

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET
POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
École Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil
Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Étude d'un Quai Minéralier à Béthioua

Réalisé par :
BOULAGUessa Ilyès
BEKKOUche Youssef Kamel

Sous la direction de **Mme.Sana STIHI & M.Faycal ZEMMOUR**
& **Mme.Anissa CHERGUI**

Présenté et soutenu publiquement le (15/10/2020)

Composition du jury :

Président	M.Abderrahim BALI	Pr.	ENP
Examineur	M.Ramdane BOUTEMEUR	MA A.	ENP
Examineur	M.Brahim Khalil BENZAOUZ	MC A.	ENP

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET
POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
École Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil
Mémoire de projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Étude d'un Quai Minéralier à Béthioua

Réalisé par :
BOULAGUessa Ilyès
BEKKOUche Youssef Kamel

Sous la direction de **Mme.Sana STIHI & M.Faycal ZEMMOUR**
& **Mme.Anissa CHERGUI**

Présenté et soutenu publiquement le (15/10/2020)

Composition du jury :

Président	M.Abderrahim BALI	Pr.	ENP
Examineur	M.Ramdane BOUTEMEUR	MA A.	ENP
Examineur	M.Brahim Khalil BENAZZOUZ	MC A.	ENP

Dédicace

On dédie ce travail à nos chers parents

et grands parents,

A nos familles,

A nos frères et soeurs,

A nos amis

et à tous ceux qui ont fait confiance à

Nos Capacités pendant notre parcours

.....

Remerciements

On remercie Dieu le Tout Puissant de nous avoir donné le courage, la santé, et Nous a accordé son soutien durant les périodes les plus difficiles

On remercie vivement nos encadreurs, Madame **Mme.Sana STIHI** et Monsieur **M.Faycal ZEMMOUR** de nous avoir aidé dans notre travail, et surtout d'avoir cru à nos compétences.

On remercie également Monsieur **M.Ali SLIMANI** et Madame **Mme.Anissa CHERGUI** de nous avoir donné la chance de travailler sur ce projet au niveau du Laboratoire des Études Maritimes (LEM).

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury, **M.Abderrahim BALI**, **M.Ramdane BOUTEMEUR** et **M.Brahim Khalil BENAZZOUZ** pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner le travail et de l'enrichir par leurs propositions.

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

Enfin, nous tenons également à remercier toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Résumé

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية عن منصة ميناء في منطقة بيطيوا في مدينة وهران، اقترحها علينا مختبر الدراسات البحرية بالجزائر.

ولتحويل هذه الدراسة إلى حقيقة واقعة، اتبعنا الخطوات التالية:

- عرض الأحمال المختلفة والتحقق من الاستقرار الكلي للمنصة.
- حساب الخرسانة المسلحة لهيكل الاسطوانة والقاعدة بطريقتين التحليلية والرقمية.
- نمذجة بنية المنصة باستخدام الروبوت.

وقد تم حساب الحمولات باستخدام طريقة الصومعة وقد تم حساب الخرسانة المسلحة وفقا لـ BAEL 91 المراجع في 99. وقد تم تنفيذ عملية وضع النماذج ورسم خطط التعزيز باستخدام برامج (AutoCAD ، ROBOT) من أجل التصميم ورسم هياكل الحماية المختلفة والإرساء الخاصة بالحامل. الكلمات الأساسية : الميناء، رصيف الميناء، موجة، السد، الساحل، المد والجزر، هيكل الاسطوانة .

Abstract :

This project presents a detailed study of a mineral dock in Béthioua, Oran. It was proposed by the Maritime Studies Laboratory of Algiers.

To carry out this project, we followed the following steps :

- ✓ Identification of the different loads and verification of the overall stability of the dock.
- ✓ Design of the reinforcements of the box-section and the raft in two, analytical and numerical, ways.
- ✓ Modeling the dock structure with ROBOT.

The calculation of loads was made using the silo method and the calculation of reinforced concrete was done in accordance with the BAEL 91 revised 99. The modelling and drawing of the reinforcement plans were carried out using software (ROBOT, AUTOCAD), in order to size and draw the various protection structures and berthing of the dock.

Key-words : Port, dock, swell, dike, coast, tide, box-section, raft.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un quai minéralier dans la zone de Béthioua à Oran, proposé par le Laboratoire des Études Maritimes d'Alger.

Pour la concrétisation de cette étude, nous avons suivi les étapes suivantes :

- ✓ Présentation des différentes charges et vérification de la stabilité d'ensemble du quai.
- ✓ Calcul du ferrailage du caisson et le radier général de deux manières analytique et numérique.
- ✓ Modélisation de la structure de quai avec ROBOT.

Nous avons procédé à des calculs en utilisant la méthode des silos pour le calcul des charges et le calcul du béton armé en respectant les règles du BAEL 91 révisées 99. La modélisation et le dessin des plans de ferrailage ont été effectués grâce à des logiciels (ROBOT, AUTOCAD) afin de dimensionner et dessiner les différents ouvrages de protection et d'accostage du quai.

Mots-clés : Port, quai, houle, digue, côte, caisson, radier, marée.

Table des Matières

Liste des Figures	12
Liste des Tableaux	15
Liste des Symboles	17
Liste des Abréviations	22
Introduction Générale	23
1 Généralités sur les Ouvrages Maritimes	25
1.1 Définition d'un Port :	25
1.2 Rôle des Ports Maritimes :	26
1.3 Les Types des Ports :	26
1.3.1 Localisation :	26
1.3.1.1 Ports Maritimes :	26
1.3.1.2 Ports Fluviaux :	26
1.3.1.3 Ports Lacustres :	27
1.3.1.4 Ports à Sec :	27
1.3.2 Activités :	28
1.3.2.1 Les ports de commerce :	28
1.3.2.2 Les Ports de Pêche :	28
1.3.2.3 Les Ports de Plaisance :	29
1.3.2.4 Les Ports Militaires :	29
1.4 Description d'un port maritime :	29

