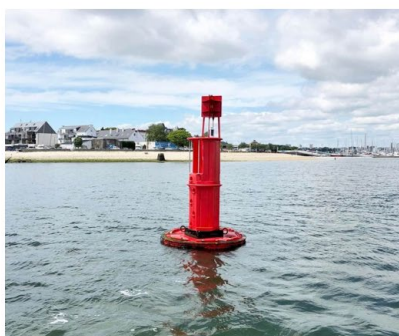


Figure VII.2 : Marques latérales région A



Les marques latérales ont pour objectif de baliser les entrées et sorties des ports ou des chenaux. Elles indiquent les côtés bâbord et tribord de la route à suivre. Les marques latérales se distinguent par la forme de leur voyant, leur couleur et la couleur de leur feu.

La marque bâbord : Lorsqu'on vient du large, il faut la laisser à bâbord et lorsqu'on vient de la terre, il faut la laisser à tribord.

La marque tribord : Lorsqu'on vient du large, il faut la laisser à tribord et lorsqu'on vient de la terre, il faut la laisser à bâbord.

La marque de chenal principale à bâbord et La marque de chenal principale à tribord préviennent de l'existence d'un chenal secondaire de l'autre côté, un bon moyen mnémotechnique pour se souvenir des caractéristiques des bouées de bâbord et de tribord est l'expression : "Tri-cot vert, Bas si rouge". Dans cette expression, la première partie "Tri-cot vert" fait référence à "Tribord Conique vert". "Bas si rouge" fait alors référence à "Bâbord Cylindrique Rouge".

VII.2.2.2 Les marques cardinales :

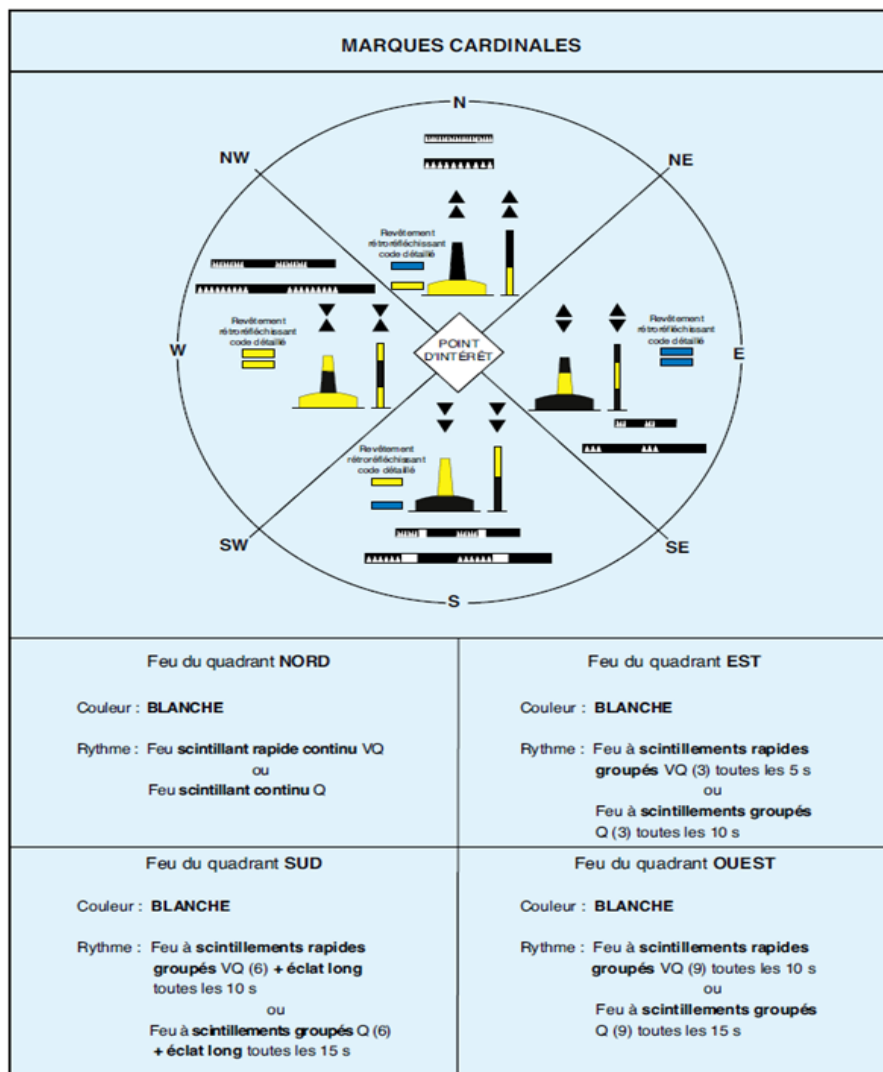
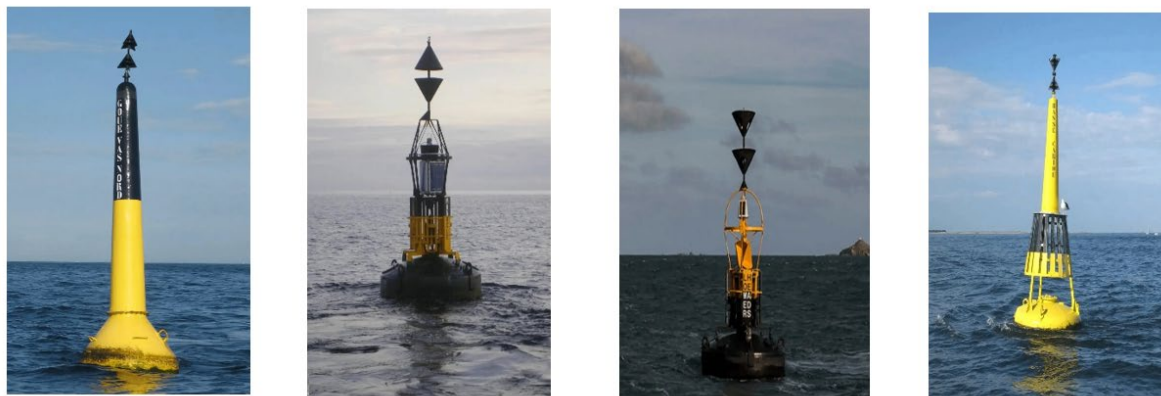


Figure VII.3: Marques cardinales



Marque cardinale Nord indique qu'un danger est situé au Sud, il faut donc passer au Nord de la marque pour éviter le danger.

Marque cardinale Est indique qu'un danger est situé à l'Ouest, il faut donc passer à l'Est de la marque pour éviter le danger.

Marque cardinale Sud indique qu'un danger est situé au Nord, il faut donc passer au Sud de la marque pour éviter le danger.

Marque cardinale Ouest indique qu'un danger est situé à l'Est, il faut donc passer à l'Ouest de la marque pour éviter le danger.

VII.2.2.3 Les marques de danger isolé :

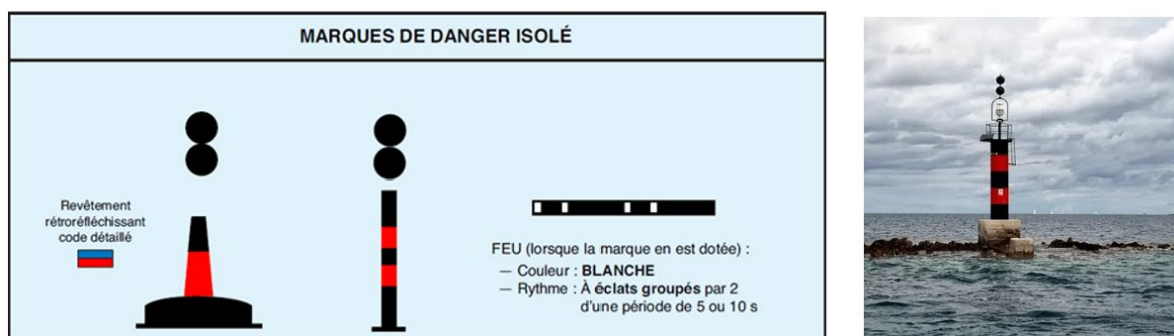


Figure VII.4 : Marques de danger isolé

Comme son nom l'indique, cette marque a pour objectif de prévenir d'un danger isolé situé dans des eaux saines, le danger est souvent peu étendu et situé sous la marque, Le bateau peut contourner la bouée dans le sens qu'il veut.

VII.2.2.4 Les marques d’eaux saines

Cette marque indique une absence de danger et que le bateau se trouve dans une eau profonde et saine, sans obstacles autour.

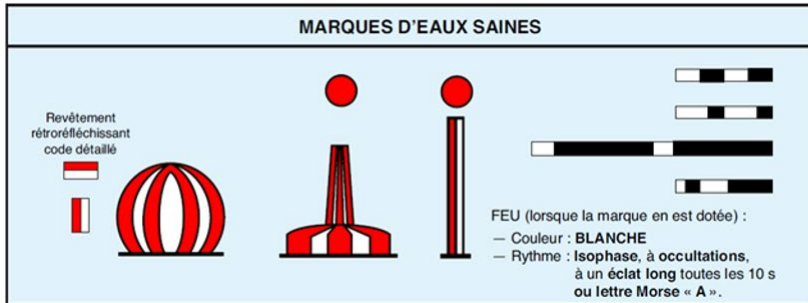


Figure VII.5 : Marques d’eaux saines

VII.2.2.5 Les marques spéciales :

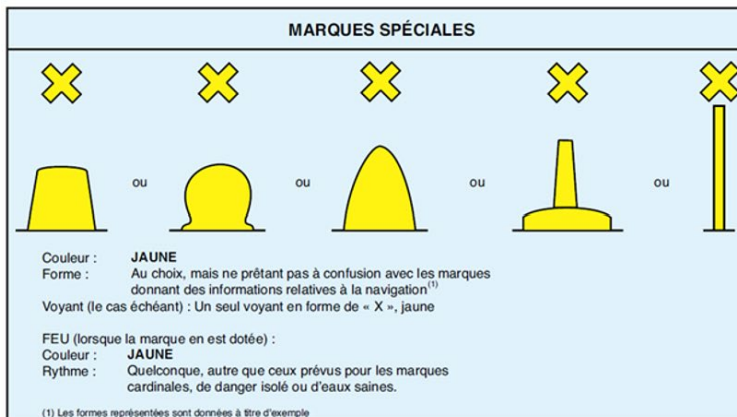


Figure VII.6 : Marques spéciales

Les marques spéciales peuvent indiquer plusieurs choses : zones réglementées, zone réservée à la pêche, zone de dépôt de matériau, zone d’exercice militaire, présence de câbles ou autres conduites.

La signalisation des dangers nouveaux est l’objet de règles particulières

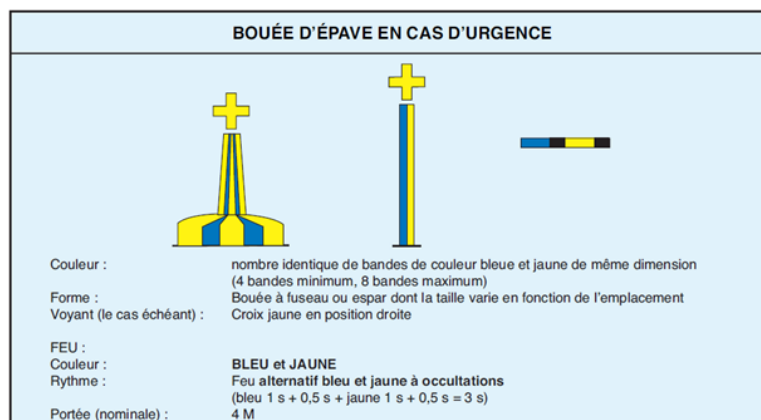


Figure VII.7 : Marques de dangers nouveaux

Exemples de balisage maritime de l'AIMS

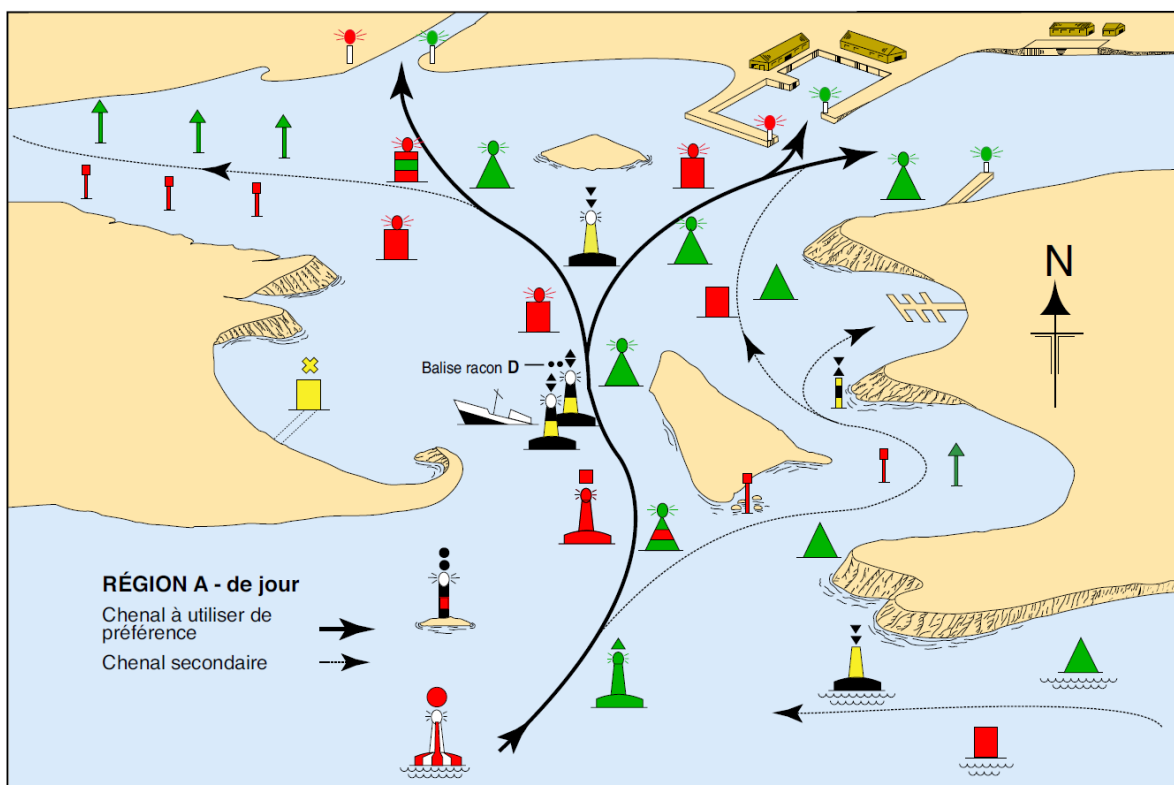


Figure VII.8 : Balisage de la Région A (de jour).

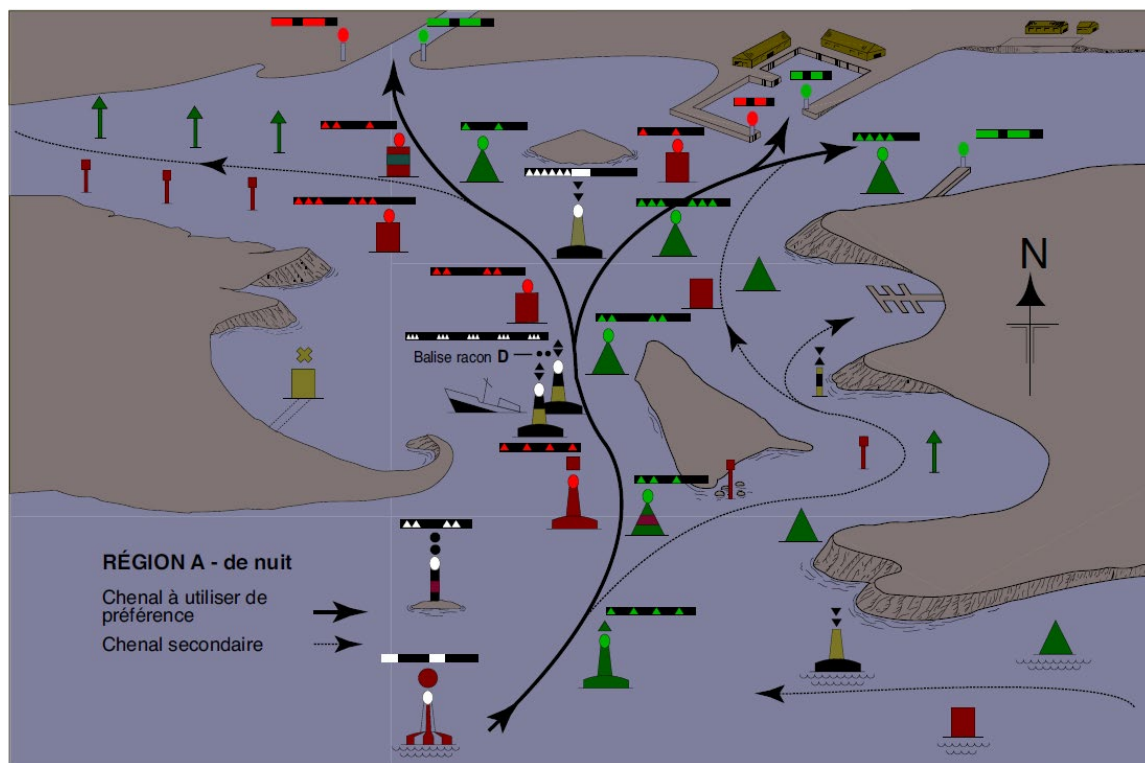


Figure VII.9 : Balisage de la Région A et de nuit

Dans le cas échéant (une visibilité réduite pour les navires) comme dans un épisode très humide ou un temps embrumé (brouillard), le port a recours à la signalisation par radio.

Élément	Description
Systeme VTS	Service de trafic maritime assurant sécurité, coordination et surveillance du trafic portuaire (via radar, caméras, AIS, météo, etc.).
Communication VHF	Utilisation de fréquences maritimes pour les échanges entre navires et centre VTS. Canal 16 pour les urgences, canaux 12/14 pour le trafic portuaire.
Canaux typiques VHF	Canal 16 : urgence Canal 13 : navire-navire Canaux 12/14 : communications VTS Autres : spécifiques au port.
Équipements du centre VTS	Radar, caméras optiques et thermiques, stations météo, systèmes AIS et radios VHF multi-canaux.

Tableau VII.1 : Systèmes de Surveillance et de Communication Portuaires

Pour mieux illustrer le balisage nous présentons un modèle balisage appliqué pour deux chenaux principaux d'accès suggérés à l'extension du port représentés sur le plan de masse.

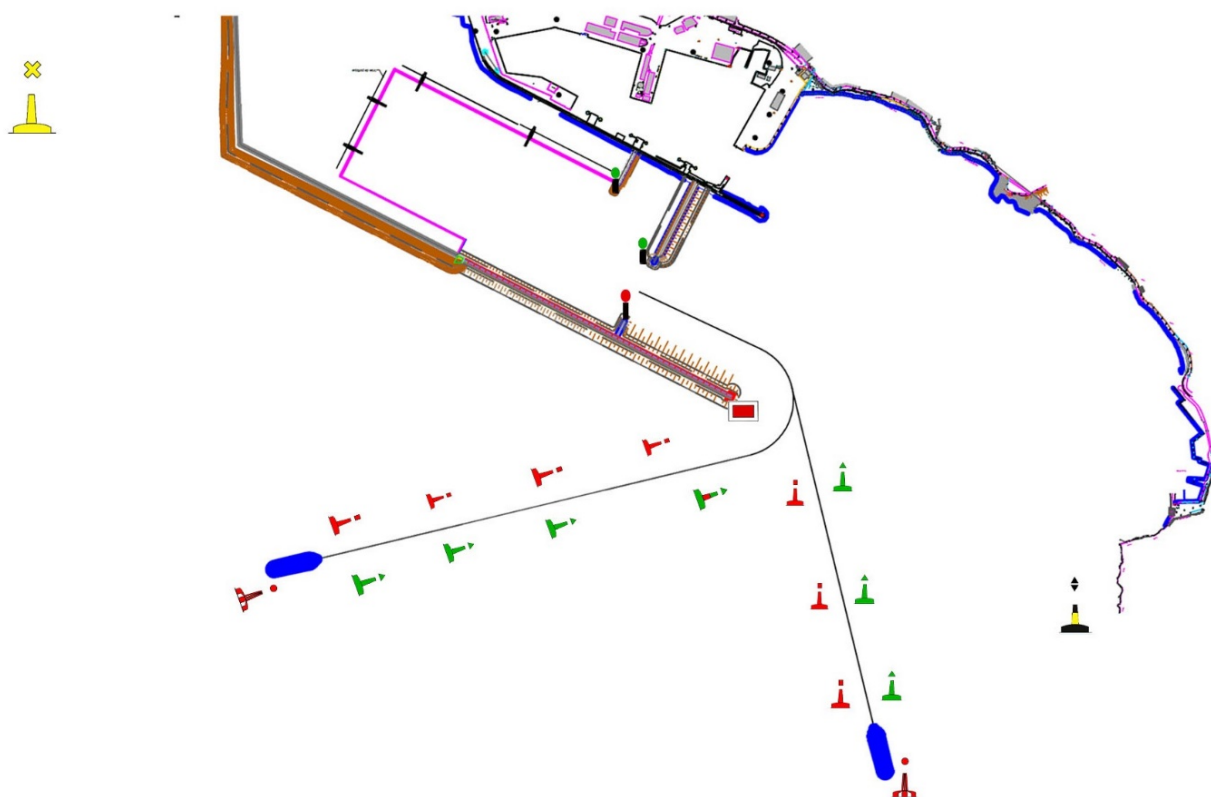


Figure VII.10 : modèle de balisage appliqué à l'extension du port

VII.3 Conclusion

La signalisation maritime joue un rôle fondamental dans la sécurité et l'efficacité de la navigation portuaire. Elle permet de diriger les navires, de prévenir les risques de collision, de faciliter les manœuvres d'entrée et de sortie, et d'assurer une circulation fluide dans les zones portuaires, de jour comme de nuit et par tous les temps.