1.4.1	Les ouvrages extérieurs :	31
1.4.1.1	Les jetées :	31
1.4.1.2	Les Dignes :	32
1.4.1.2.1	Les Dignes Verticales :	32
1.4.1.2.2	Les Dignes à Talus :	33
1.4.1.2.3	Les digues mixtes :	34
1.4.1.2.4	Les Dignes de Types Spéciaux :	34
1.4.2	Les Ouvrages Intérieurs :	35
1.4.2.1	Les Ouvrages de Protection et d'Accès :	35
1.4.2.2	Les Plans d'Eaux :	36
1.4.2.3	Les Ouvrages d'Accostage :	36
1.4.2.4	Les Ouvrages de Réparation :	37
1.5	Généralités Sur les Mouvements de la Mer :	37
1.5.1	La Houle :	38
1.5.1.1	La Diffraction :	39
1.5.1.2	La Réflexion :	40
1.5.1.3	Le Déferlement :	40
1.5.2	La Marée :	40
1.5.3	Les Courants :	42
1.6	Conclusion :	43
2	Généralités et Données sur le Projet	44
2.1	Situation Géographique :	44
2.1.1	Circonstance du Projet :	44
2.1.2	Les Éléments Principaux du Port :	44
2.2	Conditions de Base d'Étude :	46
2.2.1	Standards et normes :	46
2.2.2	Types des Navires a Amarrés dans ce Quai :	46
2.2.3	Unité :	46
2.2.3.1	Système de Repère d'Altitude :	46

2.2.3.2	Système de Coordonnées :	46
2.3	Conditions Naturelles :	47
2.3.1	Niveau d'Eau :	47
2.3.2	Houle :	47
2.3.3	Vitesses du vent et du courant d'eau :	49
2.3.4	Pluie :	49
2.3.5	Géologie :	49
2.4	Disposition de plan global :	54
2.4.1	Introduction :	54
2.4.2	Disposition du quai :	54
2.4.3	Longueur du quai :	55
2.4.4	Élévation du quai :	55
2.4.5	Disposition de l'eau :	55
2.4.6	Zone d'accostage :	56
2.4.7	Matériaux :	57
2.4.7.1	Béton :	57
2.4.8	Acier :	58
2.4.8.1	Étude de durabilité :	60
2.4.8.2	Fissure :	60
2.4.8.3	Masses volumiques et caractéristiques des matériaux :	61
2.5	Structure du quai :	62
2.5.1	Portée du travail :	62
2.5.2	Normes de conception :	62
2.5.3	Durée de vie :	62
2.6	Conclusion :	63
3	Les Charges du Projet	64
3.1	Charges du Projet :	64
3.1.1	Charge Morte :	64
3.1.2	Charges Techniques :	64

3.1.2.1	Charges des équipements principaux :	64
3.1.3	Charge de navire :	65
3.1.4	Pression résiduelle de l'eau :	66
3.1.5	Force d'inertie d'un séisme :	67
3.2	Vérification de la Stabilité de Quai :	67
3.3	Conclusion :	68
4	Vérification de la Stabilité du Quai	69
4.1	Stabilité d'ensemble :	69
4.1.1	Hypothèses de Base :	69
4.1.2	Hypothèses de Calcul :	69
4.1.3	Efforts horizontaux :	71
4.1.3.1	La houle :	71
4.1.3.2	Effort sur le Bollard :	72
4.1.3.3	La Pression Hydrostatique Coté Portuaire :	72
4.1.3.4	L'incrément Dynamique de la Poussée :	73
4.1.3.5	Résultats des Efforts Horizontaux :	74
4.1.4	Efforts Verticaux :	75
4.1.4.1	Volume de Béton pour un Caisson :	75
4.1.4.2	Résultante des Efforts Verticaux due au Poids Propre et la Charge Portique :	76
4.1.4.3	Moment résultant par rapport au point 0 :	77
4.1.4.4	Résultante des Efforts Verticaux :	77
4.1.5	Stabilité au glissement et au renversement :	78
4.1.5.1	Glissement :	78
4.1.5.2	Renversement :	79
4.2	Contrainte sur le Sol de Fondation et Capacité Portante :	80
4.2.1	Excentricité de la Résultante R :	80
4.3	Flottaison :	82
4.3.1	Tirant d'eau du caisson :	83

4.3.2	Stabilité en flottaison :	84
4.4	Conclusion :	86
5	Calcul de la Pression du Remblai à L'intérieur du Caisson	88
5.1	Étude Théorique du Fonctionnement en Silo :	88
5.1.1	Silo Inverse-Variation de la Pression Normale avec la Hauteur :	89
5.1.2	Silo - Variation de la Pression Normale avec la Profondeur :	91
5.2	Application Numériques :	92
5.3	Conclusion :	98
6	Calcul Analytique du Ferrailage	99
6.1	Ferrailage du Caisson Cylindrique :	99
6.1.1	Variation de l'épaisseur :	99
6.1.2	Dimensionnement et ferrailage :	100
6.1.2.1	Cerces horizontales :	100
6.1.2.2	Détermination des Armatures :	100
6.1.2.3	Flexion due au moment d'encastrement :(armatures transversales)	108
6.1.2.4	Récapitulatif :	109
6.2	Calcul du Radier :	111
6.2.1	Flexion due à la Pression Hydrostatique :	111
6.2.2	Flexion due au moment d'encastrement :	113
6.3	Conclusion :	115
7	Calcul Numériques du Ferrailage	116
7.1	Modélisation de la Structure du Caisson :	116
7.1.1	Insertion de la structure dans le ROBOT :	116
7.1.2	L'insertion et l'application des Charges :	118
7.1.2.1	La Force de la Houle :	118
7.1.2.2	La Poussée du Sol :	118
7.1.2.3	La Surcharge :	118

7.1.2.4	Pression Due au Poids Propre des Remblais :	119
7.1.2.5	Les Conditions d'appui :	119
7.1.3	Les Combinaisons des Charges :	120
7.1.4	Les Résultats des Moments et les Efforts Tranchant :	121
7.1.4.1	Résultats des moments :	121
7.1.4.2	Résultats des Efforts Tranchant :	123
7.1.4.3	Résultats et discussion :	125
7.1.5	Détermination du Ferrailage avec ROBOT Expert :	125
7.1.5.1	Ferrailage du paroi vertical :	125
7.1.5.2	Flexion due au moment d'encastrement avec Expert :	130
7.1.5.3	Flexion due a la pression hydrostatique :	132
7.2	Comparaison des Résultats Analytiques avec les Résultats Numériques :	134
7.3	Conclusion :	135
Conclusion Générale		137
Les Références Bibliographiques		138
Annexes		140
A Les Éprouvettes de Sondage .		141
B Normes de Conception et les Guides d'étude .		144
C Les Plans de la Structure Générale du Quai		147