Conclusion générale

Ce travail de fin d'études a porté sur l'extension de l'ancien port commercial de Skikda, un projet stratégique répondant aux exigences croissantes du transport maritime et aux prévisions d'augmentation du trafic portuaire à l'horizon 2050.

À travers une démarche méthodologique complète, nous avons analysé le contexte maritime et logistique national, étudié les caractéristiques techniques du site, et développé plusieurs variantes d'aménagement portuaire. L'étude comparative de ces variantes nous a permis de retenir une solution optimisée, techniquement viable et adaptée aux contraintes environnementales, économiques et fonctionnelles du site.

Le dimensionnement des ouvrages extérieurs (digues) et intérieurs (quai en caisson) a été effectué en tenant compte des sollicitations marines, sismiques et d'exploitation. Des vérifications de stabilité externe et interne ont été menées, ainsi qu'une étude de flottaison, assurant la faisabilité de la mise en œuvre du projet.

Un plan de signalisation maritime conforme aux recommandations internationales a été proposé pour garantir la sécurité des navigations, et une étude d'impact environnemental intégrant un bilan carbone a permis d'évaluer les retombées écologiques du projet et de proposer des solutions de réduction des nuisances.

En conclusion, cette étude nous a permis de mobiliser l'ensemble des compétences acquises durant notre formation en génie civil et travaux publics, tout en approfondissant notre compréhension des problématiques spécifiques aux aménagements portuaires. Nous espérons que ce projet pourra servir de base pour de futures réflexions ou réalisations concrètes contribuant au développement durable du secteur maritime en Algérie.

Bibliographie

Livres, guides et règlements

- 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.
- Les houles périodiques simples. Institut des Sciences de l'Ingénieur de Toulon et du Var UNIVERSITE DE TOULON ET DU VAR par Jean BOUGIS 1993.
- Vagues et houles. Auteur : TEMPERVILLE André, Professeur Emérite à l'Université Grenoble Alpes, chercheur au LEGI (Laboratoire des Ecoulements Géophysiques et Industriels). L'Encyclopédie de l'environnement est publiée par l'Université Grenoble Alpes - www.univ-grenoble-alpes.fr
- Rock manual
- Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC)
- Coastal engineering (3rd edition). Dominic Reeve. andrew chadwick. Christopher Fleming
- PM 97.01 janvier 1997 (conception et dimensionnement des digues a talus). Centre d'études techniques maritime et fluvial
- Breakwater design (lecture notes CIE 5308). delft university of technology (HJ. Verhagen JP. Van Den Bos). Janvier 2017
- Guide technique pour la réalisation des études portuaires
- Recommendations for design of the maritime configuration of ports (ROM 3.1-99). NOV2007
- Stabilité des digues verticales (pierre ARISTAGHES). Chatou 2022
- RPA 2024 (Document Technique Règlementaire D.T.R. - B.C. 2.48 Règles Parasismiques Algériennes)
- Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché (D.T.R.-B.C.-2.42)1997
- Règles BAEL 91 révisées 99 règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62(décembre 2007). IUP génie civil, faculté des sciences et technologie. La rochelle France.
- SHOM l'océan en référence (ouvrages généraux signalisation maritime).3 Ed.2016
- IALA (R1001.THE IALA MARITIME BUOYAGE SYSTEM (MBS))
- **Bilan carbone :**
 - Inventory of Carbon and Energy (ICE), University of Bath
 - European Aggregates Association (UEPG)
 - UNEP Sand and Sustainability Report
 - Agence d'Environnement et de la Maîtrise de l'Energie (ADEME)
 - Bccr.be centre de recherches routières
- Dragage et immersion en mer et en estuaire (revue des bonne pratiques environnementales. Février 2018
- Algérie conservation de la biodiversité marine et côtière méditerranéenne d'ici 2030 et au-delà (POST 2020 SAP BIO)
- Stratégie nationale de gestion intégrée des zones côtières pour l'Algérie. Ministère des ressources en eau et de l'environnement

Bibliographie

Cours :

- M.BENREDOUANE : cours de béton armé 4 -ème année (école nationale supérieure des travaux publics) -2023/2024-
- K. HAMADI : cours mécanique des sols 4 -ème année (école nationale supérieure des travaux publics) -2023/2024-
- *M^r.D. BOUHANICHE .cours des travaux maritimes* (École nationale supérieure des travaux publics)

Autre :

- Archive du LEM
- Entreprise portuaire de Skikda (annuaire 2023, cahier des tarifs, guide des ports de Skikda)
- Analyse comparative de la norme NF P 97 282 sur les écrans de soutènement. Jean Fixot
- Étude de la stabilité des murs de quai lords (UNIVERSITE D'ANTANANARIVO ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE. ANDRIAMBELONIAINA Christian Daniel Aldorence 2016)
- Stabilité et franchissement des digues maritimes (Thèse présentée pour l'obtention du grade de Docteur de l'Université du Havre Spécialité : Mécanique des Milieux Fluides par Dang-Trinh NGUYEN). 2012
- Étude des ouvrages maritimes et fluviaux renforcés par des matériaux composites. UNIVERSITÉ D'ARTOIS (THESE Pour obtenir le grade de Docteur de l'université Spécialité : Sciences pour l'ingénieur Option : Génie Civil Présentée et soutenue publiquement par Mardy LONG).2013
- Études expérimentales et numériques de la propagation des vagues au-dessus de bathymétries complexes en milieu côtier. THÈSE Présentée à L'UNIVERSITÉ DU SUD TOULON-VAR École doctorale des Sciences Fondamentales et Appliquées 2009. Par Nicolas JARRY

Site internet

- <https://base-empreinte.ademe.fr/>
- <https://archimer.ifremer.fr/doc/00342/45332/44794.pdf?utm>
- <https://www.encyclopedie-environnement.org/eau/vagues-houles/?utm>
- <https://www.culture-maritime.com/fr/text-mme4-cours3?utm>
- <https://www.bateaux.com/article/31398/la-houle-les-vagues-et-le-fetch>
- <https://forum-btp.blogspot.com/2016/07/ouvrages-daccostage.html>
- https://www.planete-tp-plus.com/fr/IMG/pdf/Ouvrages_d_accostage_sur_sol_de_faible_portance_cle23ad19.pdf
- <https://www.planete-tp-plus.com/>

Logiciels utilisés :

Autocad 2018
Autodesk Robot structural analysis
Microsoft Excel
Primavera

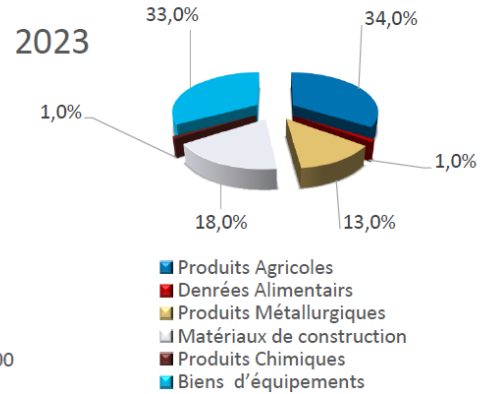
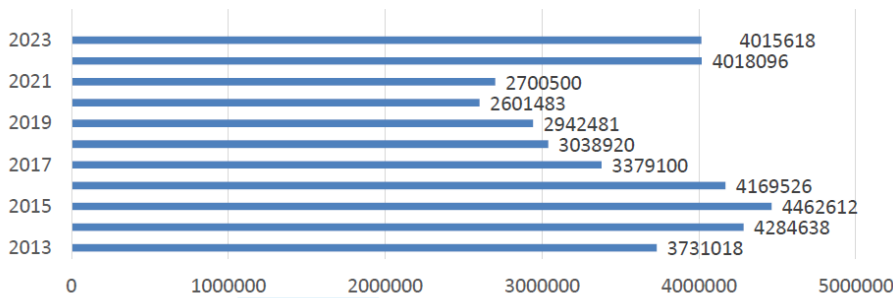
- Annexe A -
Liée au chapitre III

Annuaire statistique du trafic portuaire de skikda année 2023

Evolution du trafic marchandises générales / Evolution of general goods traffic

Catégories de produit / Produits catégories	2021	2022	2023	Var %
				22/23
Produits agricoles / Agricultural products	1 227 211	1 364 332	1 376 985	1%
Denrées alimentaires / Foods tuffs	129	306	41 557	13481%
Produits métallurgiques / Metallurgic Products	140 220	115 951	521 246	350%
Matériaux de construction / Building materials	299 132	1 358 614	730 041	-46%
Produits chimiques / Chemical products	91 139	67 494	42 366	-37%
Biens d'équipements / Equipments	942 669	1 111 399	1 303 423	17%
Total	2 700 500	4 018 096	4 015 618	-0,1%

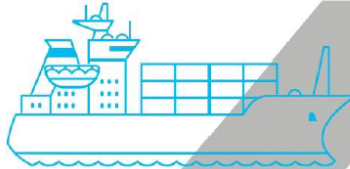
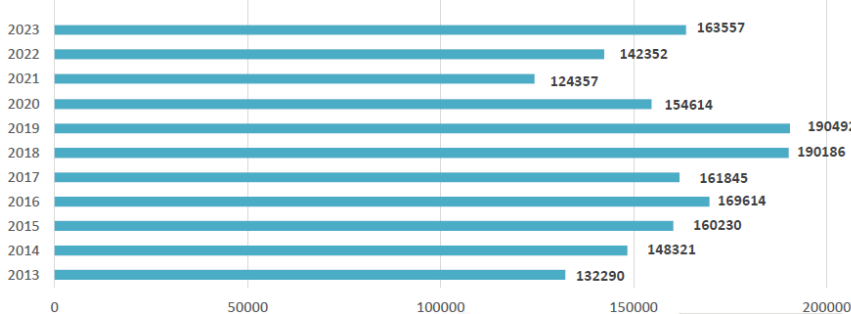
➤ **Trafic marchandises générales 2013-2023**



Evolution trafic conteneurs / Evolution containers Traffic

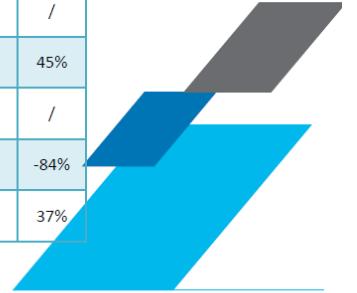
Année / Years		2021	2022	2023	Var % 23/22
Nombre / Numbers	Pleins/ Full	66 715	74 372	87 509	18%
	Vides / Empty	57 638	67 980	76 048	12%
	Total	124 357	142 352	163 557	15%
Tonnage	Net	651 670	776 147	930 261	20%
	Tare	273 566	313 156	359 801	15%
	Total	925 236	1 089 303	1 290 062	18%

➤ **Trafic conteneur 2013-2023**



Trafic par produits débarqués et embarqués Traffic per product loaded and unloaded

Désignation	Débarqués / Unloading		Var%	Embarqués / Loading		Var.%
	2022	2023	23/22	2022	2023	23/22
Prod.Agricoles, AN. Vivants, Denrées Alim &Nourriture. Animaux Agricultural product & Live animals & Foodstuffs	1 358 703	1 410 620	04%	5935	7922	33%
Animaux Vivants / Living animals	967	555	-43%	/	/	/
Blé / Wheat	1 078 131	1 000 136	-07%	/	/	/
Mais / Corn	211 340	351 810	66%	/	/	/
Autres céréales / Other cereals	61 000	/	/	/	/	/
Fruits et légumes / fruits and vegetables	/	/	/	2053	2979	45%
Bois / Timber	7 265	16 611	129%	/	/	/
Denrées Alimentaires & Fourrages		41 508	/	306	49	-84%
Autres / Others	/	/		3576	4894	37%



Plan implantation des sondages



Résultats des essais SPT

N° Sondages	Profondeur (m)	n1	n2	n3	N
SC 09	3.00	Refus	/	/	Refus
	6.00	Refus	/	/	Refus
	9.00	Refus	/	/	Refus
	12.00	Refus	/	/	Refus
	15.00	Refus	/	/	Refus
SC 14	3.00	10	12	14	26
	6.00	11	15	19	34
	9.00	14	17	21	38
	12.00	Refus	/	/	Refus
	15.00	Refus	/	/	Refus
SC 15	3.00	Refus	/	/	Refus
	6.00	Refus	/	/	Refus
	8.00	09	13	16	29
	11.00	12	17	21	28
	15.00	15	19	Refus	Refus
SC 16	3.00	Refus	/	/	Refus
	6.00	Refus	/	/	Refus
	9.00	Refus	/	/	Refus
	12.00	Refus	/	/	Refus
	15.00	Refus	/	/	Refus

Résultats d'essais de granulometries

SC	Profondeur (m)	< 80 µ (%)	Observation
09	0.30 - 3.00	12	Granulométrie serrée représenté essentiellement par des sables grossiers, graviers et cailloux
14	0.30 - 5.50	07	Granulométrie serrée représenté essentiellement par des sables grossiers, graviers et cailloux
	7.50 - 11.0	12	
	11.0 - 13.2	08	
15	4.00 - 5.00	14	Granulométrie serrée représenté essentiellement par des sables grossiers, graviers et cailloux

Les résultats des analyses chimiques

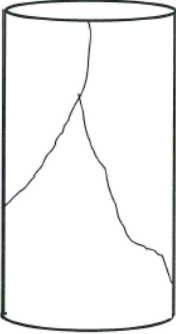
Résultats exprimés en % et en poids					
Sulfates SO4--	Sulfates SO4--	Sulfates SO4--	Sulfates SO4--	Sulfates SO4--	Sulfates SO4--
08	0.00 - 4.80	Traces	80.40	00.24	-
	5.00- 10.00	Traces	01.00	00.31	-
09	0.30 - 3.00	Traces	66.80	00.24	-
	3.00 - 5.00	Traces	12.80	00.31	-
14	0.30 -5.50	Traces	08.20	00.28	-
	13.50 - 15.0	Traces	00.20	00.21	-
15	4.00 -5.00	Traces	12.20	00.28	-
	10.00-13.00	Traces	11.40	00.31	-
	13.00-15.00	Traces	01.40	00.31	-
16	0.00 - 4.00	Traces	00.20	00.21	-
	4.00 - 6.00	Traces	00.20	00.24	-
	6.00- 10.00	Traces	00.20	00.28	-

NB: Agressivité nulle selon la norme NF P18-011 du 06/92

Résultat de la R.C.S sur la roche

RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE SUR ROCHE


N° Dossier :	Projet :	Extension de l'Ancien port de Skikda
Sondage / Puits : SC 01	Profondeur :	0.00m-5.00m Date d'essai : /

Caractéristiques de l'échantillon	Schéma après écrasement
Coté : cm	
Hauteur : 190 cm	
Diamètre : 95 cm	
Poids de l'éprouvette : 3654g	
Section : 70.84 cm ²	
Volume : 1345.96 cm ³	
Densité : 2.71 t/m ³	
Charge à la rupture : 1037.4 KN	

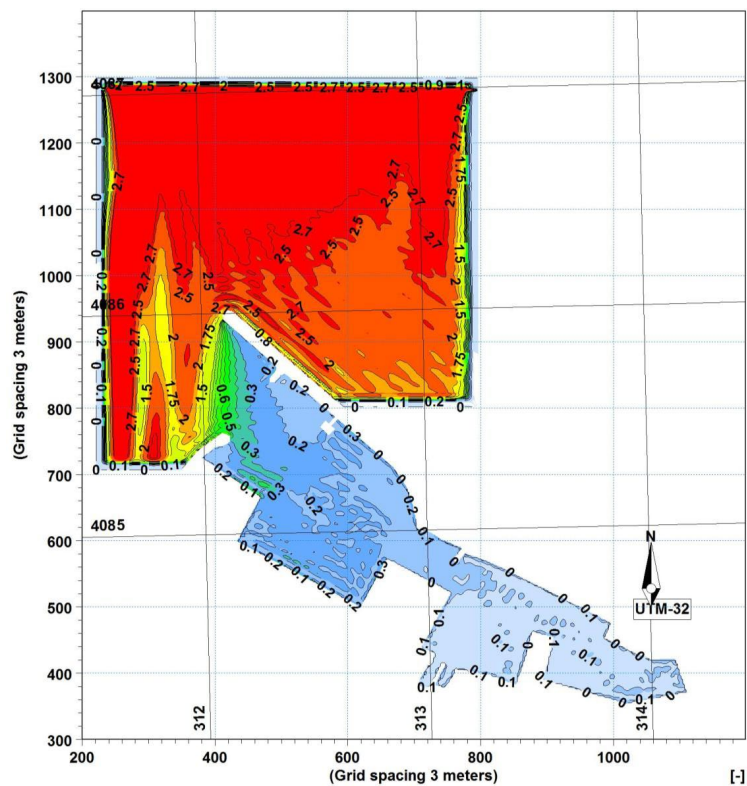
Résultat de la R.C.S : 146.44MPa

RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE SUR ROCHE

N° Dossier :	Projet :	Extension de l'Ancien port de Skikda
Sondage / Puits : SC 02	Profondeur :	0.00m-4.00m Date d'essai : /

Caractéristiques de l'échantillon	Schéma après écrasement
Coté : cm	
Hauteur : 175 cm	
Diamètre : 95.0 cm	
Poids de l'éprouvette : 3270g	
Section : 70.84 cm ²	
Volume : 1239.7cm ³	
Densité : 2.63 t/m ³	
Charge à la rupture : 390.6 KN	

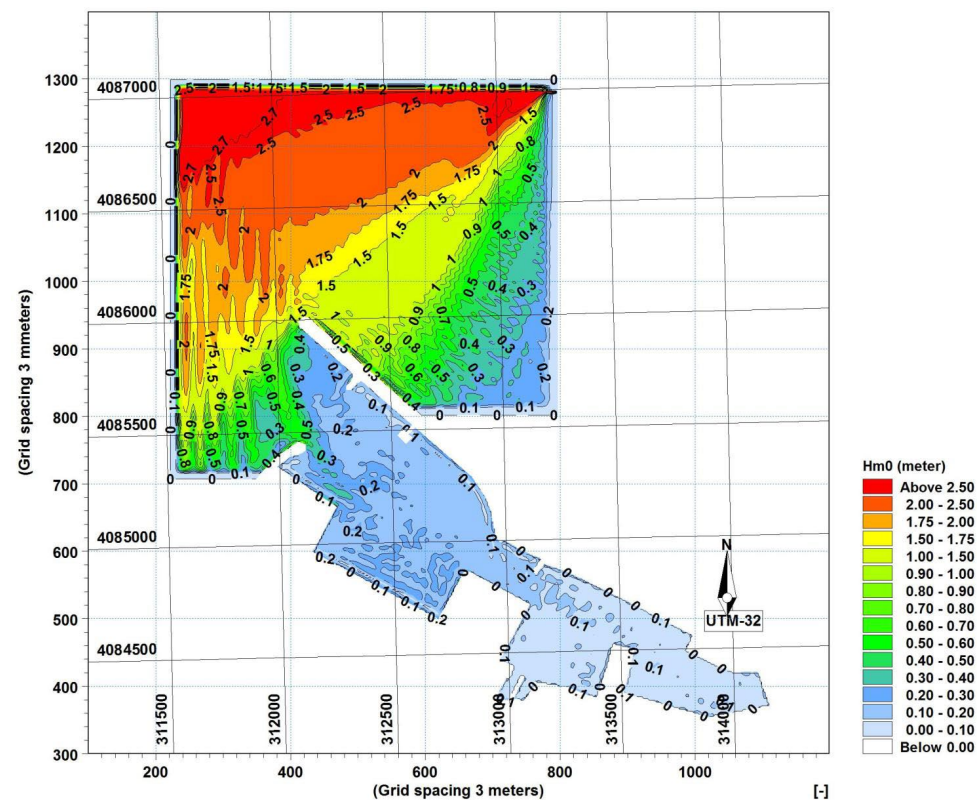
Résultat de la R.C.S : 55.13MPa



Etat d'agitation Variante 01

(Houle incidente : profondeur = 38m)