Liste des Figures

1.1	Les types des ports selon leur localisation.	27
1.2	Les types des ports selon leur acitivités.	30
1.3	Schéma de principe d'un port maritime.	30
1.4	Schéma d'une jetée principale (a) et d'une jetée secondaire (b).	32
1.5	La digue verticale.	33
1.6	La digue à talus.	34
1.7	La digue mixte.	35
1.8	La forme de la houle.	38
1.9	Les différents types de déferlement.	41
1.10	Phénomène de la marée.	42
2.1	Emplacement du projet sur la carte	45
2.2	Vue d'ensemble du projet.	45
2.3	Le niveau d'eau d'après NGA.	47
2.4	Position des points caractéristiques de la houle.	49
2.5	Implantation des sondages.	53
2.6	Disposition du plan global.	54
2.7	Cercle d'évitage et la zone d'accostage.	57
2.8	Structure globale du Quai.	62
3.1	Disposition d'engrenage du rail de la côté mer de portique à décharge- ment	65
3.2	Les différences niveau de la pression résiduel d'eau.	66

4.1	Section de Quai.	70
4.2	Vue de dessus du caisson.	71
4.3	L'application de la force de la houle.	72
4.4	Section du mur de couronnement.	76
4.5	Schéma de l'application de résultante de la force verticale.	77
4.6	Excentricité de la résultante R :	81
4.7	Tirant d'eau du caisson complet, vide à l'intérieur.	83
4.8	Schéma de stabilité en flottaison.	84
5.1	Plan de structure du caisson.	88
5.2	Variation de la pression normale avec la hauteur.	89
5.3	Variation de la pression normale avec la profondeur :	91
5.4	Schéma de l'application de la charge q_1 et q_2 dans le caisson.	92
5.5	Variation de la pression horizontal sur les paroi en fonction de la profondeur z.	96
5.6	Variation de la pression horizontal sur les paroi en fonction de la profondeur z avec le pression enveloppe $P_{enveloppe}$	97
6.1	Traction simple, les Tirants circulaires.	100
6.2	Schéma récapitulatif du ferrailage de la paroi vertical.	110
6.3	Schéma de pose de caisson.	111
6.4	Schéma récapitulatif du ferrailage de Radier.	114
7.1	Schéma de la Structure dans le logiciel ROBOT.	117
7.2	Le Maillage de la structure du caisson.	117
7.3	La force de la houle et la poussée du sol.	118
7.4	La surcharge et la pression due au poids propres des remblais.	119
7.5	Les conditions d'appuis.	119
7.6	Combinaison E.L.S.	120
7.7	La Combinaison E.L.U.	121
7.8	Résultats des moments par rapport à X.	122

7.9	Résultats des moments par rapport à Y.	123
7.10	Résultats des Efforts Tranchant par rapport à Y.	124
7.11	Section du traction simple.	126
7.12	Section du flexion due au moment d'encastrement.	131
7.13	Section du flexion due a la pression hydrostatique.	133
A.1	Implantation des sondages.	141
A.2	Coupe en colonne de sondage pour SG03 projet.	142
A.3	Coupe en colonne des sondage SG07 du projet.	143
C.1	Position Générale du Quai.	147
C.2	Section Traçons générale du quai.	148
C.3	Plan de structure du caisson.	149
C.4	Plan de structure générale.	150

Liste des Tableaux

2.1	Types des navires à amarrés dans ce quai	46
2.2	Les conditions de houles centennales de la digue et du quai	48
2.3	Les conditions de houles centennales de la digue et du quai.	48
2.4	Résultats des essais géologiques pour la couche calcarénite.	51
2.5	Les paramètres des essais géologiques de laboratoire.	52
2.6	Calculs de cote d'altitude du fond de bassin et de cercle d'évitage . . .	58
2.7	Caractéristiques du béton	59
2.8	Caractéristiques du ferrailage.	59
2.9	Épaisseur minimum de la couche de protection du béton armé	60
2.10	Largeur de la fissure maximale.	60
2.11	Masses volumiques des matériaux	61
2.12	Caractéristique physique des remblais de roches.	61
2.13	Durée de vie des auxiliaires du quai.	63
3.1	Paramètres des navires à accoster.	66
4.1	Facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7.	82
4.2	Tableau récapitulatif de la stabilité d'ensemble.	87
5.1	Résultats des pressions horizontales sur les parois.	94
5.2	Résultats des pressions horizontales en considération des déplacement élasto-plastique.	95
6.1	Les valeurs de la pression P en fonction de la profondeur z.	102
6.2	Tableau récapitulatif du ferrailage du caisson.	109

Liste des Tableaux

6.3	La Nuance des aciers.	112
7.1	Ferraillage des parois.	135
7.2	Ferraillage du Radier.	135
B.1	Normes de conception.	144
B.2	Guides de conception.	145

Liste des Symboles

Symboles Grecs

Symboles	Description	Unité / Page
γ	Masse volumique des matériaux.	t/m^3 70
γ'	Masse volumique déjàugé des matériaux.	t/m^3 70
$\gamma_{eau\text{salée}}$	Masse volumiques des eaux salinité.	t/m^3 73
μ	Taux de Poissons du béton.	- 58
ϕ	Angle de frottement interne.	(°) 70
ϕ'	Angle de frottement interne effectif.	(°) 70
ϕ_l	Diamètres des barres longitudinale.	cm ... 102
ϕ_t	Diamètres des barres transversale.	cm ... 102
θ	Coefficient de Mononobe-Okabe.	(°) 74
ζ	Hauteur de la houle par rapport à l'axe ox.	m ... 38

Symboles Romains

Symboles	Description	Unité / Page
ΔF_{ad}	L'incrément dynamique de poussée active qui s'exerce sur un écran de hauteur H	t 73
F_{hy}	Pression hydrostatique.	$t \cdot m$ 73
M_{hy}	Résultants des moments de la pression hydrostatique.	$t \cdot m$ 73

Liste des Symboles

R_{hy}	Résultants des efforts de la pression hydrostatique.	t 73
A	La Section du ferrailage nécessaire.	cm^2	... 102
a_c	Module d'allongement.	% 58
A_{sB}	La Section du ferrailage avec C.N.F.	cm^2	... 102
A_{ss}	La Section du ferrailage a E.L.S.	cm^2	... 102
A_{su}	La Section du ferrailage a E.L.U.	cm^2	... 102
B'	Largeur équivalente.	t/m^2 82
C	Centre de poussée.	- 84
e_1	Excentricité de la résultante R pour séisme descendant.	m 80
e_2	Excentricité de la résultante R pour séisme ascendant.	m 80
E_k	Valeur caractéristique de charge.	- 68
E_{cm}	Module élastique du béton .	GPa 58
$f_{c28,cube}$	Valeur caractéristique de la résistance à la compression de 28 jours du cube en béton.	MPa 58
f_{c28}	Valeur caractéristique de la résistance à la compression de 28 jours du cylindre en béton .	MPa 58
G	Centre de gravité.	- 84
$G1$	C.d.g. Semelle.	m 85
$G2$	C.d.g.fut.	m 85
H	Résultantes total des efforts horizontaux .	t 75
H_2	Résultants des efforts de bollard.	t 72
K_H	Coefficient de l'accélération sismique vertical.	- 67

Liste des Symboles

K_V	Coefficient de l'accélération sismique horizontale.	- 67
K_{ad}	Coefficient de poussée dynamique active.	— 73
K_a	Coefficient de poussée de poussée statique active.	— 73
L	Périmètre.	m 89
M	Métacentre.	- 84
M	Résultantes total des des moments horizontaux .	t 75
M_1'	Résultante des moments due au poids propre et la charge portique pour le caisson 2 par rapport au point 0.	$t \cdot m$ 77
M_1	Résultante des moments d'un séisme descendant pour le caisson 1 .	$t \cdot m$ 78
M_1	Résultante des moments due au poids propre et la charge portique pour le caisson 1 par rapport au point 0.	$t \cdot m$ 77
M_1'	Résultante des moments d'un séisme ascendant pour le caisson .	$t \cdot m$ 78
M_2	Moment résultants des efforts de bollard.	$t \cdot m$ 72
M_2	Résultante des moments d'un séisme descendant pour le caisson 2 .	$t \cdot m$ 78
M_2'	Résultante des moments d'un séisme ascendant pour le caisson 2 .	$t \cdot m$ 78
M_{houle}	Moment résultants de la houle.	$t \cdot m$ 72
N_1	Contrainte sur le sol de fondation pour séisme descendant.	t/m^2 82
N_2	Contrainte sur le sol de fondation pour séisme ascendant.	t/m^2 82
OC	Position de centre de poussée (à vide).	- 84
P	L'enveloppe entre p_1, p'_1, p_2, p'_2 et p''_1 .	t/m^2 93

Liste des Symboles

p_1	Variation de la pression normale avec la hauteur.	t/m^2 92
p'_1	Variation de la pression normale déjaugé avec la hauteur.	t/m^2 92
p''_1	Variation de la pression normale on tiennent compte des déplacement élasto-plastique.	t/m^2 92
p_2	Variation de la pression normale avec la profondeur.	t/m^2 92
p'_2	Variation de la pression normale déjaugé avec la profondeur.	t/m^2 92
Q	Capacité portante du sol.	t/m^2 82
q_1	Pression uniforme exercée sur la base.	t/m^2 89
R_k	Valeur caractéristique de résistance.	- 68
R_{houle}	Résultants des efforts de la houle.	t 72
S	Section droite du caisson.	m^2 89
V_1'	Résultante des efforts verticaux due au poids propre et la charge portique pour le caisson 1.	t 77
V_1	Résultante des efforts verticaux d'un séisme descendant pour le caisson 1 .	t 78
V_1	Résultante des efforts verticaux due au poids propre et la charge portique pour le caisson 1.	t 77
V_1'	Résultante des efforts verticaux d'un séisme ascendant pour le caisson 1 .	t 78
V_2	Résultante des efforts verticaux d'un séisme descendant pour le caisson 2 .	t 78
V_2'	Résultante des efforts verticaux d'un séisme ascendant pour le caisson 2 .	t 78
X_g, Y_g	Coordonnées de centre de gravité de la base.	m 76

Liste des Symboles

C	Coefficient de l'accélération sismique de l'aire.	- 67
d	Profondeur par rapport à la hauteur moyenne de la houle .	<i>m</i> 38
Dir(°)	La direction de la houle.	degré (°) 47
FOS	Coefficient de sécurité.	- 68
g	La gravité = 9.81	m/s^2 73
H	Amplitude de la houle .	<i>m</i> 38
h	La la hauteur de caisson.	<i>m</i> 73
Hs	La hauteur de la houle.	<i>m</i> 47
L	Longueur d'onde de la houle .	<i>m</i> 38
q	Surcharge uniforme $q = 2t/m^2..$	$t/m^2.$ 70
T	Période de la houle.	<i>s</i> 38

Liste des Abréviations

LEM	Laboratoire d'Étude Maritimes.
CNUCED	United Nations Conference on Trade and Development.
VTS	Visual Traffic System.
AHSS	Advanced High Strength.
DWT	DeadWeight Tonnage.
NGA	Nivellement Général Algérien.
WGS84	World Geodetic System.
MSL	Mean sea level.
BMVE	Basse Mer Moyenne de Vive-Eau .
PMVE	Pleine Mer Moyenne de Vive-Hau.
DLWL	depth Low water level.
DHWL	depth high water level.
QU120	Type de rail a prendre en considération.
XS1	Même pour XS2, XS3 sont des classes d'exposition de béton selon la norme NF EN 1992-1-1 Section 4 Article 4.2 : Actions physiques et chimiques auxquelles la structure est exposée en plus des actions mécaniques.
CDS	Coefficient de sécurité.
FOS	Factor of security.
ELU, ELS	États Limites Ultimes, États Limites de Service.

Introduction Générale

Depuis l'Antiquité, pour franchir un cours d'eau les hommes ont réfléchi à des solutions qui étaient fonction de la longueur à franchir. Ainsi, pour une petite distance il réalisait ce qu'on peut appeler pont et pour des grandes distances ils ont créé des pirogues pour assurer le déplacement des hommes et des biens qui par la suite seront remplacées par des navires. Par suite, il a fallu créer des infrastructures pour immobiliser les embarcations : c'est le début des infrastructures portuaires. Les terminaux portuaires (passagers, pétrole, contrôle, vrac solides ...) comportent des ouvrages d'infrastructures appelés aussi ouvrages d'accostages et d'amarrages des navires et des ouvrages de superstructures, pour la manutention et le stockage.

Le secteur de transport apparaît clairement comme un secteur clé dans le développement socio-économique de chaque pays. Son rôle apparaît également comme un secteur clé dans l'activité portuaire que du fait de son impact sur cette dernière.