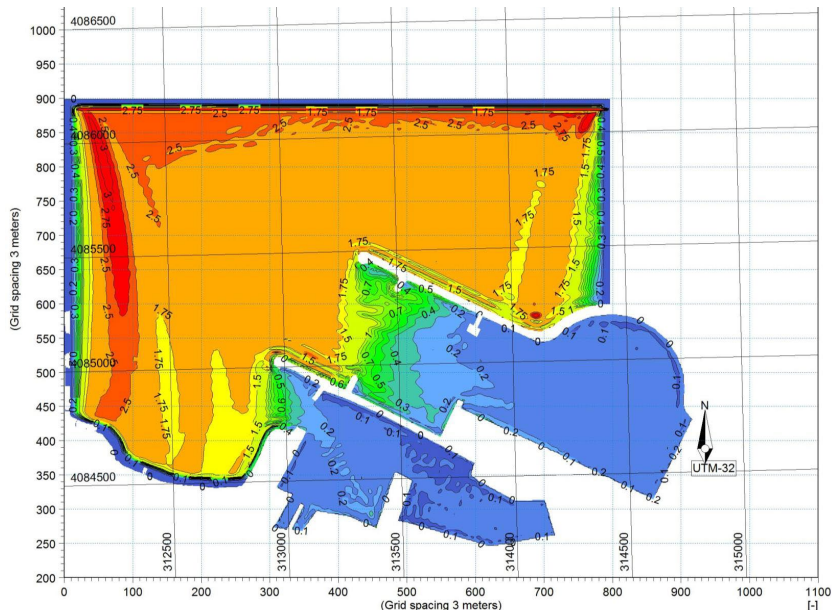
(Hs = 2.67m, Tp = 8s, direction = 360° N)



Etat d'agitation Variante 01

(Houle incidente : profondeur = 38m)

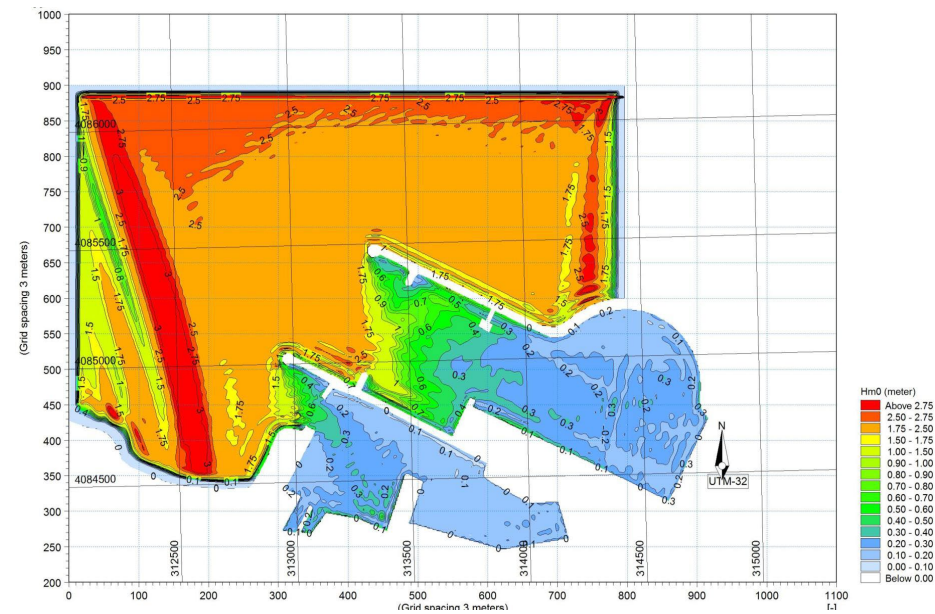
(Hs = 2.53m, Tp = 8s, direction = 45° N)



Etat d'agitation Variante 02

(Houle incidente : profondeur = 35m)

Hs = 2.67, Tp = 8s, Direction = 360° N



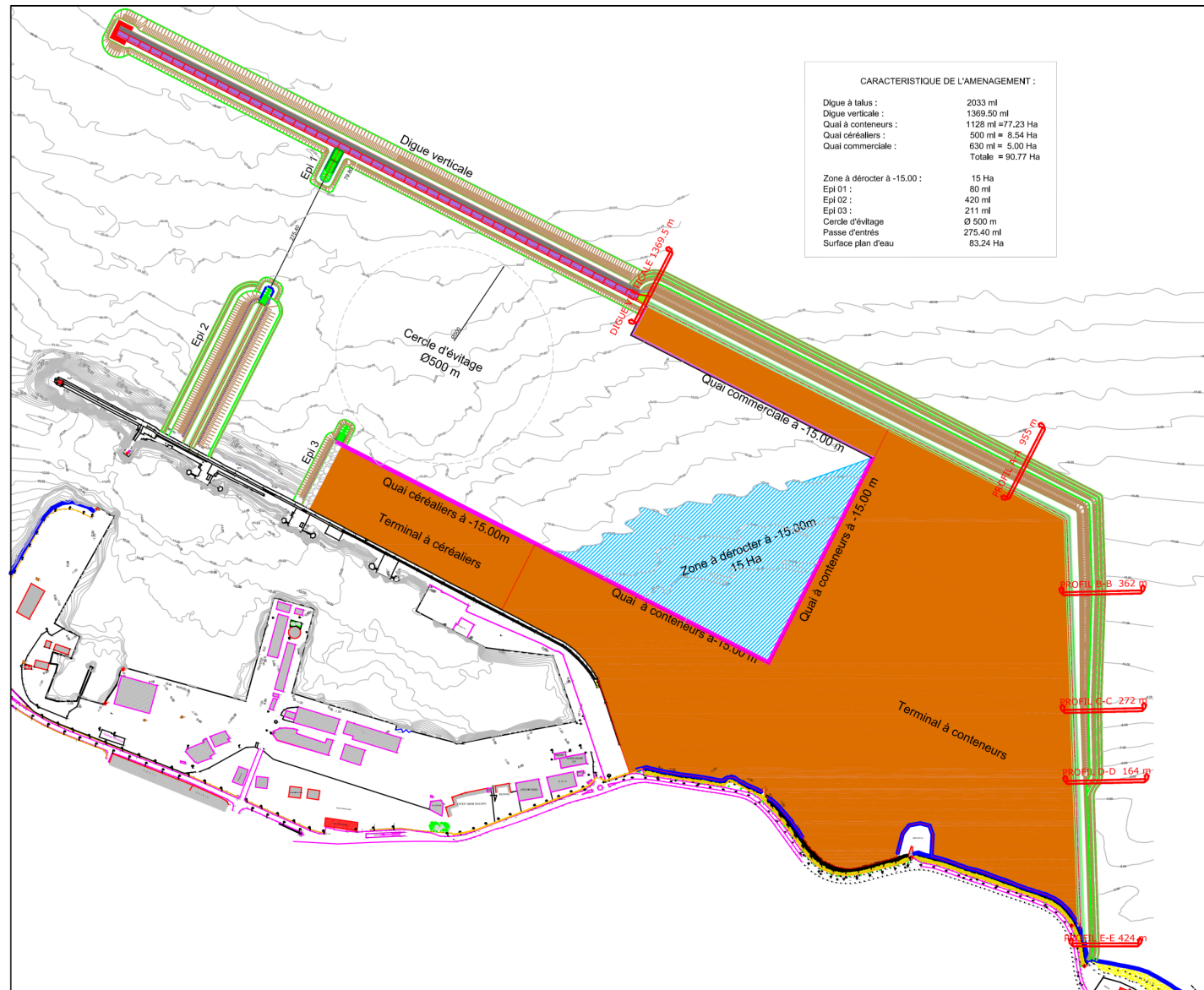
Etat d'agitation Variante 02

(Houle incidente : profondeur = 35m)

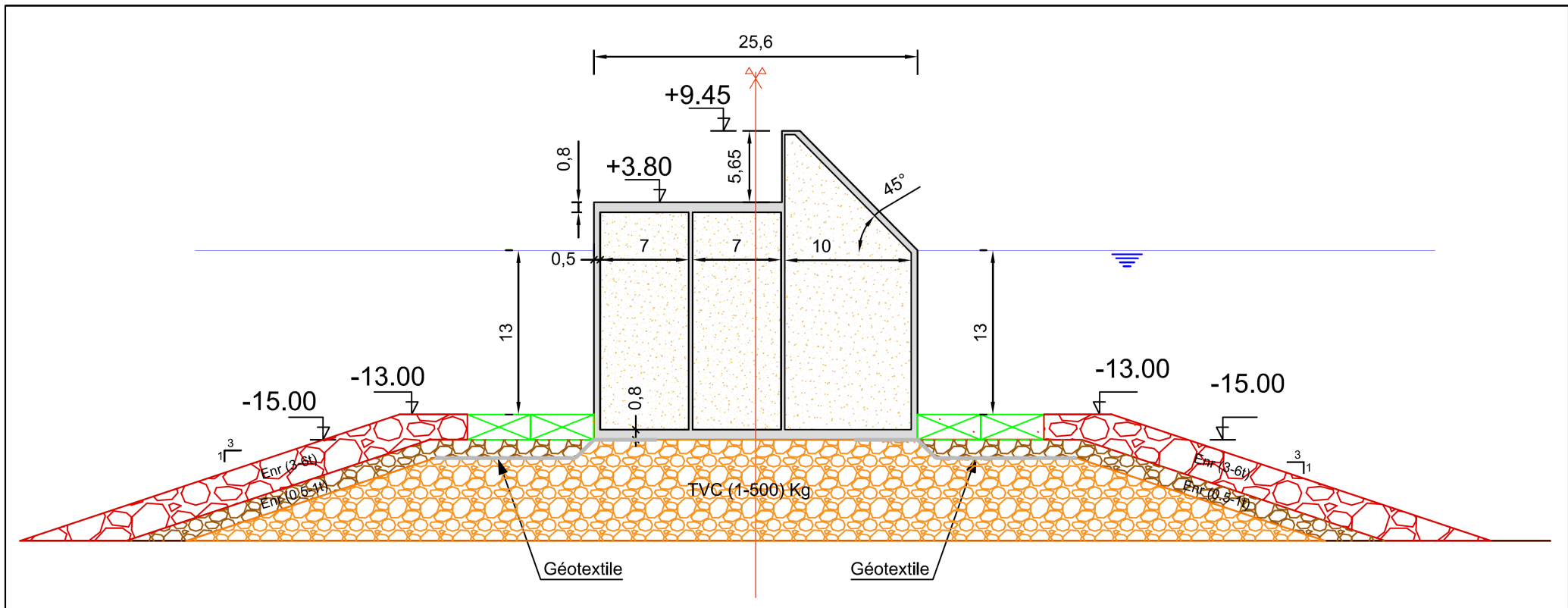
(Hs = 2.76, Tp = 8s, direction = 345° N)

- Annexe B -
Liée au chapitre IV

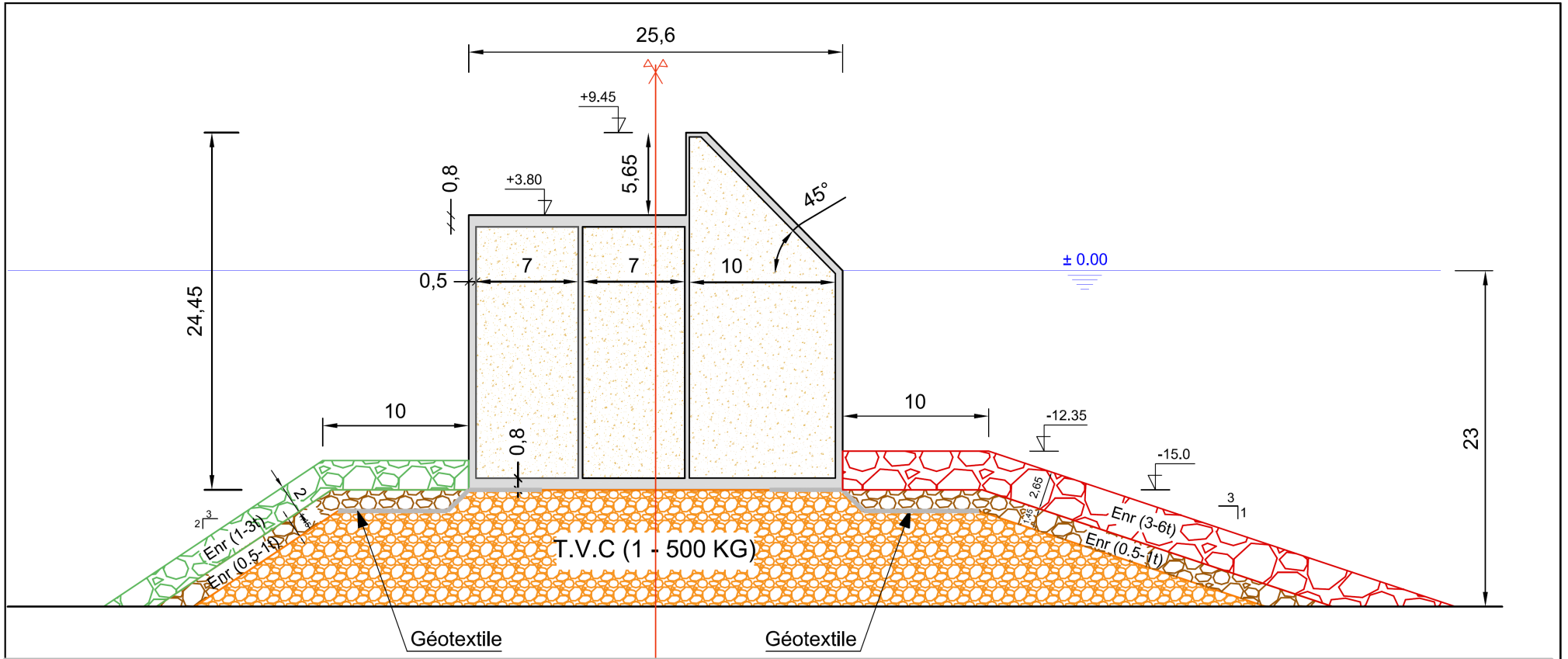
PLAN MASSE ET POSITIONNEMENT DES PROFILS DE LA VARIANTE RETENUE - Echelle 1/10000.



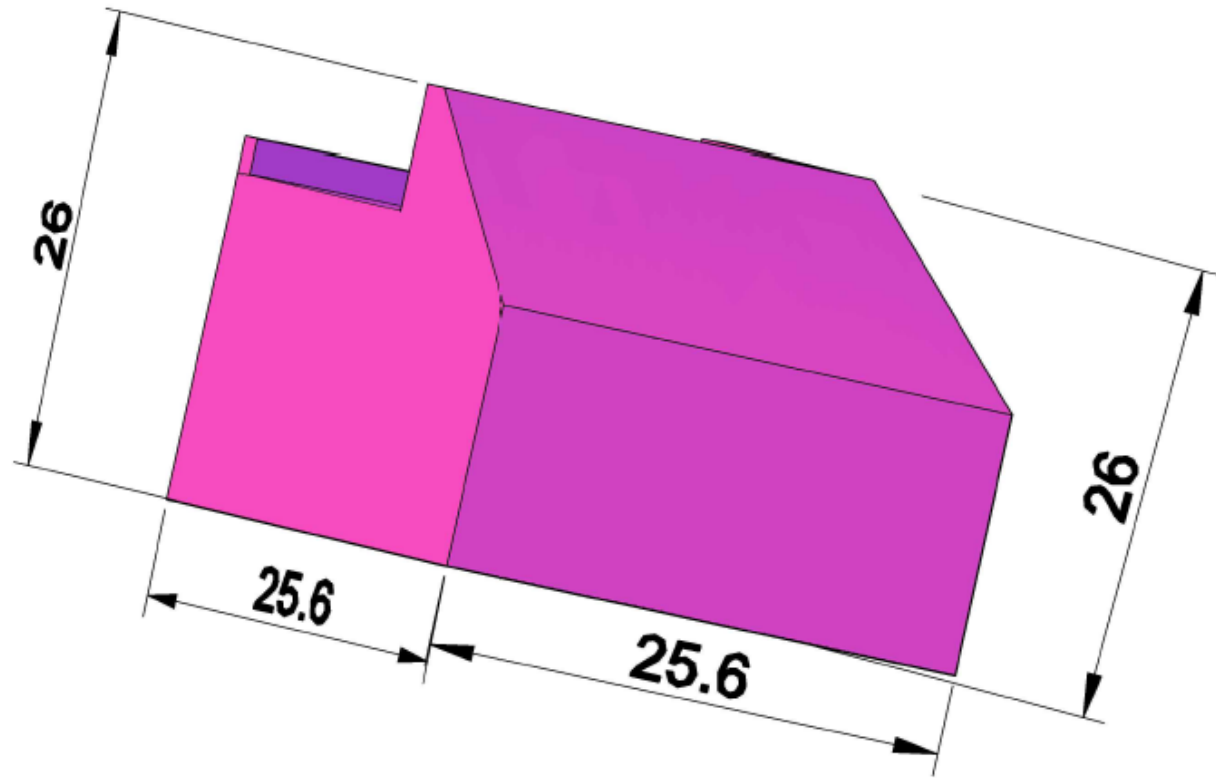
Profil digue mixte Caisson Musoir_Variante Retenue



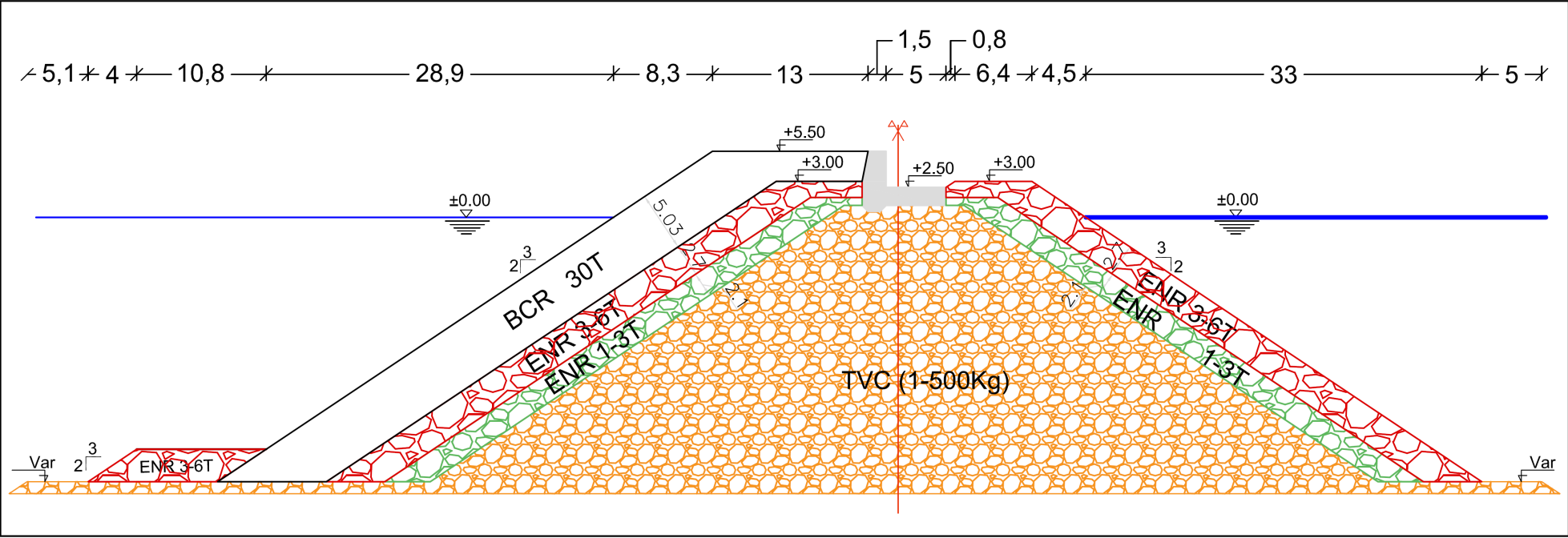
Profil digue mixte Caisson Courant_Variante Retenue



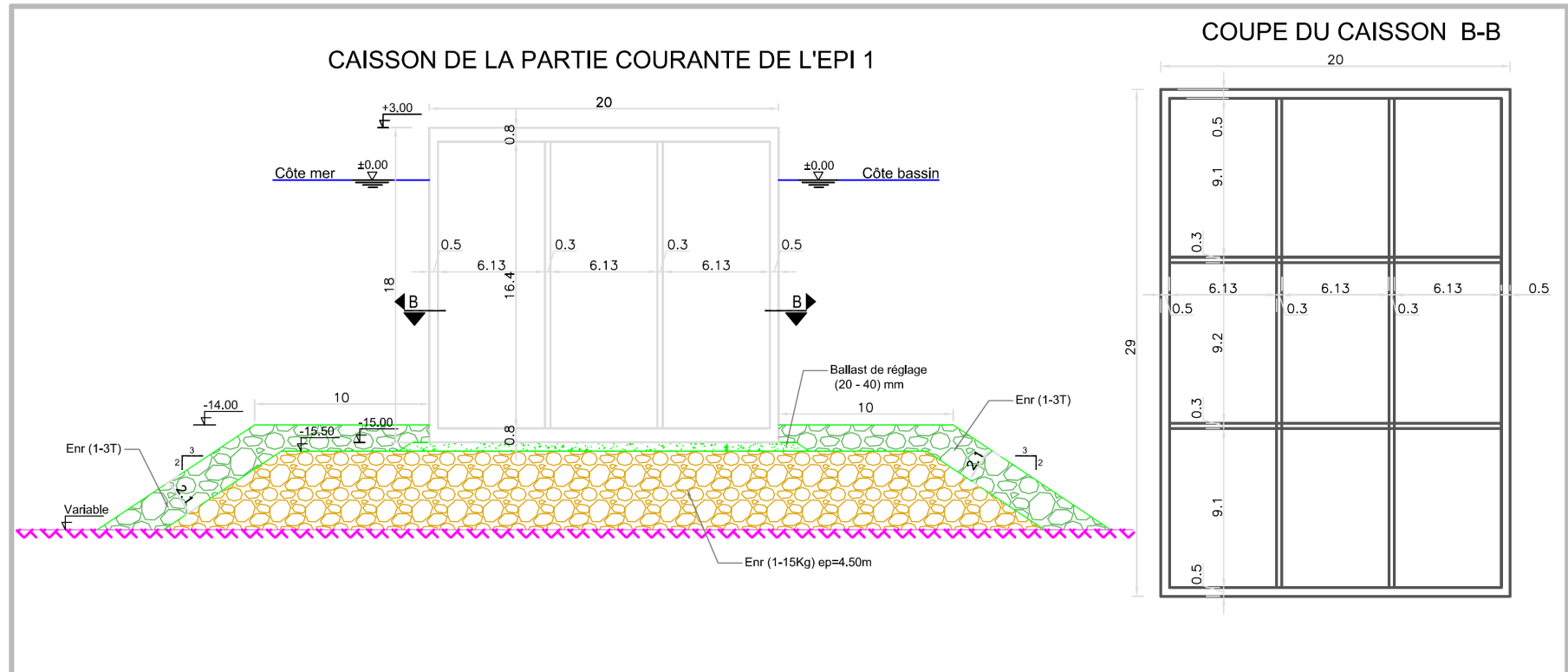
Vue 3D du caisson de jonction entre la digue à talus et la digue mixte - VARIANTE RETENUE



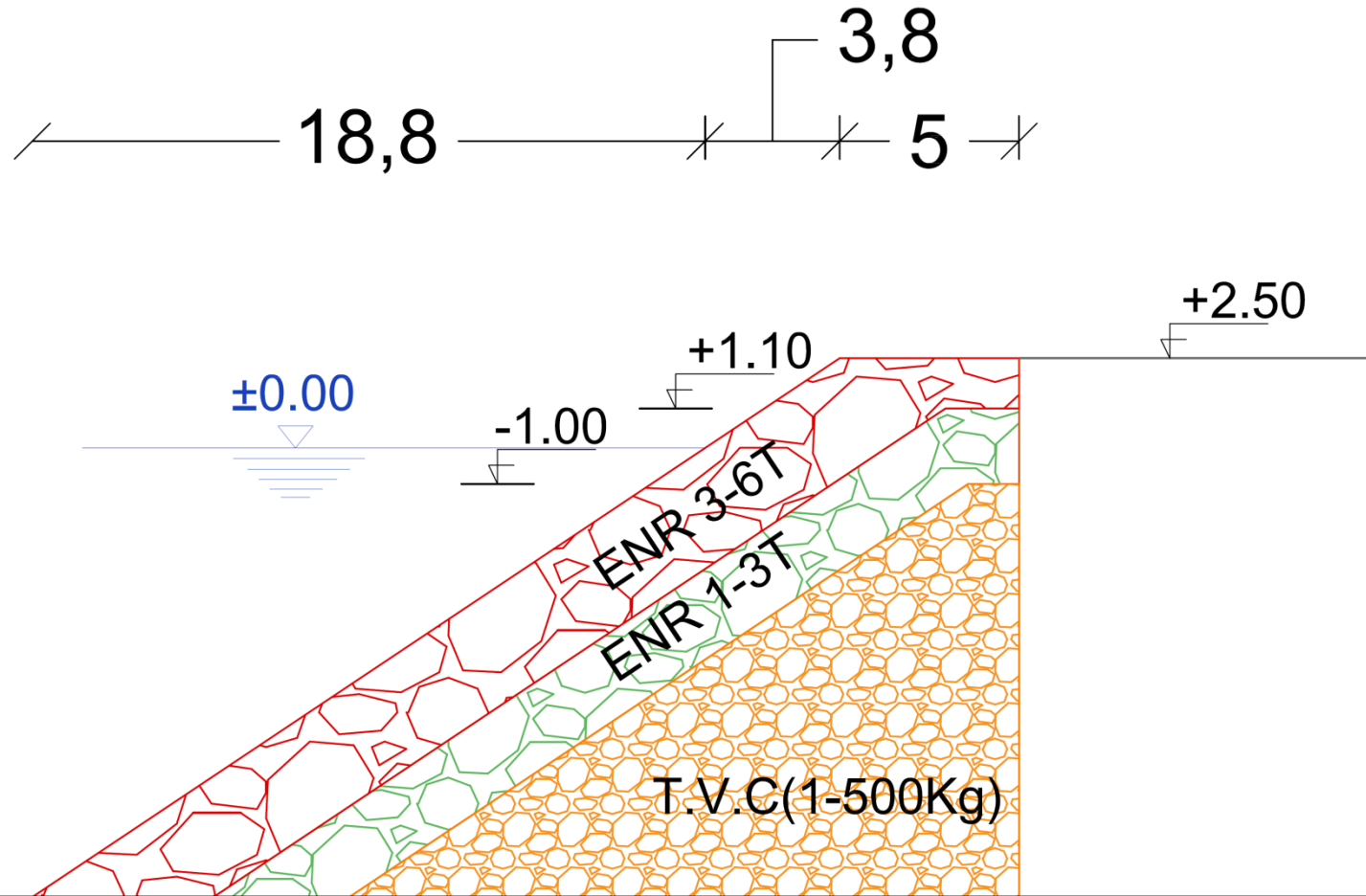
Profil Epi 2_ Variante Retenue



Profil Caisson de la partie courante de l'Epi 1 et sa coupe_ Variante Retenue

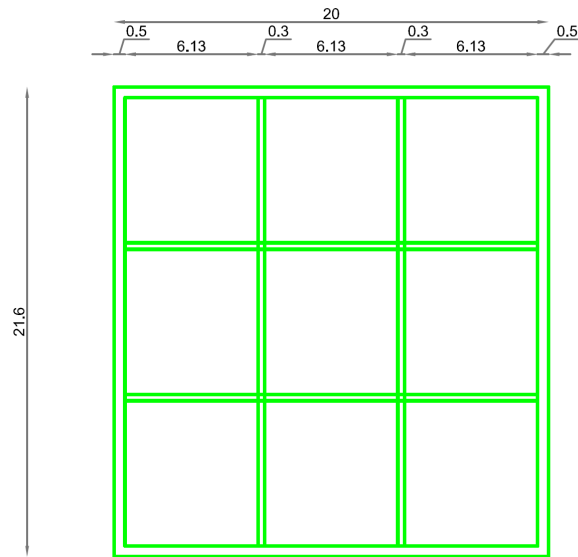


Profil Epi3 devant le quai _ Variante Retenue _

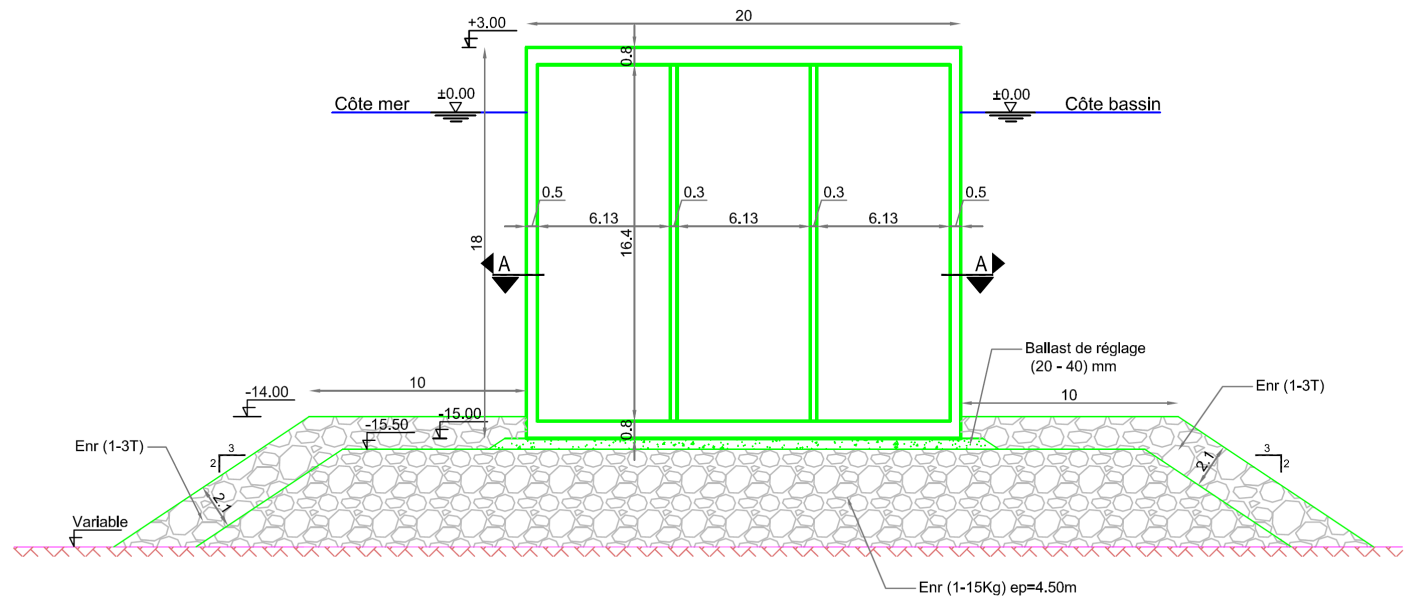


Profil du caisson rempli de l'Epi 2 et 3 et sa coupe

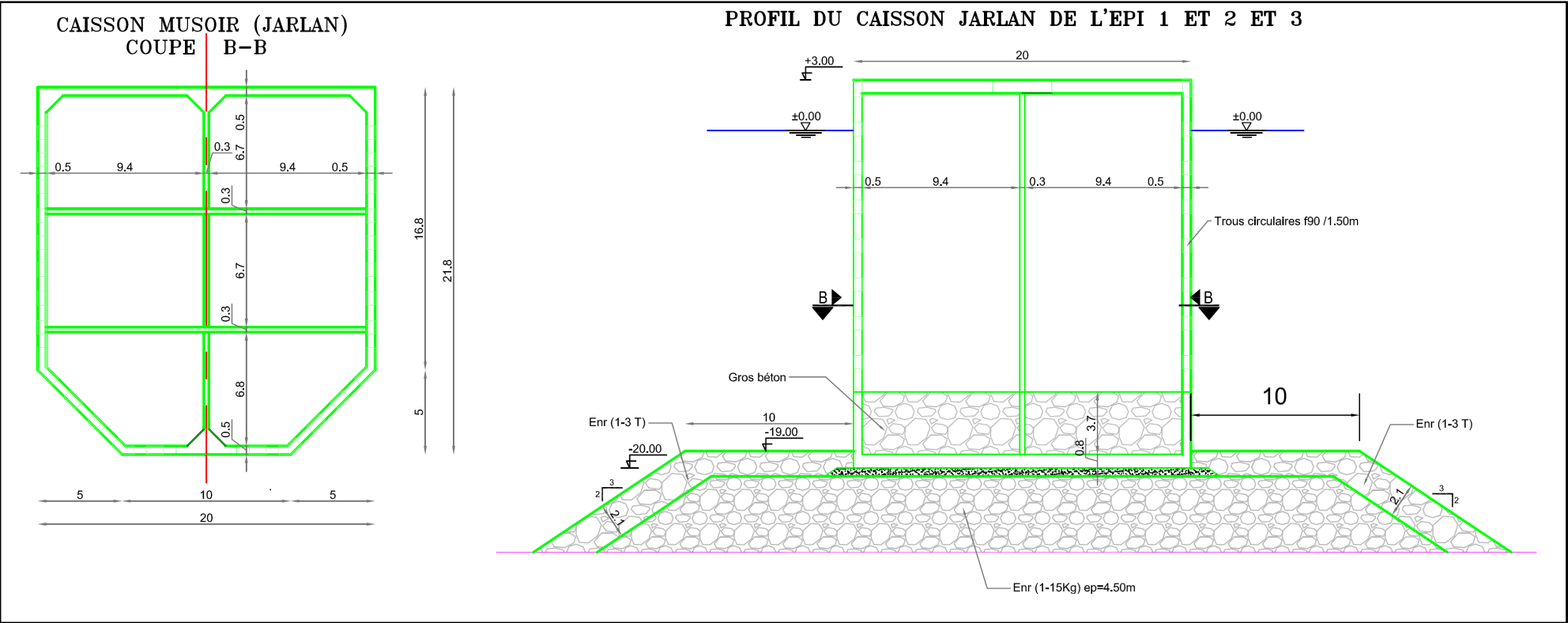
COUPE A-A
Ech : 1/200



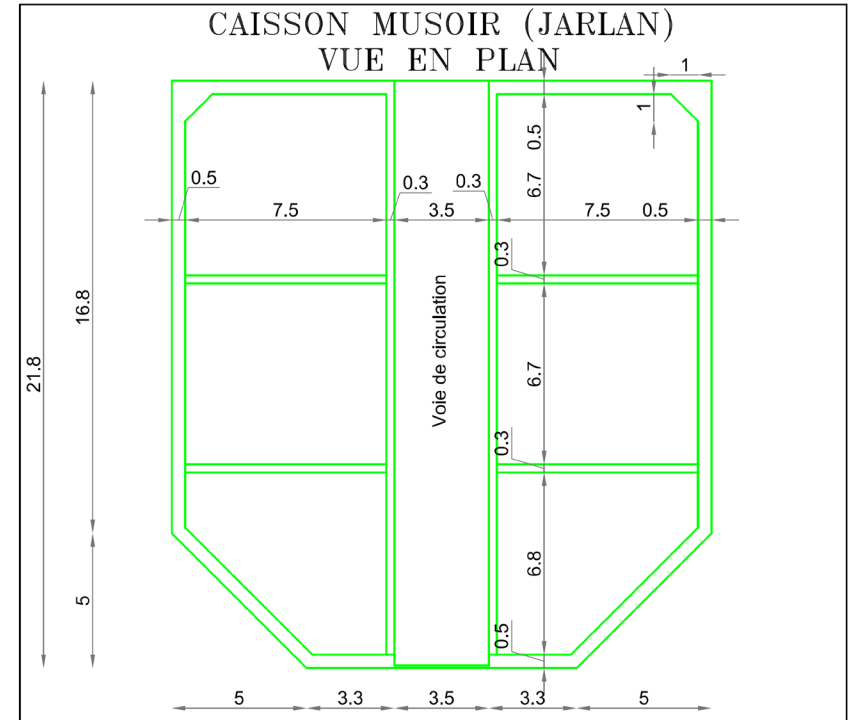
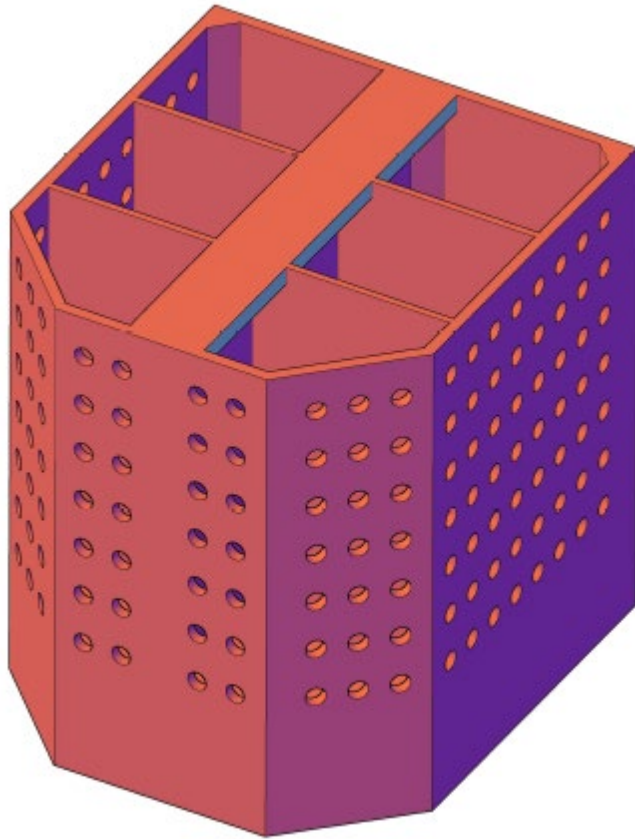
PROFIL DU CAISSON REMPLI DE L'ÉPI 1, 2 ET 3



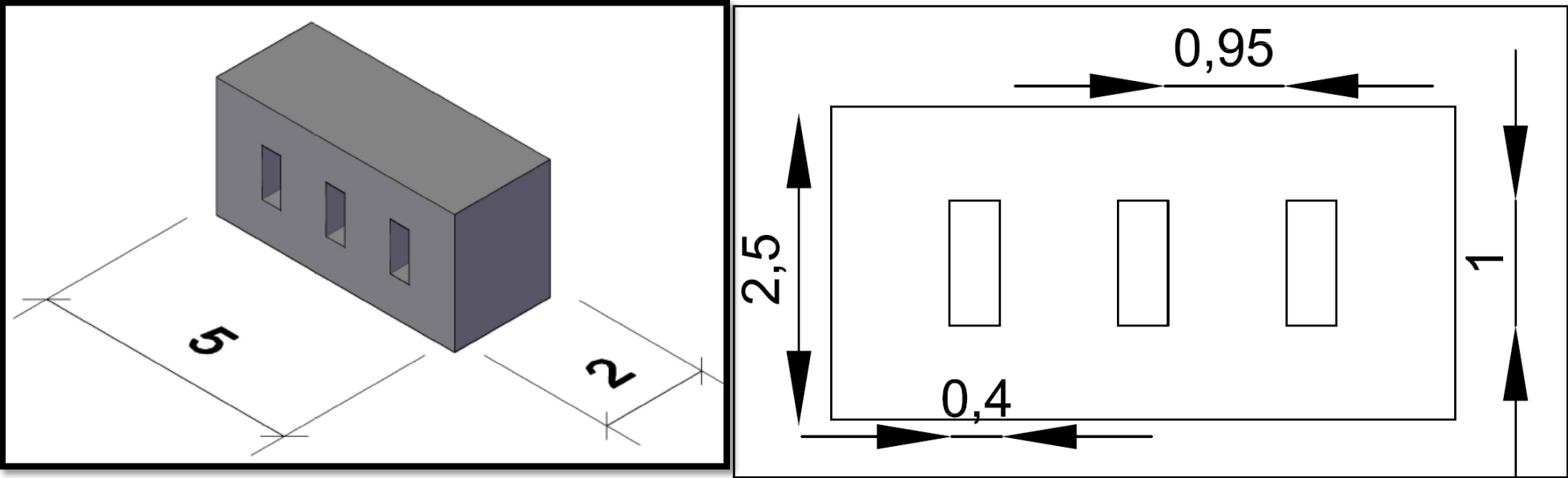
Profil du caisson Jarlan des Epi 1, 2 et 3 et sa coupe_