Le transport maritime, par ses possibilités de massification du transport de marchandises, a facilité la croissance des échanges dans le monde, devenant un acteur incontournable de la mondialisation. C'est un mode de transport qui est adapté à la fois pour l'acheminement de marchandises en grande masse sur de longues distances, aussi pour des petits lots sur de courtes distances. Le transport maritime est ainsi le mode le plus important pour le transport des marchandises, d'après la CNUCED (*United Nations Conference on Trade and Development*), près de 80% du commerce mondial en volume et plus de 70% de sa valeur transitent par la mer et les ports.

Le travail présenté dans ce mémoire est divisé en sept chapitres essentiels.

- × Le premier chapitre présente des généralités sur les travaux maritimes.
- × Le deuxième chapitre expose les données nautiques du projet.

- × Le troisième traite les charges qui s'exercent sur l'ouvrage, dû à des phénomènes météorologiques et facteurs géographiques dans la zone de construction du quai.
- × Le quatrième traite une vérification de la stabilité du quai.
- × Le cinquième concerne le calcul de la pression du remblai à l'intérieur du caisson.
- × Et les deux derniers chapitres sont concentrés sur le ferrailage analytique de la structure du caisson ainsi qu'une petite initiation du calcul numérique avec logiciel ROBOT. Nous avons déterminé les sections et les endroits les plus sollicités dans la structure du caisson.

Par définition un quai est un ouvrage intérieur du port qui assure les fonctions essentielles tel que :

- ✓ Se munir d'un dispositif d'appui pour permettre l'accostage et l'amarrage des navires.
- ✓ Assurer une liaison entre la terre et le navire qui est assurée par un terre-plein des quais. Le dispositif de liaison supporte donc une partie ou tout le matériel de manutention servant à la réception et au transport des marchandises ou les voyageurs.
- ✓ Soutenir les terres à la limite de l'eau : ce soutien des terres peut faire intervenir l'ouvrage lui-même ou un ouvrage accessoire, par exemple un talus d'enrochement. La liaison n'est pas seulement assurée par l'ouvrage d'accostage mais aussi par les Terre-pleins situés en arrière de l'ouvrage.

Le calcul des quais se fait suivant deux phases : le calcul de stabilité d'ensemble et le calcul de la stabilité interne. La première nous permet de savoir la stabilité globale de l'ouvrage face aux forces qui lui sont appliquées et la stabilité interne impose aux différents matériaux constituant l'ouvrage un comportement non préjudiciable. Et les quais sont préfabriqués en cale sèche (puis mis en eau et acheminés par flottaison jusqu'à leur emplacement définitif).

1

Généralités sur les Ouvrages Maritimes

1.1 Définition d'un Port :

Un port est une infrastructure construite par l'homme, située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau, et destinée à accueillir des bateaux et navires. D'autre part il existe des ports à sec installés en sus ou non d'un port maritime ou fluvial comme stationnement portuaire relié à une infrastructure à terre permettant un stockage de petites unités, comme des voiliers, ainsi que des transferts vers des réseaux ferroviaires et routiers.

Un port peut remplir plusieurs fonctions, mais doit avant tout permettre d'abriter les navires, en particulier pendant les opérations de chargement et de déchargement. Il facilite aussi les opérations de ravitaillement et de réparations. Il est un lieu de séjour. À l'opposé d'un mouillage ou d'un havre consistant généralement en une rade protégée des vents dominants et des vagues par la terre, un port sera protégé par une ou plusieurs digues ou môles. Il pourra être composé de plusieurs darses, de parties isolées par des écluses de cales sèches ou flottantes. Il peut nécessiter des dragages afin d'entretenir une profondeur suffisante. Le port lui-même est aménagé avec des jetées, des quais, des pontons et doit être relié à d'autres moyens de transport (routier, ferroviaire, etc.). [1]

1.2 Rôle des Ports Maritimes :

Le port est un maillon de la chaîne de transport qui permet d'assurer le passage d'un mode de transport maritime à un mode de transport terrestre, voire un autre mode maritime via le transbordement entre lignes. Avant d'envisager l'implantation et l'aménagement d'un port, il est nécessaire de bien identifier les fonctions que l'on désire voir assurer par ce port. [2]

1.3 Les Types des Ports :

Les ports sont classifiés selon leur localisation (voir Figure 7.2) et leurs activités (voir Figure 1.2).

1.3.1 Localisation :

Selon leur localisation, on distingue les ports maritimes, lacustres, fluviaux et à sec.

1.3.1.1 Ports Maritimes :

Ils sont situés sur la côte d'une mer ou d'un océan ; ce sont souvent les ports principaux pour un pays ayant une façade maritime, accueillant les plus grands tonnages. Ces ports ont besoin de davantage de protection contre les vagues et le vent en raison de leur exposition. (voir Figure 1.2).

1.3.1.2 Ports Fluviaux :

Les ports fluviaux, ou ports intérieurs sont publics ou privés. Ils sont situés sur le bord d'un fleuve, d'une rivière ou d'un canal (bords à quai, disposant éventuellement d'un plan d'eau intérieur ...), souvent aménagés sur un bras mort, une dérivation ou un élargissement naturel du cours d'eau afin d'éviter que le courant ne gêne les activités portuaires ; certains ports fluviaux sont créés artificiellement en creusant la

terre pour créer des bassins accessibles depuis le fleuve ou situés sur le bord de canaux entièrement artificiels (ce ne sont pas des rivières canalisées).(voir Figure 1.2).

1.3.1.3 Ports Lacustres :

Ils sont situés en bordure d'un lac. S'ils ne sont pas soumis aux aléas des marées, les vagues peuvent poser problème sur les grandes étendues d'eau. Les ports lacustres comprennent les petites marinas, mais également des ports de commerce. (voir Figure 1.1b).

1.3.1.4 Ports à Sec :

Relativement récents, les ports à sec permettent le stockage à terre de petites unités tels que les voiliers de plaisance et les yachts. Ces « ports » sont situés à proximité d'un port de plaisance ou au moins d'une cale de mise à l'eau. (voir Figure 1.1c).



(a) Ports maritimes et fluviaux - exemple port de Marseille.



(b) Ports lacustres -Le port lacustre des Salins.



(c) Les ports à sec - L'exemple des Portes de l'Atlantique, créé par Jean François et Nicolas Mazan.

FIGURE 1.1: Les types des ports selon leur localisation.

1.3.2 Activités :

Selon leurs activités, on distingue les ports de commerce, de pêche, de plaisance et les ports militaires. (voir Figure Figure 1.2).