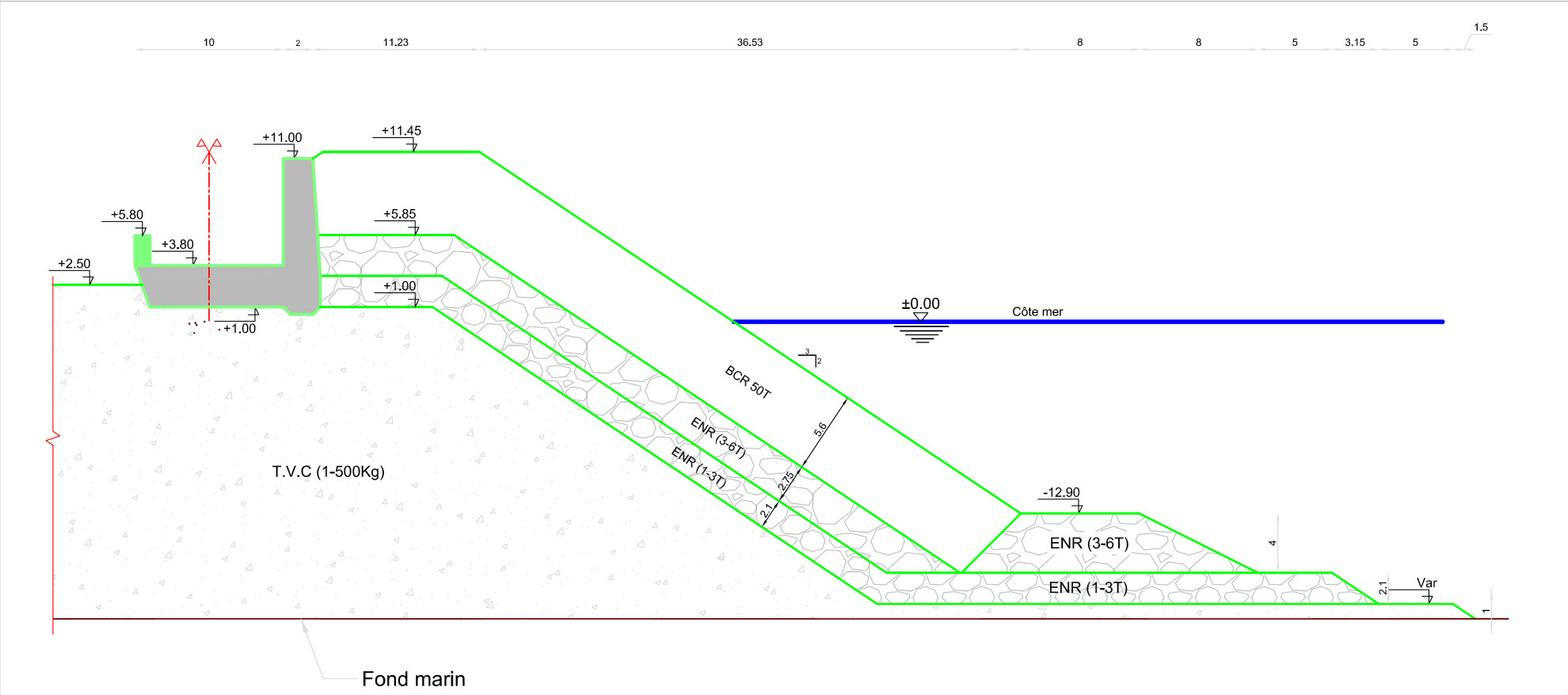
Profil du caisson jarlan des Epis 1, 2 et 3 - Vue en plan et vue 3D_



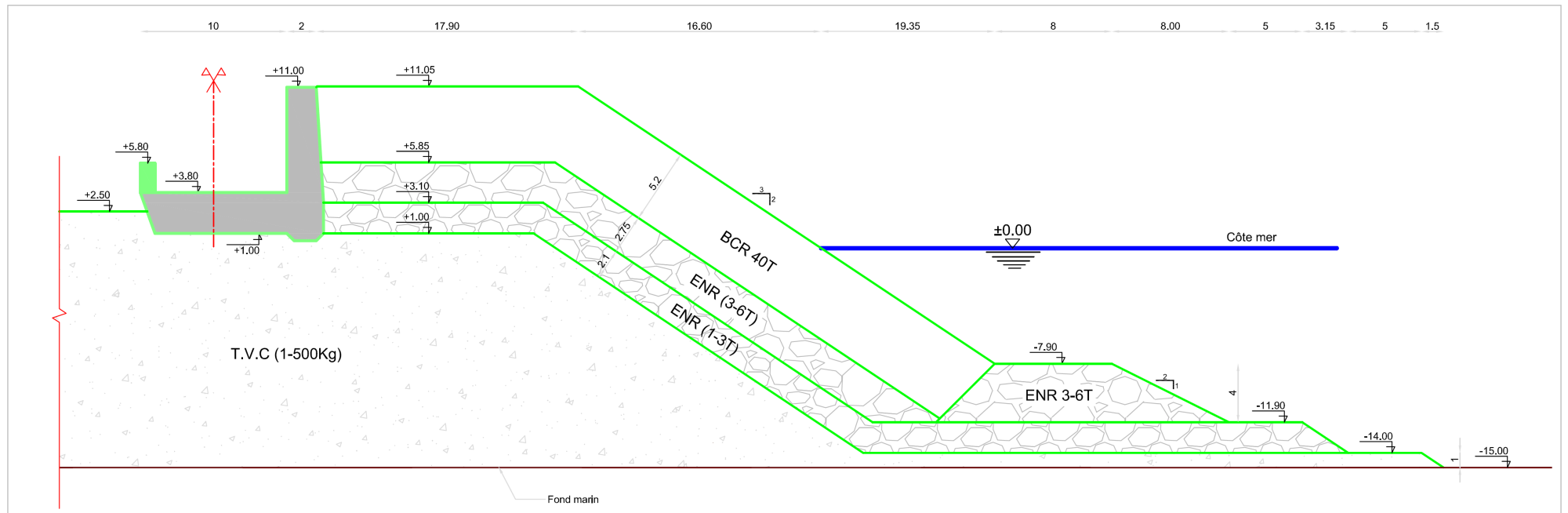
Profil des Dalettes perforées Vue en plan et vue en 3D



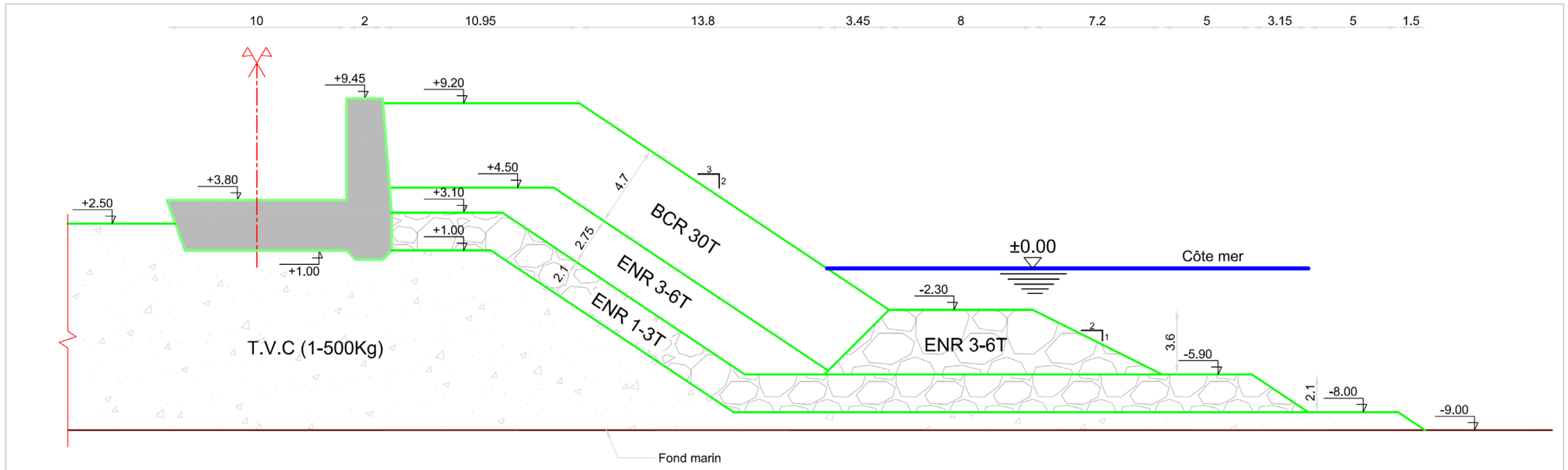
Profil A-A _ Variante Retenue



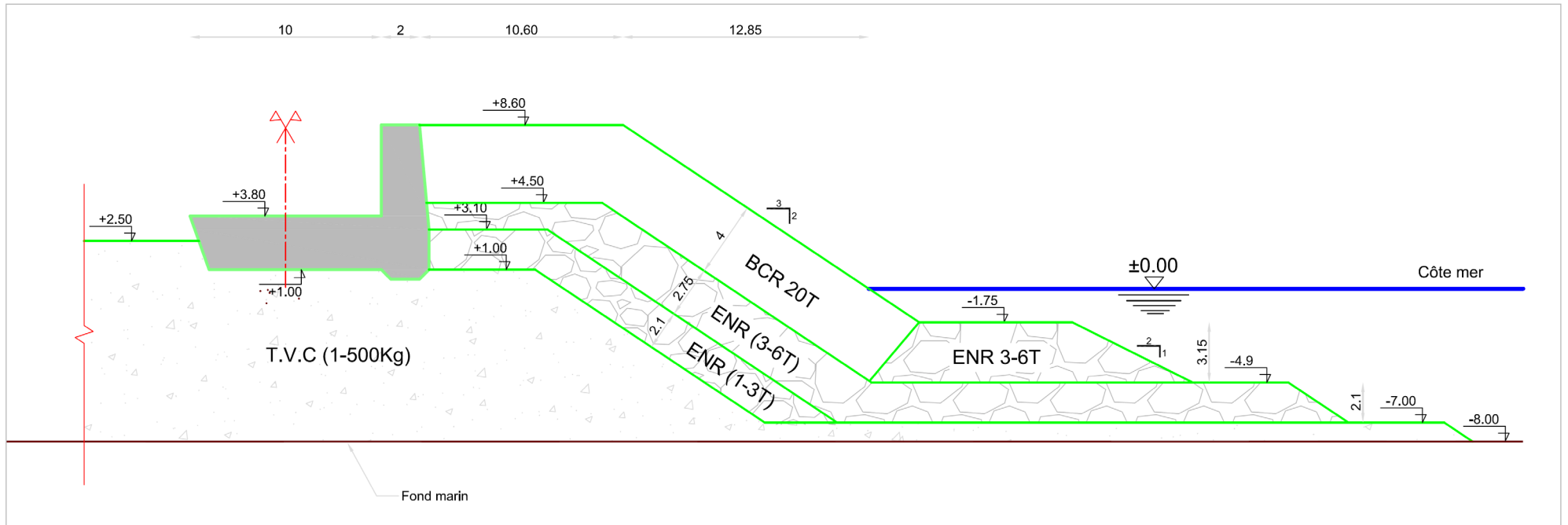
Profil B-B _ Variante retenue



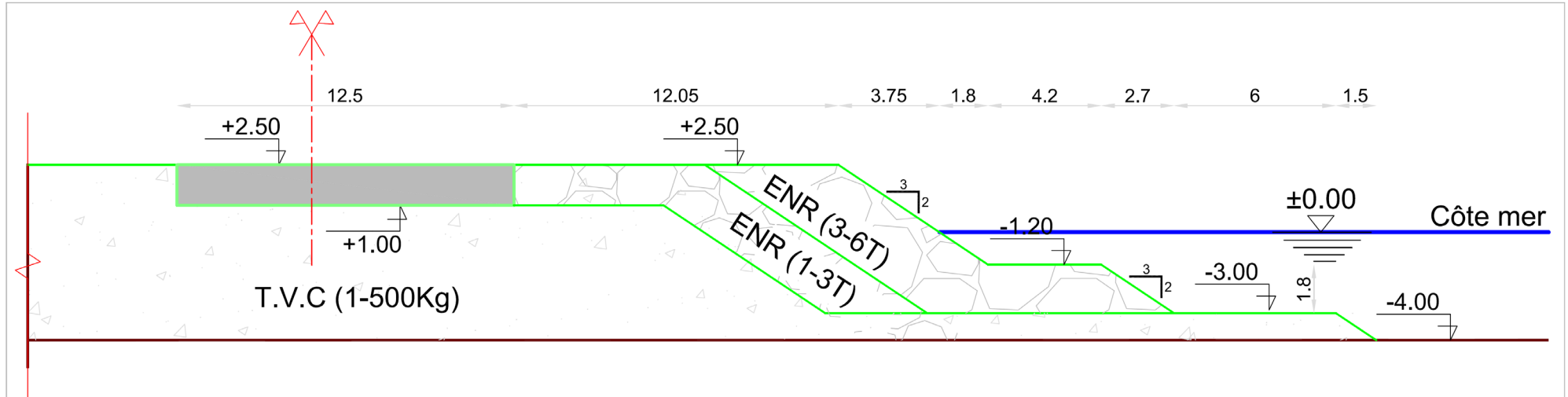
Profil C-C _ Variante retenue



Profil D-D _ Variante Retenue

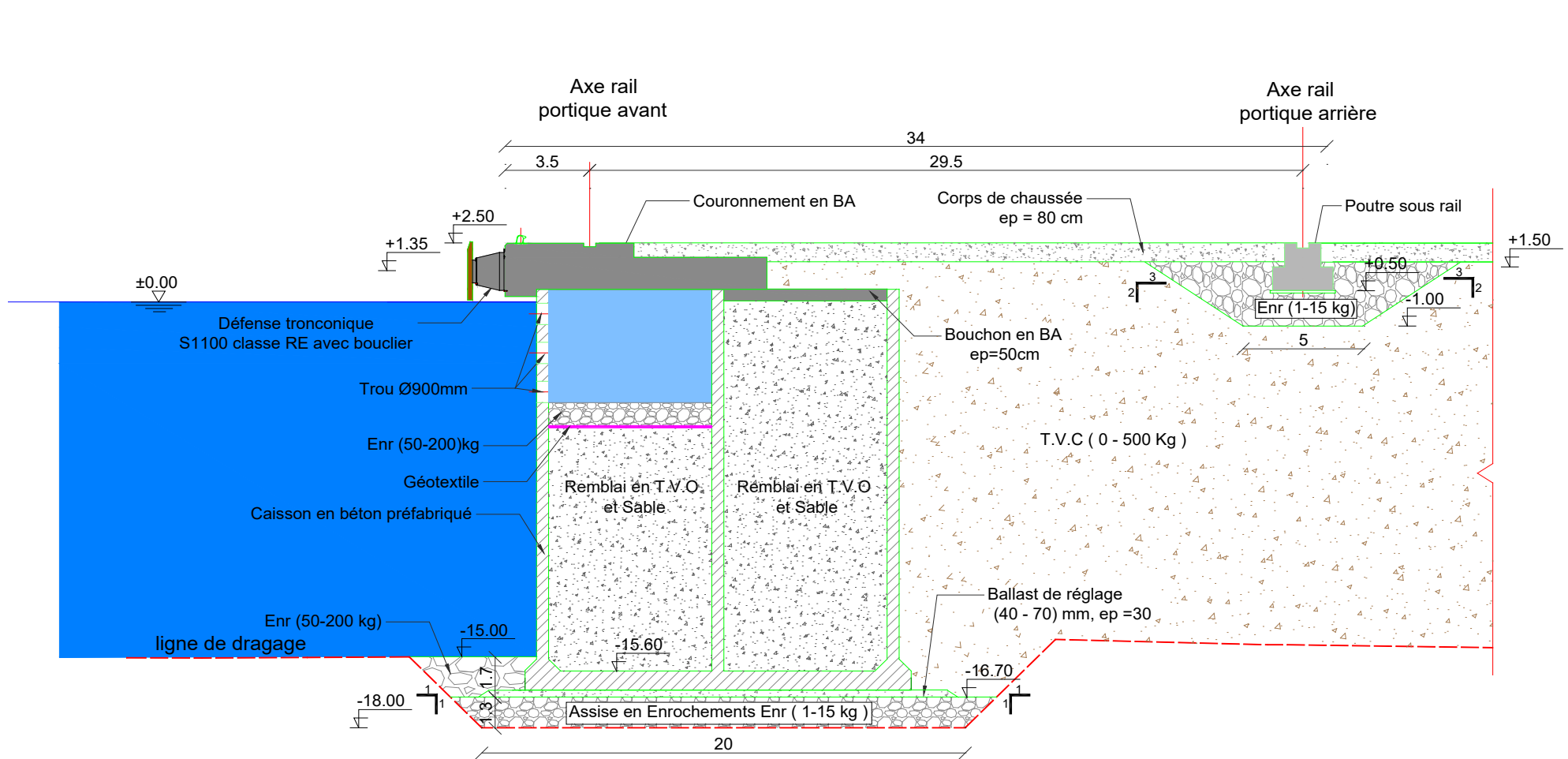


Profil E-E _ Variante Retenue



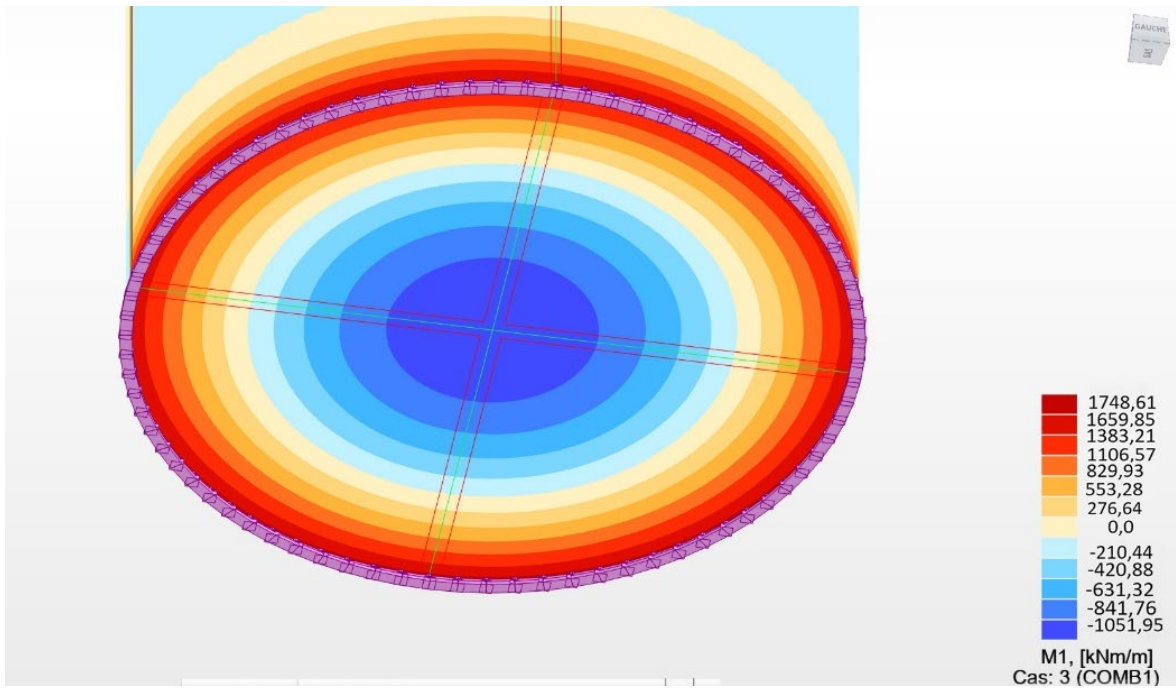
- Annexe C -
Liée au chapitre V

Profil du quai (Disposition du caisson)

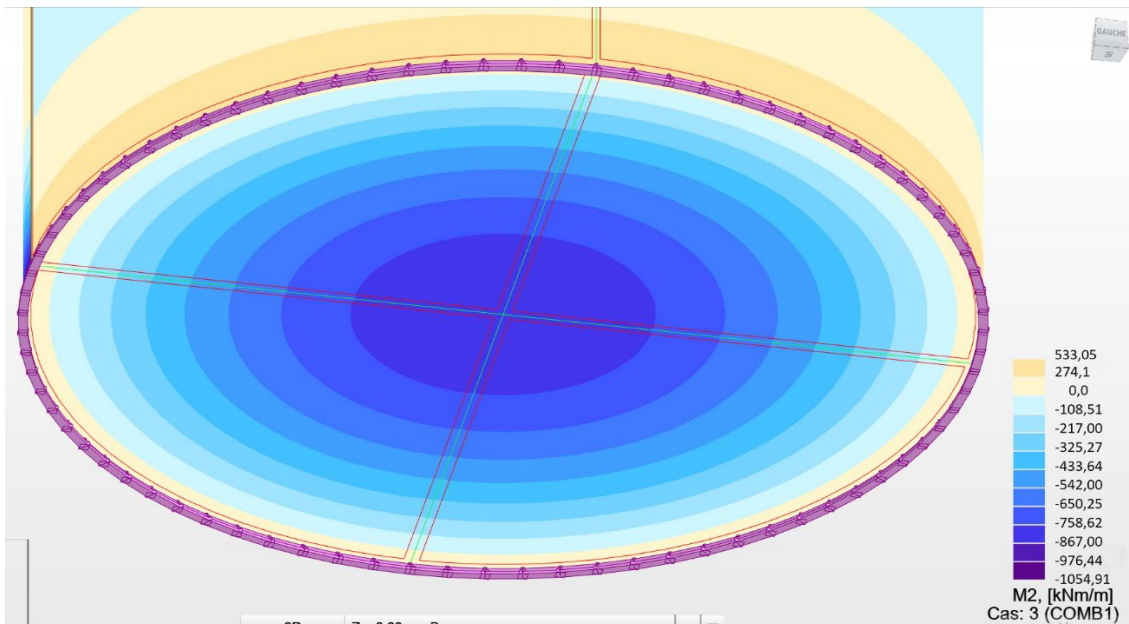


Modélisation du radier :

Moments sens radial (radier)

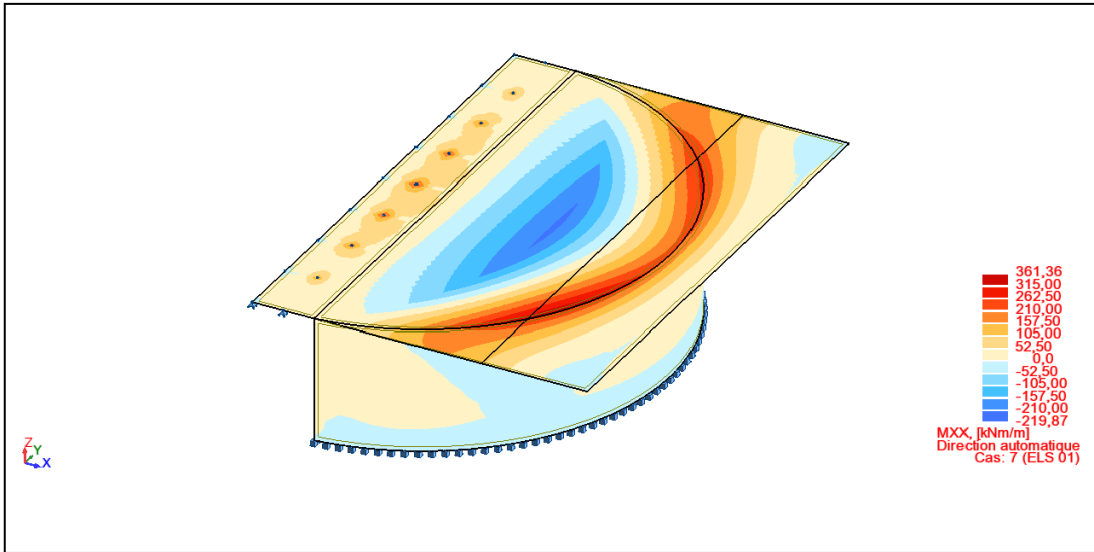


Moments sens transversal (radier)

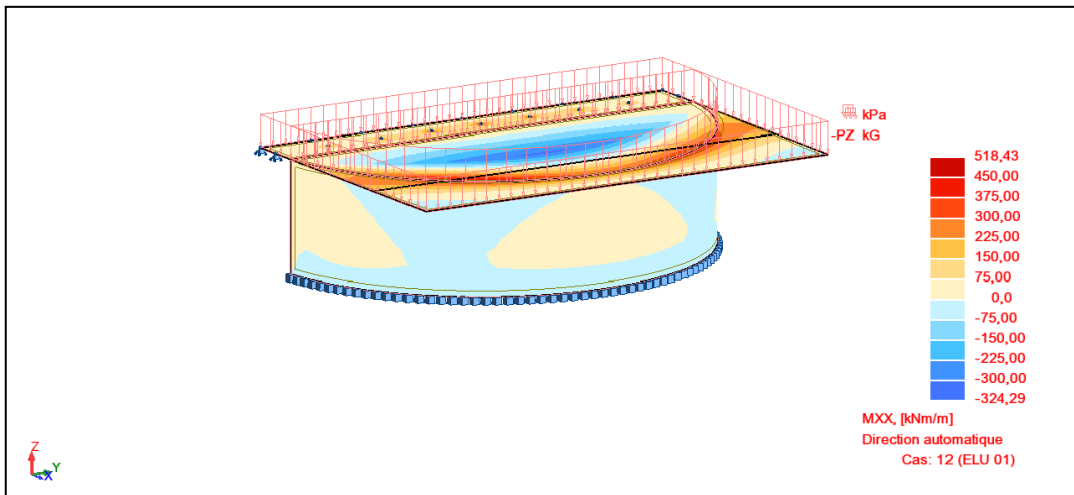


Modélisation du couronnement :

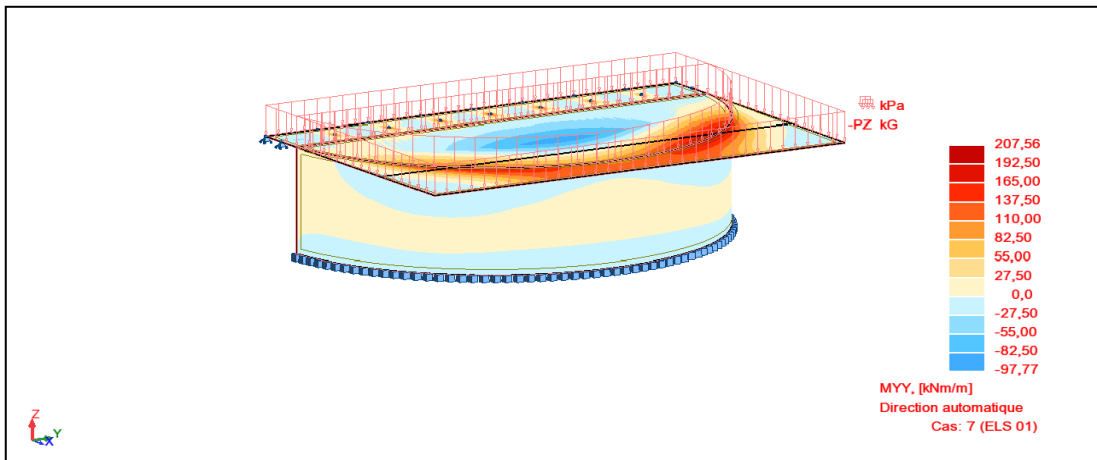
M_{XX} (ELS)



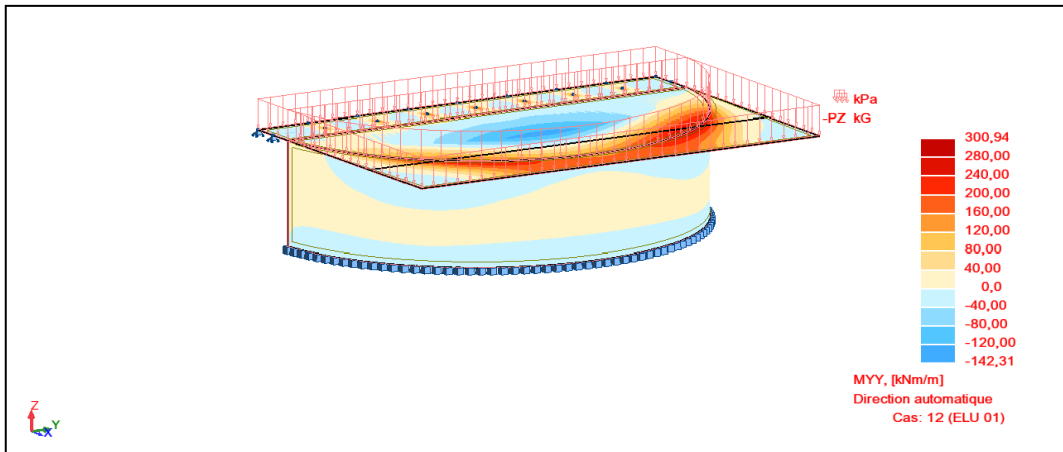
M_{XX} (ELU)



M_{YY} (ELS)

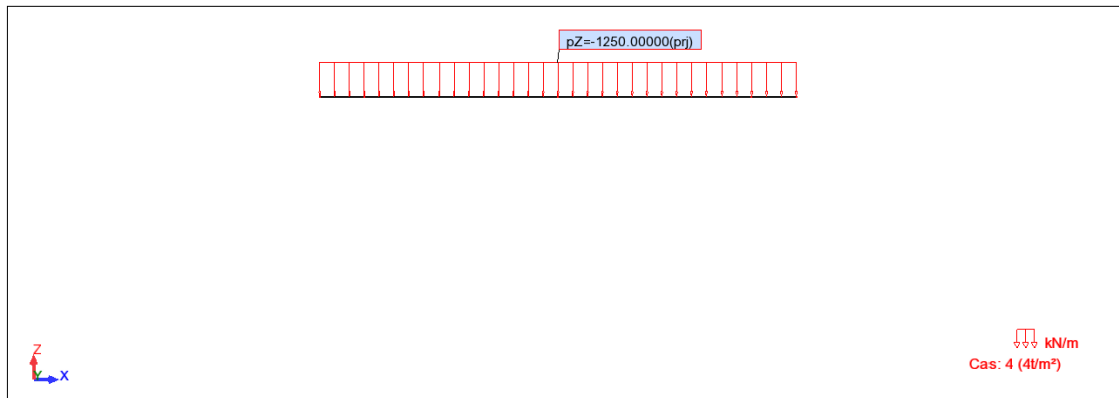


MYY (ELU)



Modélisation de la poutre sous rail :

Surcharge appliquée à la poutre sous rail



Charge du portique appliquée à la poutre sous rail

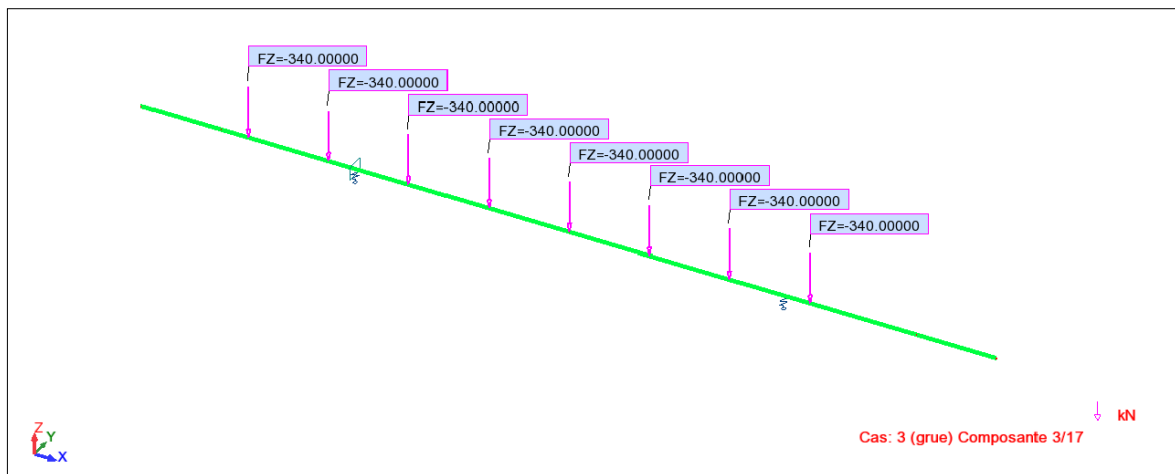


Diagramme des moments (ELS)

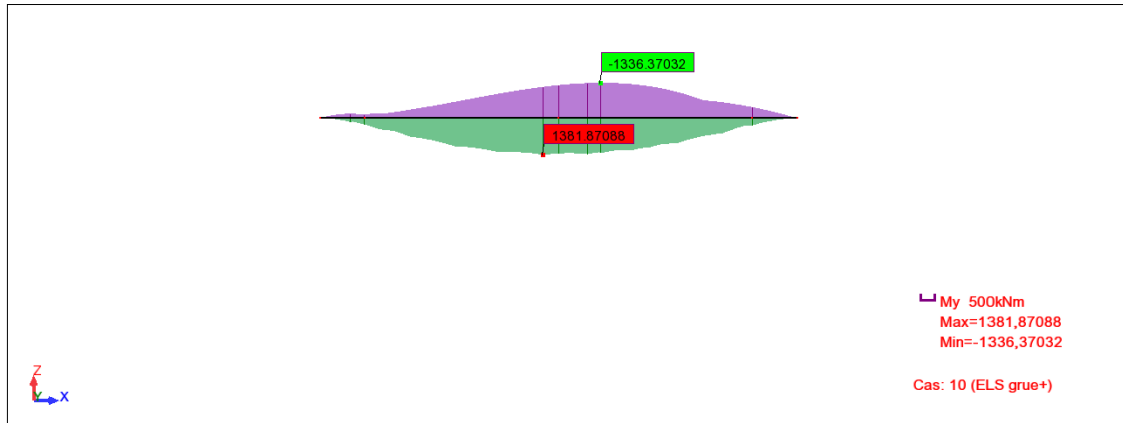


Diagramme des moments (ELU)

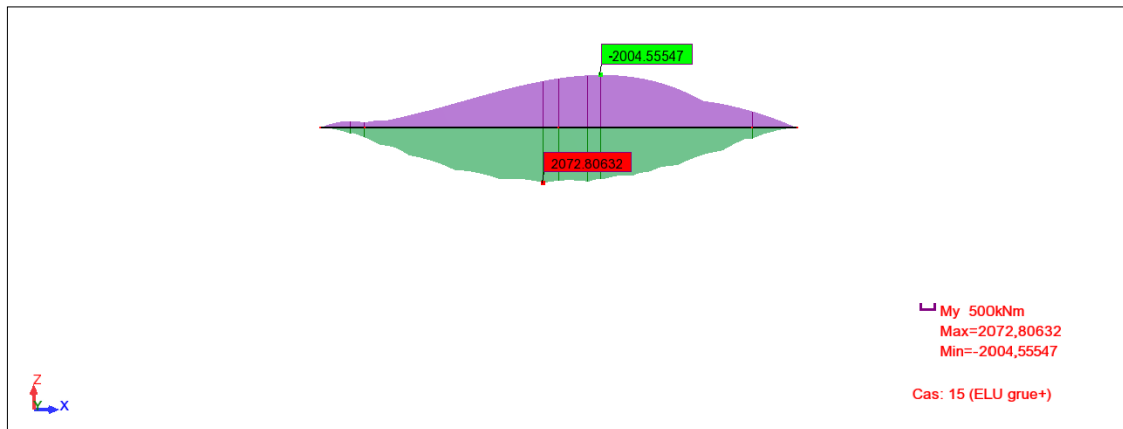
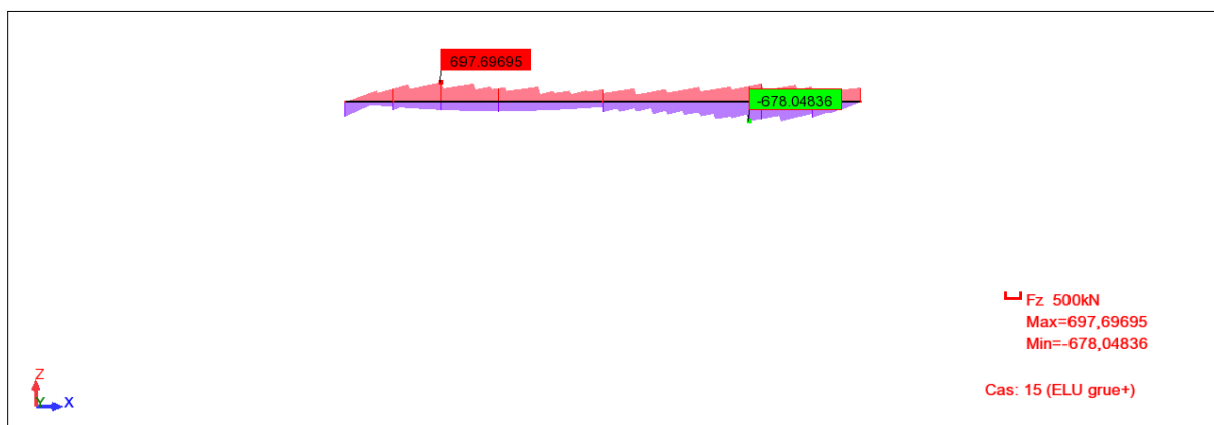
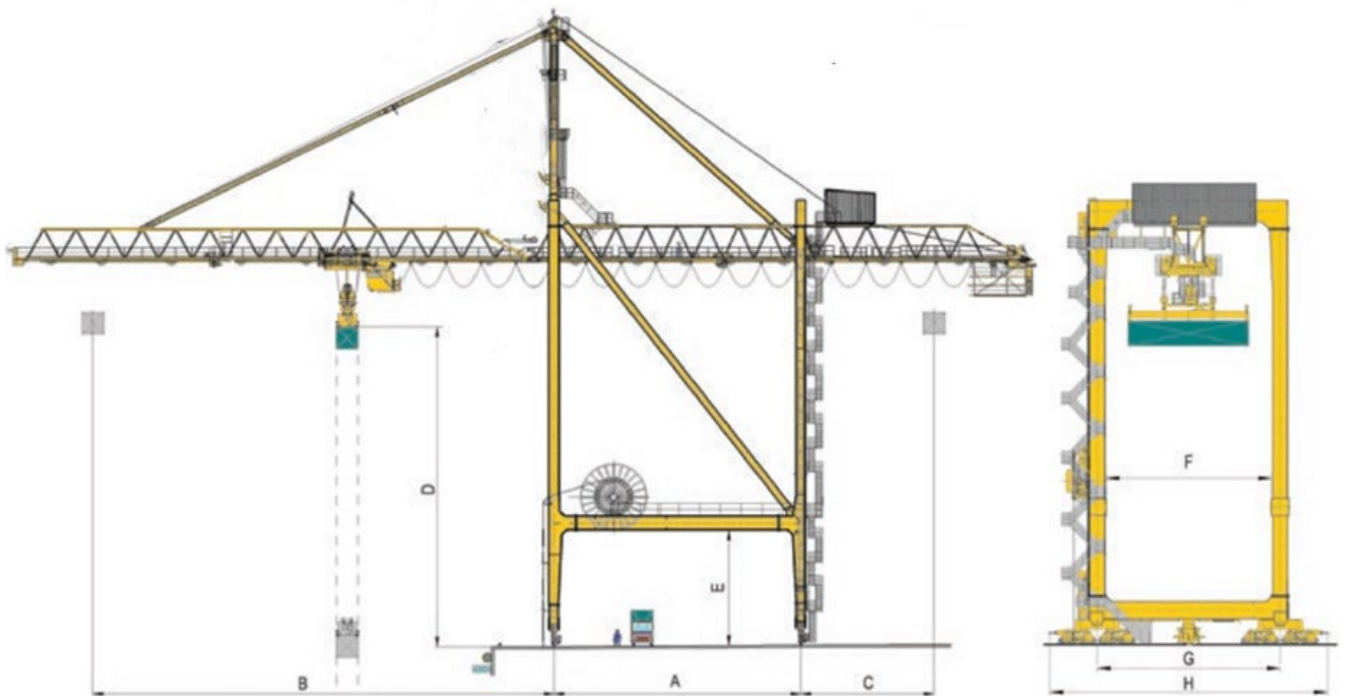