1.3.2.1 Les ports de commerce :

Servent à accueillir les navires de commerce : ceci inclut le trafic de passagers sur les ferries et les paquebots et le transport de marchandises pour les navires cargo. Les marchandises peuvent être liquides (pétroliers, chimiquiers) et nécessiter des réservoirs et tuyauteries dédiées; ou solides, en vrac (vraquiers, nécessitant des silos ou des espaces de stockage) ou emballées : cargos mixtes ayant besoin d'entrepôts et de grues, ou les porte-conteneurs avec les grands espaces de stockage associés. Les cargaisons roulantes (pour les rouliers) ont besoin de zones d'attente, éventuellement de parkings. Outre les espaces de stockage et les moyens de manutention nécessaires, un port de commerce inclut aussi des liaisons routières et ferroviaires, voire fluviales, avec la terre; différentes darses et terminaux spécialisés; des bassins pour les navires de services associés; selon les cas, des bassins dédiés à la réparation, un dispositif de séparation du trafic... (voir Figure 1.2a)

1.3.2.2 Les Ports de Pêche :

Sont les plus nombreux dans le monde, et sont souvent ceux dont les dimensions sont les plus réduites. Leurs dimensions varient selon les bateaux accueillis : les chalutiers de haute mer partant pour plusieurs semaines auront besoin de plus d'espace de quai en revenant décharger leur cargaison, tandis que les petits bateaux de pêche partant à la journée auront besoin de pouvoir décharger rapidement pour la criée. L'infrastructure est plus simple que pour un port de commerce : quelques quais ou pontons, une station de ravitaillement, et un moyen de vendre le produit de la pêche (marché à proximité), et éventuellement de le traiter avant la vente si cela n'a pas été fait sur le bateau. Figure 1.2b

1.3.2.3 Les Ports de Plaisance :

Accueillent les bateaux de plaisance, de loisir et de compétition, à voile et à moteur. La plupart des bateaux sont de petite taille (inférieur à 20 m), et les places de port sont standardisées grâce à des pontons et des cat-ways ; différentes techniques d'amarrage sont utilisées selon les endroits. On y trouve une capitainerie, différents services d'avitaillement, de mise au sec et de réparation, une pompe à carburant, et divers services pour les équipages. Ces ports sont souvent situés près du centre des villes pour des raisons touristiques et pratiques (facilité d'accès et d'avitaillement).

Figure 1.2c

1.3.2.4 Les Ports Militaires :

Les ports militaires (ou ports de guerre, bases navales) accueillent les navires de guerre. Certains ports sont ouverts (comme celui de Portsmouth), mais d'autres, notamment les bases de sous-marins, sont fermés et interdits au public (comme l'île Longue) pour des raisons de sécurité. Un port militaire peut inclure un arsenal, une école navale, un chantier de réparations, des moyens de ravitaillement, de logement et d'entraînement pour les équipages. Certains navires militaires, notamment les patrouilleurs, peuvent être basés dans d'autres types de ports. (voir Figure 1.2d).

1.4 Description 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. (voir Figure 1.3). [3]

L'avant-port (D) est protégé de la houle par **des digues (C)**. Le navire peut y effectuer des manoeuvres "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



(a) port de commerce d'Alger.



(b) port de pêche d'Alger.



(c) Port de plaisance-Sidi Fredj Algérie.



(d) Port militaire-TIR DE MISSILES a partir d'un sous-marin : La marine Algérienne .

FIGURE 1.2: Les types des ports selon leur acitivités.

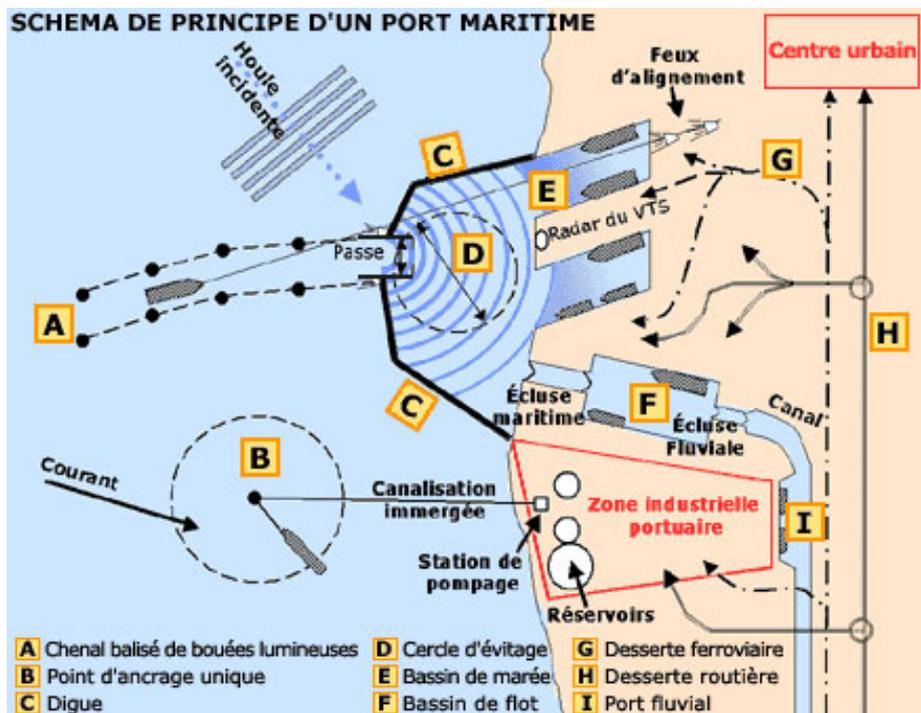


FIGURE 1.3: Schéma de principe d'un port maritime.

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.

La description d'un port comporte les types d'ouvrages le constituant. Les ouvrages d'un port sont constitués de deux grands types :

- × Les ouvrages extérieurs.
- × Les ouvrages intérieurs.

1.4.1 Les ouvrages extérieurs :

Ce sont les ouvrages qui ont pour rôle la protection des zones de manœuvre et des postes d'opérations contre l'agitation causée par la houle. Les ouvrages extérieurs sont généralement les jetées ou bien les digues.