Diagramme de l'effort tranchant (ELU)



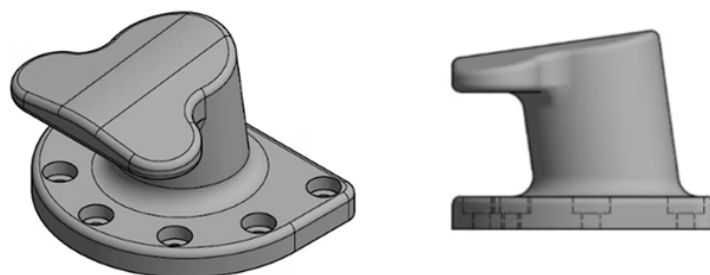
Equipements

Portique (Grue)

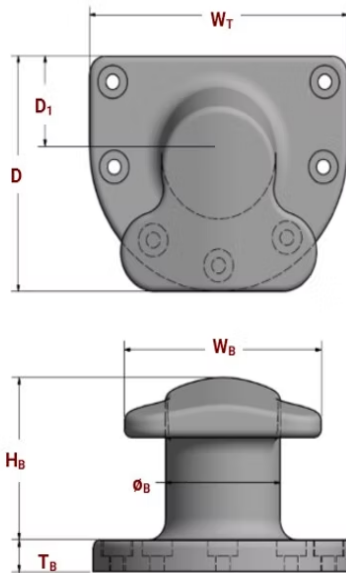


Performance specification	Value
A : Span	25-45 m
B : Outreach	40-45 m
C : backreach	15-30 m
D : Lift hight	30-35 m
E : Clearance under sill beam	12-18 m
G : Travel wheel gauge	15 m
H : Buffer to buffer	25.5 m
Lifting capacity	84 t

Fiche technique du Bollard



CAPACITY	BOLTS	BOLTS QUANTITY
	mm	
10 T	M20	4
15 T	M24	5
25 T	M30	w
30 T	M30	5
35 T	M30	6
50 T	M36	5
80 T	M42	6
100 T	M42	7
125 T	M48	7
150 T	M48	7
200 T	M56	8
250 T	M64	8
300 T	M64	10
Custom sizes available on request		



Body Material Choices

Ductile Cast Iron
Cast Steel

Capacity Range

10-300 Metric Tons

Line Loading Range

$\pm 180^\circ$ horizontal
 $+75^\circ/-15^\circ$ vertical

Ductile Cast Iron Grades

- BS EN 1563 ASTM - EN-GJS-450 to 500
- A 536 - 65-45-12 to 80-55-6
- GB/T 1348 - QT450-10 to QT-600-3

Cast Steel Grades

- ASTM A148: 65-35 to 80-50
- IS 1030: 230-450 to 340-570
- GB/T 11352 - ZG230-450 to ZG340-640

Anchor Bolt Grades

Typically Grade 4.8 to 8.8 Galvanized

Fiche technique de la Défense



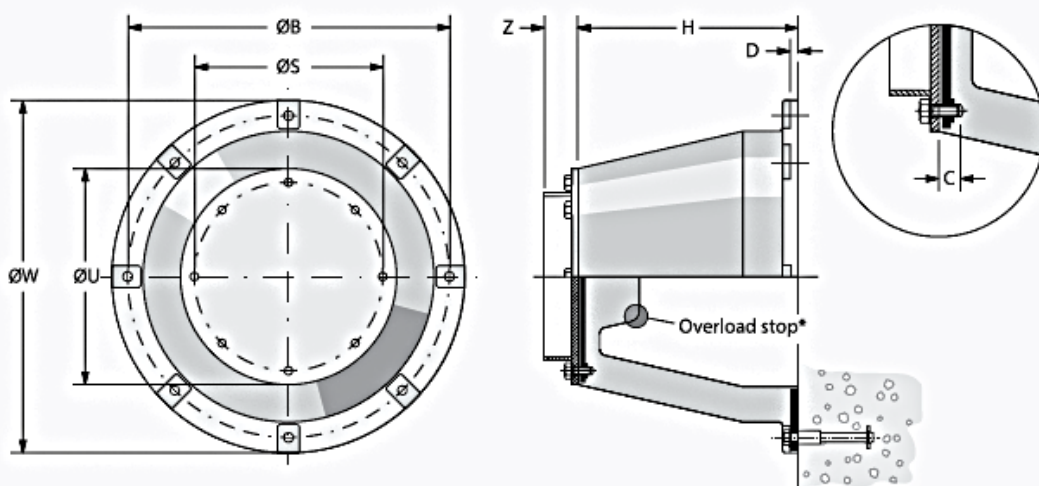
Super Cone Fenders

DIMENSIONS

	H	ØW	ØU	C	D	ØB	ØS	F0.9- 1.8 ANCHORS / HEAD BOLTS ^	F1.9- 3.1 ANCHORS / HEAD BOLTS ^	Z _{min}	WEIGHT
SCN 300	300	500	295	27 – 37	20 – 25	440	255	4 x M16	4 x M16	77	40
SCN 350	350	570	330	27 – 37	20 – 25	510	275	4 x M16	4 x M16	77	50
SCN 400	400	650	390	30 – 40	20 – 28	585	340	4 x M16	4 x M20	82	76
SCN 500	500	800	490	32 – 42	30 – 38	730	425	4 x M20	4 x M24	95	160
SCN 550	550	880	540	32 – 42	30 – 38	790	470	4 x M20	4 x M24	95	210
SCN 600	600	960	590	40 – 52	35 – 42	875	515	4 x M20	4 x M30	115	270
SCN 700	700	1120	685	40 – 52	35 – 42	1020	600	4 x M24	4 x M30	120	411
SCN 800	800	1280	785	40 – 52	35 – 42	1165	685	6 x M24	6 x M30	120	606
SCN 860	860	1376	845	40 – 52	35 – 42	1250	735	6 x M24	6 x M30	130	750
SCN 900	900	1440	885	40 – 52	35 – 42	1313	770	6 x M30	6 x M30	135	841
SCN 950	950	1520	930	40 – 52	40 – 50	1390	815	6 x M30	6 x M30	142	980
SCN 1000	1000	1600	980	50 – 65	40 – 50	1460	855	6 x M30	6 x M36	150	1125
SCN 1050	1050	1680	1030	50 – 65	45 – 55	1530	900	6 x M30	6 x M36	157	1360
SCN 1100	1100	1760	1080	50 – 65	50 – 58	1605	940	8 x M30	8 x M36	165	1567
SCN 1150	1150	1840	1125	55 – 70	50 – 58	1680	980	8 x M30	8 x M36	175	1779
SCN 1200	1200	1920	1175	57 – 80	50 – 58	1750	1025	8 x M30	8 x M42	180	2028
SCN 1300	1300	2080	1275	65 – 90	50 – 58	1900	1100	8 x M36	8 x M42	195	2455
SCN 1400	1400	2240	1370	65 – 90	60 – 70	2040	1195	8 x M36	8 x M42	210	3105
SCN 1600	1600	2560	1570	65 – 90	70 – 80	2335	1365	8 x M42	8 x M48	240	4645
SCN 1800	1800	2880	1765	75 – 100	70 – 80	2625	1540	10 x M42	10 x M56	270	6618
SCN 2000	2000	3200	1955	80 – 105	90 – 105	2920	1710	10 x M42	10 x M56	300	9560
SCN 2250	2250	3600	2205	100 – 120	100 – 110	3285	1930	12 x M48	12 x M56	335	13,500
SCN 2500	2500	4000	2450	120 – 150	100 – 120	3650	2150	12 x M48	12 x M64	375	18,500

^ Fender anchors / head bolts indicated are based on a particular grade of steel. Please contact our local office for precise size, material and type for different grades of fenders pertaining to the project requirements.

[Units: mm, kg]



Some SCN sizes have a modified flange for reduced shipping dimensions.



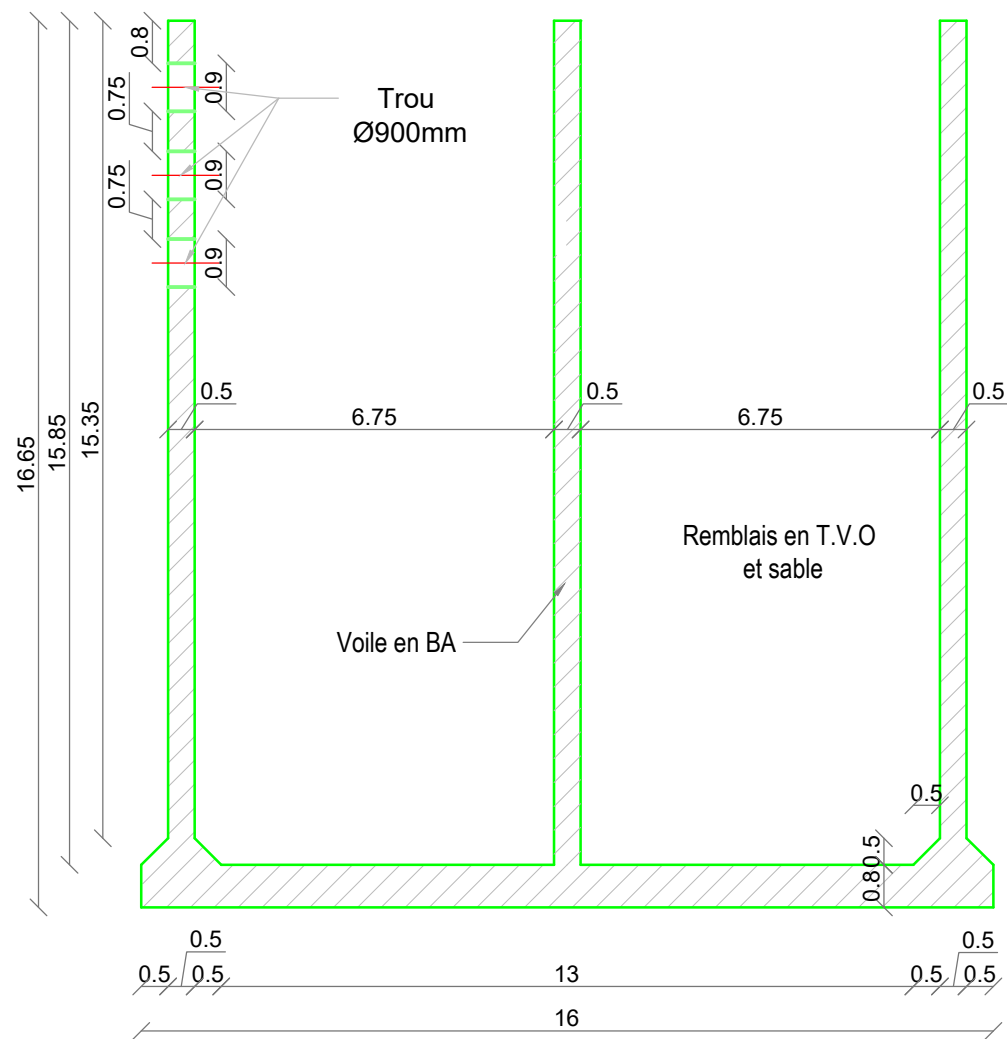
SIZE	V
SCN 950	1440
SCN 1400	2180
SCN 1600	2390
SCN 1800	2700

* Contact our local offices

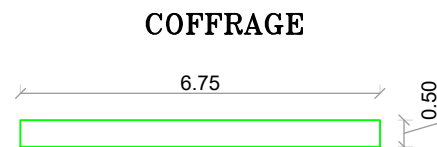
[Units: mm]

COFFRAGE CAISSON CIRCULAIRE

Ech : 1/125

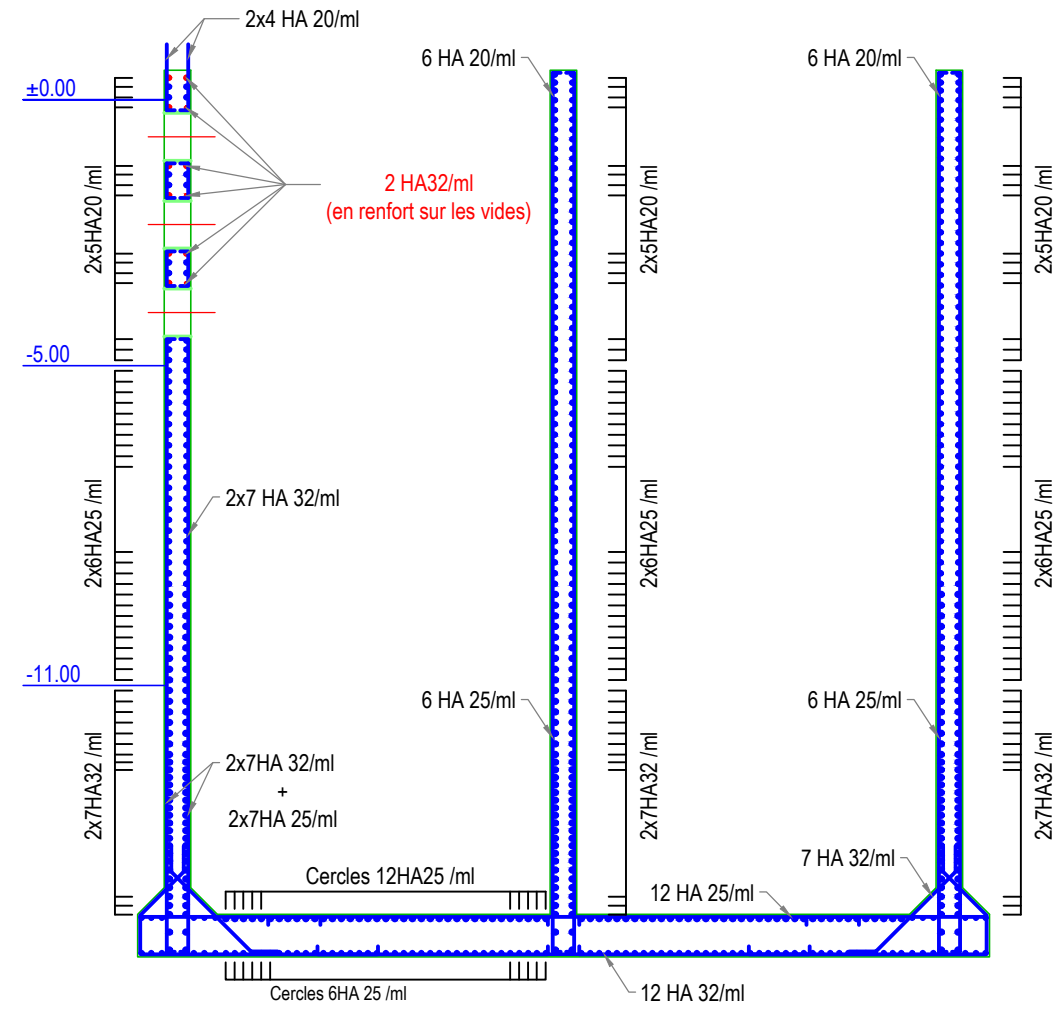


DETAIL BOUCHON Ech:1/125

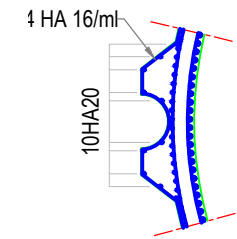


FERRAILLAGE CAISSON

Ech : 1/125



FERRAILLAGE



FERRAILLAGE



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger

Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz

Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'études

Étude d'extension de l'ancien
port de SKIKDA

Réalisé par

Z.ZAOUCHÉ
Y.ZEMMOUR

Encadré par

Douadi
RAHMANI

Titre

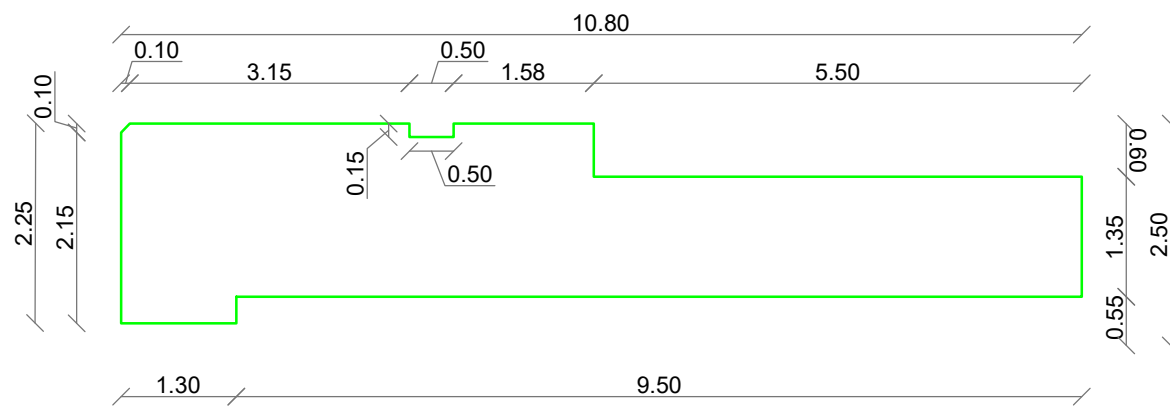
Coupes et ferrailage
caissons de quais

Échelle

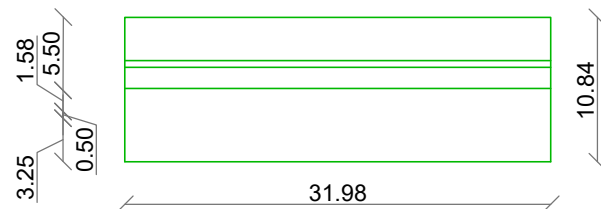
Année universitaire

2024 / 2025

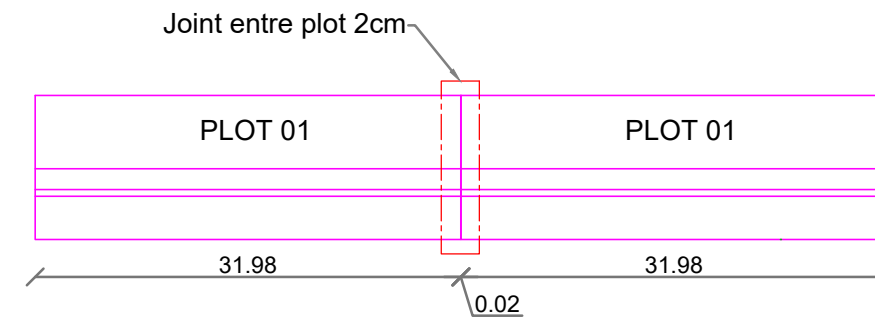
COFFRAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT Ech:1/75



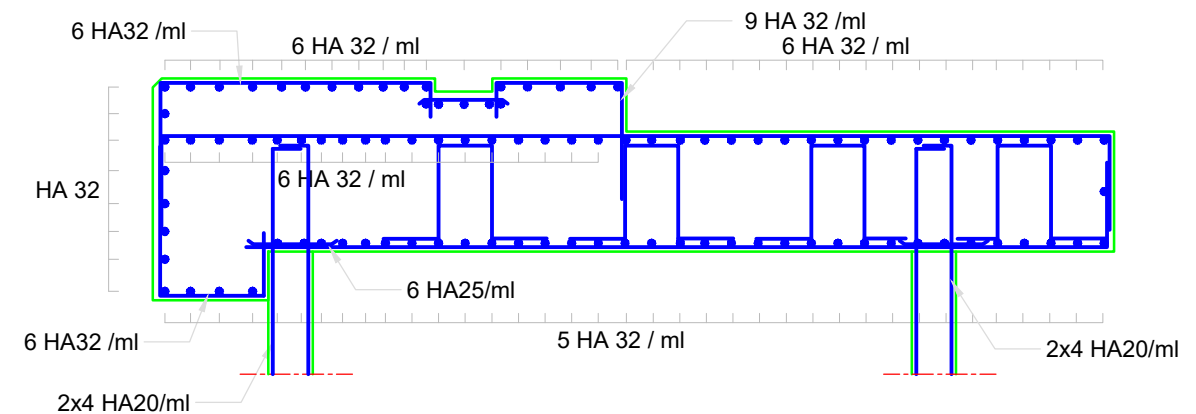
PLOT 01 Ech:1/500



DETAIL DE JOINT Ech:1/500



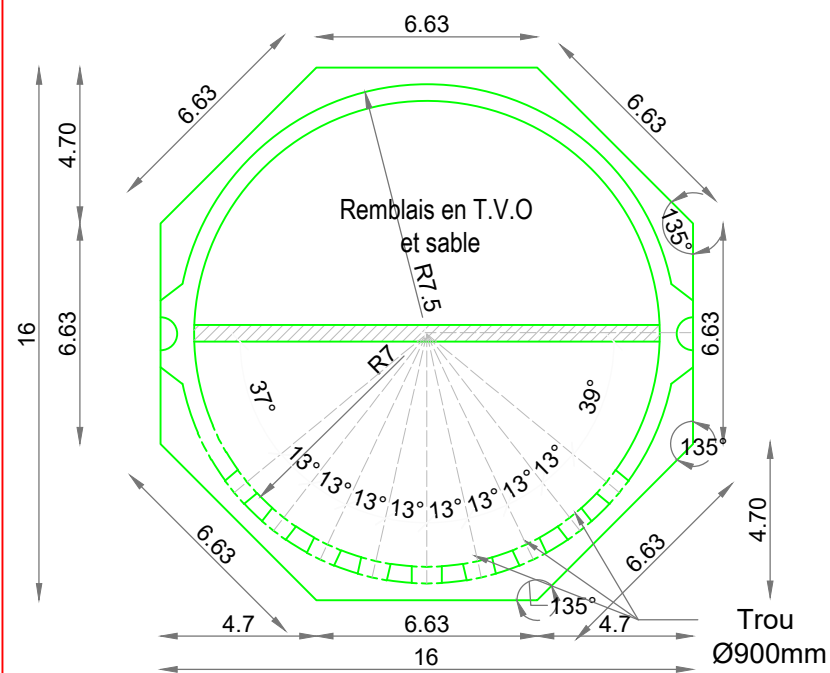
FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE COURONNEMENT Ech:1/75



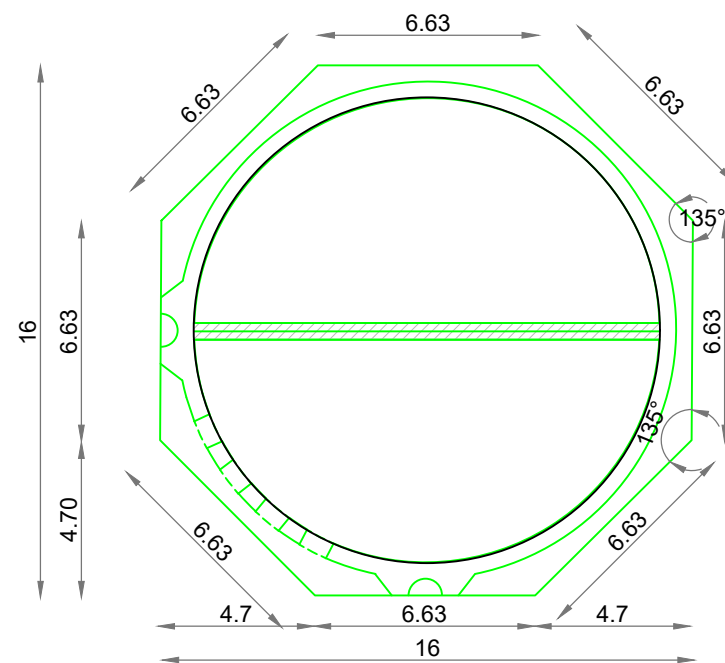
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'études	Réalisé par	Encadré par	Titre	Échelle	Année universitaire
Étude d'extension de l'ancien port de SKIKDA	Z.ZAOUCHE Y.ZEMMOUR	Douadi RAHMANI	Détails et ferrailage du couronnement		2024 / 2025

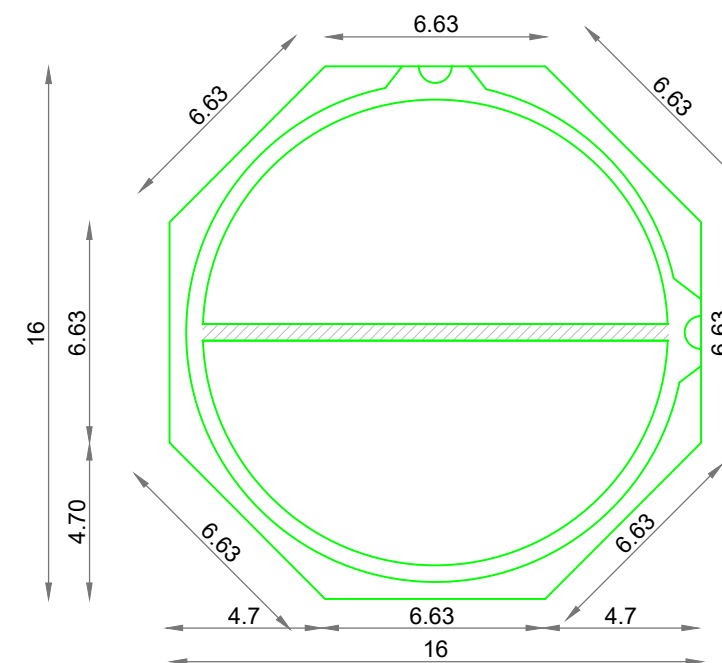
VUE EN PLAN CAISSON
TYPE 01
Ech : 1/200



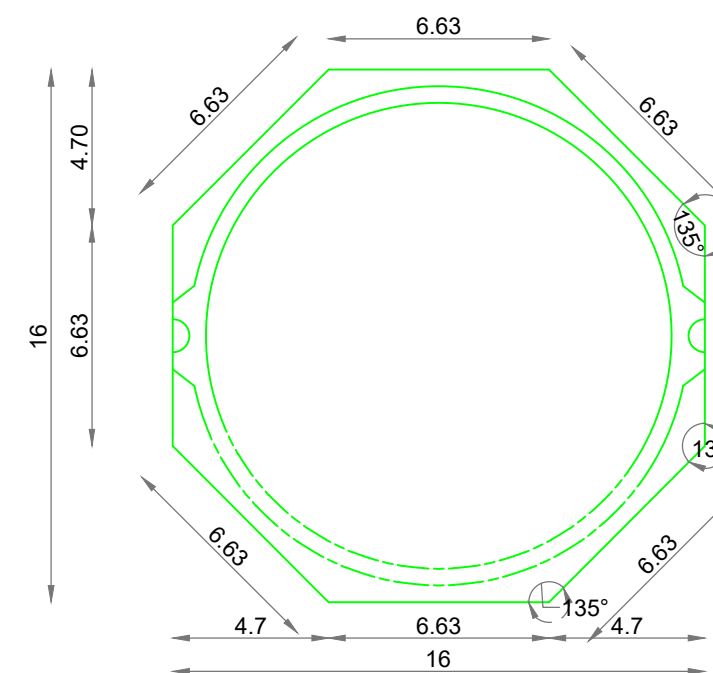
VUE EN PLAN CAISSON
TYPE 02
Ech : 1/200



VUE EN PLAN CAISSON
TYPE 03
Ech : 1/200

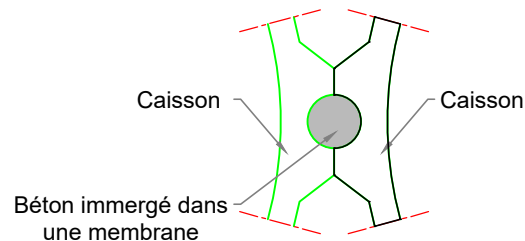
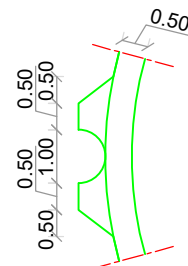


VUE EN PLAN CAISSON
TYPE 04
Ech : 1/200



DETAIL
CLE

COFFRAGE



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger

Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz

Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'études

Étude d'extension de l'ancien
port de SKIKDA

Réalisé par

Z.ZAOUCHE
Y.ZEMMOUR

Encadré par

Douadi
RAHMANI

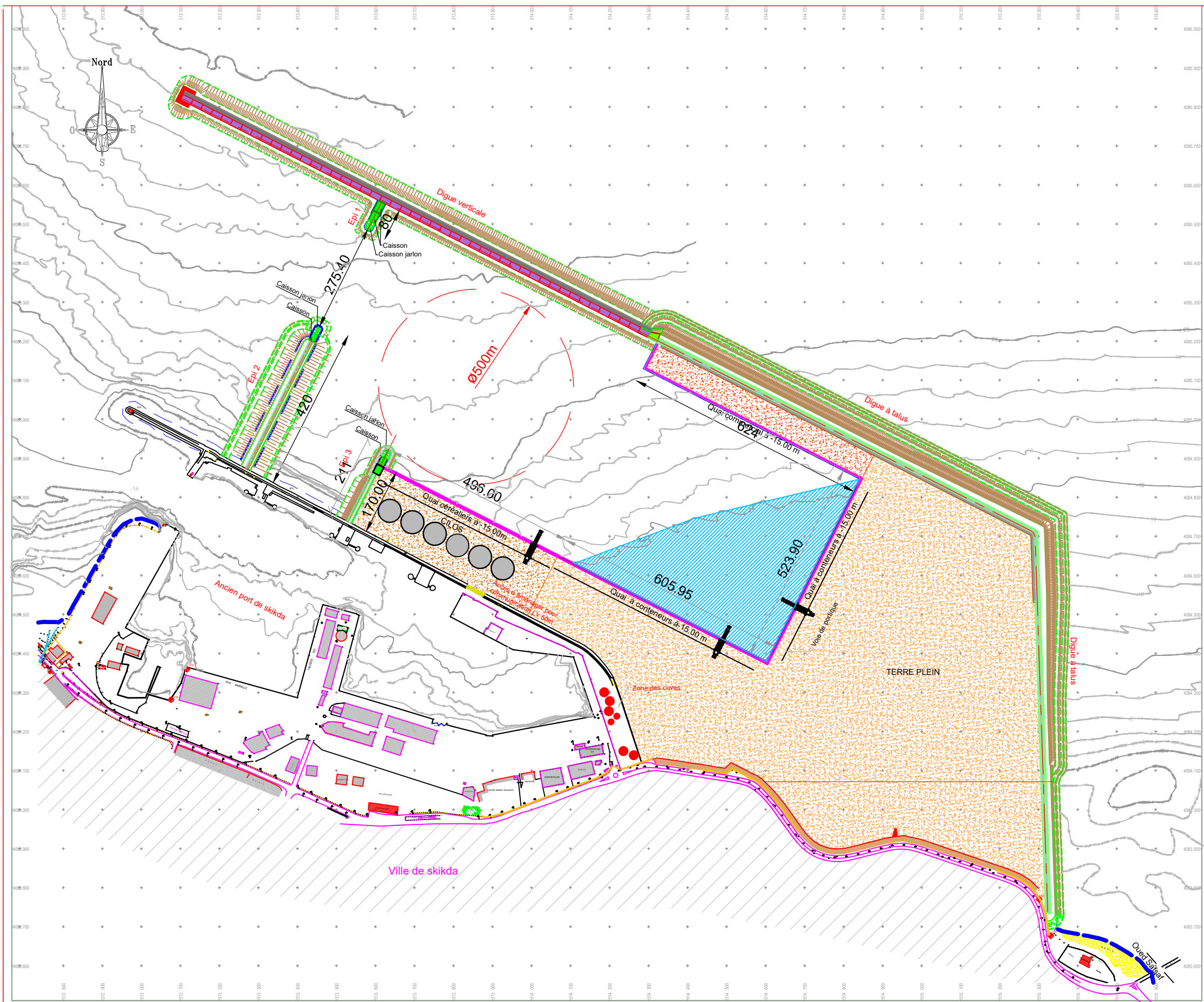
Titre

Plan de coffrage des
caissons de quais

Échelle

Année universitaire

2024 / 2025



CARACTERISTIQUES TECHNIQUES

- Digue à talus2033 ml
- Digue verticale1369.80 ml
- Quai à conteneurs1129.85 ml; S=75.82 Ha
- Quai à céréalières496 ml; S=8.5 Ha
- Quai commercial624ml; S=4.00 Ha
- Zone à dérocter à -15.00m S=15.00 Ha
- Epi 01 80.00 ml
- Epi 02 420.00 ml
- Epi 03 211.00 ml
- Cercle d'évitageØ 500 m
- Passe d'entrée275.40 ml
- Surface plan d'eau83.24 Ha
- Mur de soutènementL=1245ml
- Extension rejetsL=750ml
- Talus en enrochementsL=1120ml



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'études
 Étude d'extension de l'ancien
 port de SKIKDA

Réalisé par
 Z.ZAOUCHE
 Y.ZEMMOUR

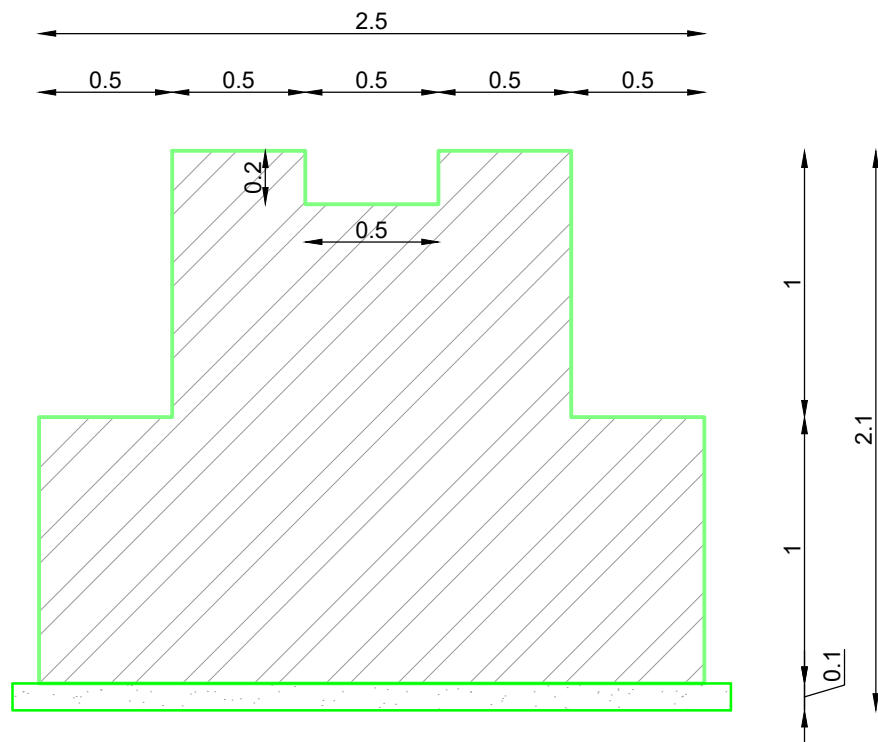
Encadré par
 Douadi
 RAHMANI

Titre
 Plan de masse de la
 Variante retenue

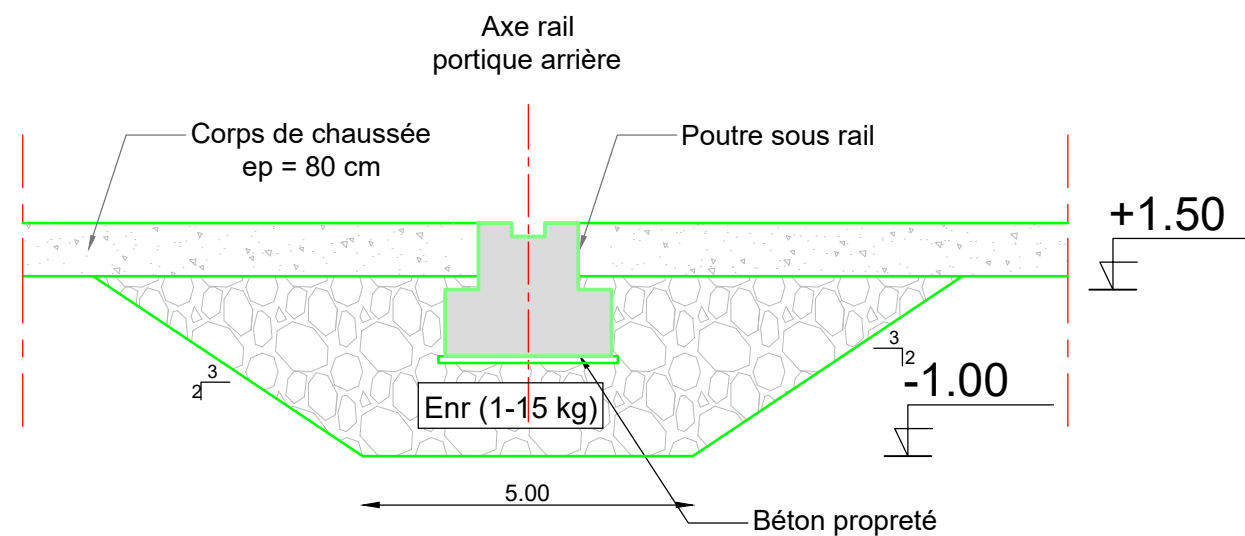
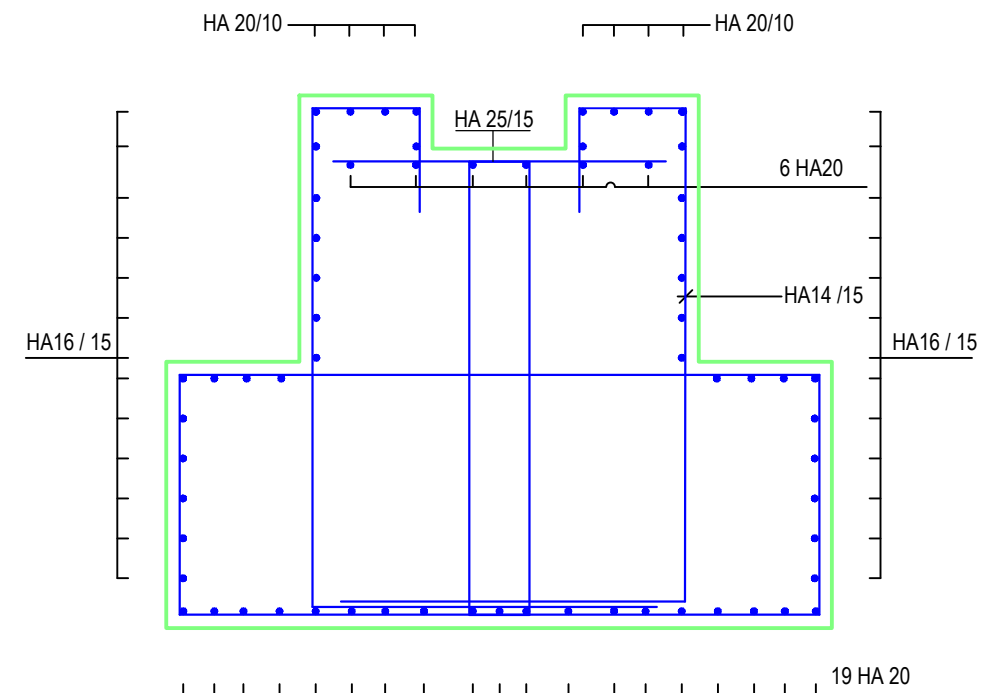
Échelle
 1/10 000

Année universitaire
 2024 / 2025

COFFRAGE DE LA POUTRE SOUS RAIL Ech :1/25



FERRAILLAGE DE LA POUTRE SOUS RAIL Ech :1/25



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger

Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz

Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Projet de fin d'études

Étude d'extension de l'ancien
port de SKIKDA

Réalisé par

Z.ZAOUCHE
Y.ZEMMOUR

Encadré par

Douadi
RAHMANI

Titre

Détails de la poutre
arrière sous rails

Échelle

Année universitaire

2024 / 2025