1.4.1.1 Les jetées :

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

- × Les jetées principales. (Figure 1.4(a))
- × Les jetées secondaires. (Figure 1.4(b))

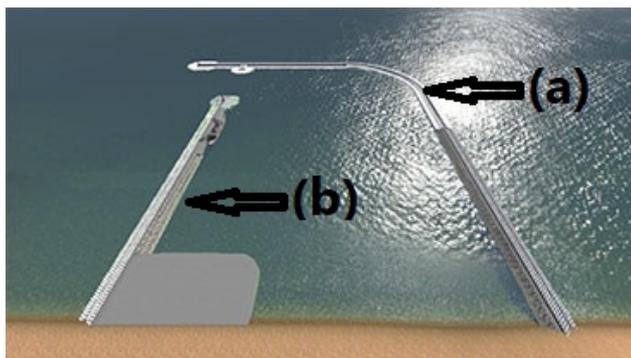


FIGURE 1.4: Schéma d'une jetée principale (a) et d'une jetée secondaire (b).

1.4.1.2 Les Digues :

Une digue est un remblai longitudinal, naturel ou artificiel, sa fonction est de protéger les ports contre les assauts des houles du large et permettent (par réfraction / diffraction de la houle incidente) de réduire l'agitation intérieure à moins d'un mètre d'amplitude. Elles doivent être construites par des profondeurs plus importantes qu'autrefois (jusqu'à une cinquantaine de mètres) et doivent résister à des vagues dont l'amplitude peut dépasser la dizaine de mètres - d'autant plus grande que la profondeur au pied de l'ouvrage est plus importante. On distingue plusieurs digues :

1.4.1.2.1 Les Digues Verticales : La muraille est constituée par les blocs ou des caissons en béton armé qui résistent, par leur poids propre, aux efforts imposés par la houle : ils doivent donc être de grandes dimensions pour être suffisamment lourds. Lorsque la muraille est constituée par des blocs empilés les uns sur les autres, ces derniers ont un poids pouvant atteindre la centaine de tonnes, cette limite étant imposée par les performances des engins de manutention utilisés pour les mettre en place. 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.

Les digues verticales sont calculées pour la hauteur de la plus haute vague constatée au cours de 100 ans. Encore faut-il que la houle ne déferle pas contre la muraille, faute de quoi, l'effort à prendre en compte est nettement plus élevé : la condition de

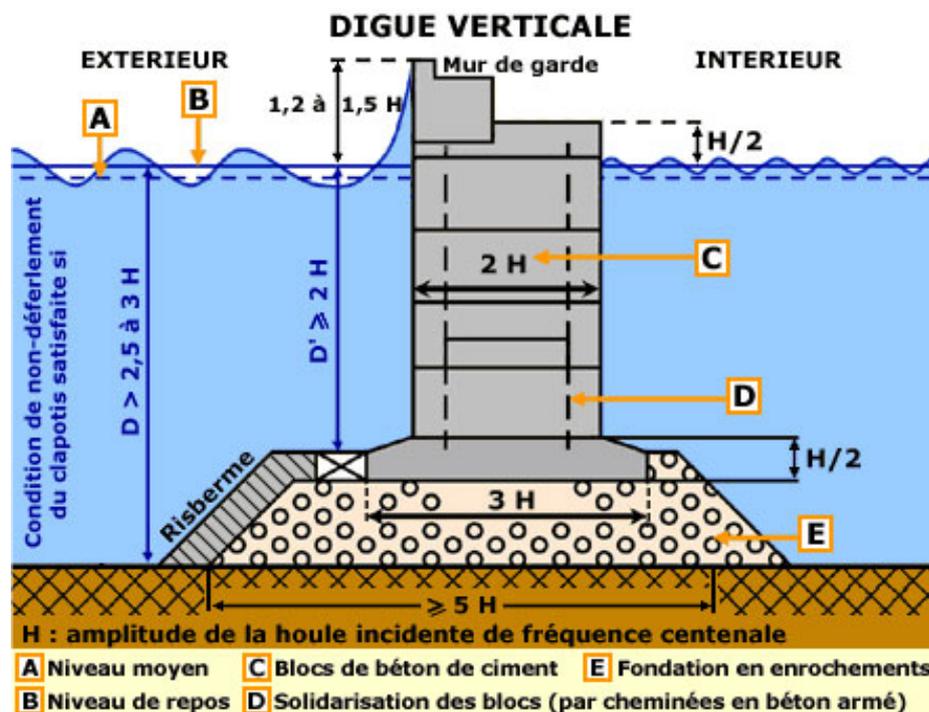


FIGURE 1.5: La digue verticale.

non-déferlement est que la profondeur au pied de la muraille soit 2 fois l'amplitude de cette vague centennale et la profondeur totale au pied de l'assise soit de 2,5 à 3 fois cette amplitude. (soit une hauteur d'au moins 25 mètres pour des vagues de 10 m).

1.4.1.2.2 Les Digues à Talus : La houle incidente vient se briser sur la carapace constituée par des enrochements naturels ou (le plus souvent) par des blocs artificiels en béton de poids très élevé (jusqu'à 50 tonnes). La hauteur de cette carapace doit être suffisante pour éviter le franchissement de l'ouvrage par les vagues déferlantes, ce qui réduirait l'efficacité de la protection des plans d'eau intérieurs. Les dimensions de la digue sont donc déterminées en fonction des caractéristiques (essentiellement l'amplitude de la houle) de la plus forte tempête se produisant en moyenne une fois tous les trente ans. Si une plus forte tempête se produit, l'ouvrage peut être plus ou moins endommagé mais ne serait pas entièrement détruit et pourrait être remis en état avant la tempête suivante. 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. (voir Figure 1.6)

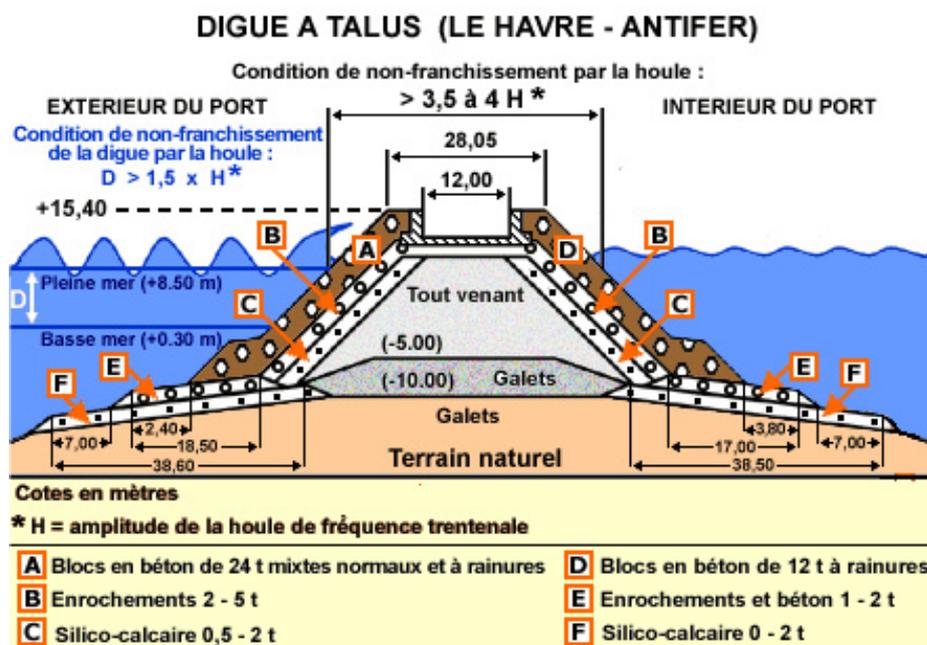


FIGURE 1.6: La digue à talus.

1.4.1.2.3 Les digues mixtes : 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 des vagues déferlantes. Des procédés utilisant des caissons en béton, dont la paroi extérieure est perforée, permettent une meilleure absorption du choc des lames qu'une paroi pleine. 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. Les houles retenues pour le dimensionnement du projet doivent cependant avoir une fréquence d'apparition cinquantennale (plutôt que trentennale). (voir Figure 1.7)

1.4.1.2.4 Les Digues de Types Spéciaux : Ces ouvrages sont employés dans des conditions spécifiques, parmi ceux-ci, on peut citer :

- × Le mur d'eau fixe.
- × Le mur d'eau oscillant.
- × Les brise-lames flottants.

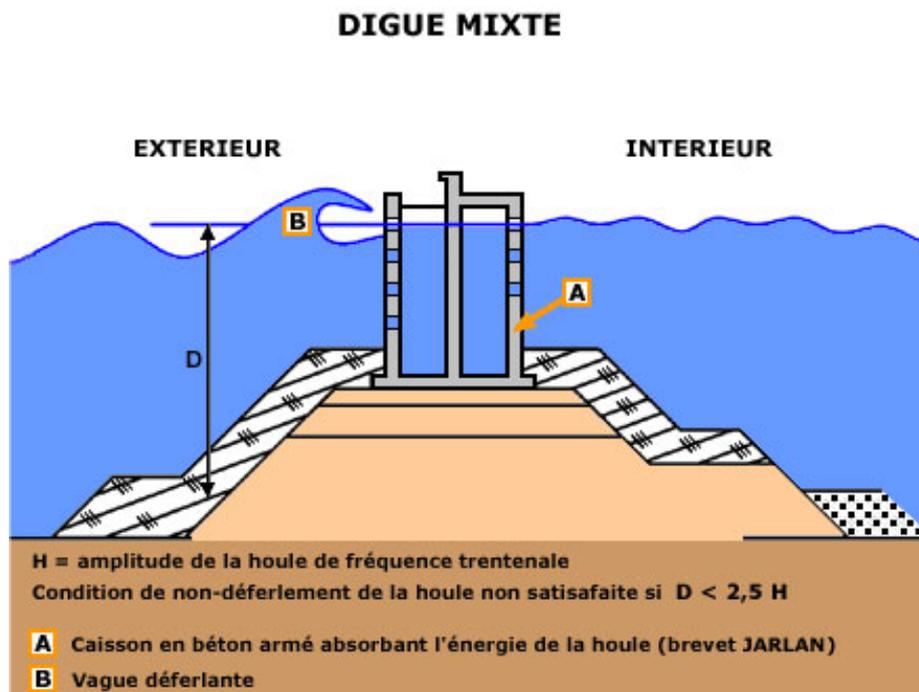


FIGURE 1.7: La digue mixte.

- × Les ouvrages de pré-déferlement.
- × Les tapis d'algues synthétiques.
- × Les rideaux de bulles d'air.

1.4.2 Les Ouvrages Intérieurs :

Ils représentent l'ensemble des ouvrages se trouvant à l'intérieur des jetées. On distingue :

1.4.2.1 Les Ouvrages de Protection et d'Accès :

Les ouvrages de protection maritime doivent être conçus de telle manière que :

- × La houle résiduelle pénétrant dans le port soit minimale.
- × L'agitation dans les postes d'amarrages soit atténuée.
- × Le chenal d'accès et les bassins soient navigables. [4]

1.4.2.2 Les Plans d'Eaux :

Un plan d'eau est une masse d'eau, plus ou moins permanente, qui peut être douce, salée ou saumâtre, souvent caractérisée par des courants qui ne suivent pas la pente du fond et une stratification thermique de la densité, ils constituent :

- × Des bassins de marée dont le niveau suit celui de la marée.
- × Des bassins à flot, dont le niveau suit celui des pleines mers ou est maintenu à un niveau constant.[5]

1.4.2.3 Les Ouvrages d'Accostage :

Les ouvrages d'accostage désignent l'ensemble des équipements d'un port qui permettent de :

- i Fournir aux navires un dispositif assurant son immobilisation, en permettant son accostage et son amarrage.
- ii Réaliser la liaison entre le navire et la terre.
- iii Soutenir les terres à la limite du plan d'eau en excluant des installations

On distingue parmi les ouvrages d'accostage :

- a **Les Ducs d'Albe** : Ce sont des ouvrages en pilotis ancrés dans le fond du bassin, ils jouent le rôle d'appui pour les navires, et permettent seulement leurs amarrages.
- b **Les Appontements** : Ce sont des plates-formes fixes supportées par des pilotis, ils servent à l'amarrage et à l'accostage des bateaux et navires.
- c **Les quais** : Ce sont les ouvrages sur le rivage d'un port qui ont comme rôle :

- 1 Fournir au navire un dispositif pour son immobilisation, permettant son accostage, son appui et son amarrage.
- 2 Réaliser la liaison entre le navire et la terre en supportant tout ou partie des installations de transbordement des marchandises ou des voyageurs.

3 Soutenir les terres à la limite du plan d'eau.

On trouve deux grands types de quai :

- i Les quais massifs :
 - a Quai en maçonnerie, mur en blocs.
 - b Quai en caissons.
 - c Quai en voiles en Béton Armé.
 - d Quai en gabions de palplanches plates.
- ii Ouvrages à fondation discontinue :
 - a Quais sur piles.
 - b Quais sur pieux. [6]

1.4.2.4 Les Ouvrages de Réparation :

Ce sont les ouvrages dont le rôle est la réparation et l'entretien des navires et bateaux. Ils se répartissent en :

- × Forme de radoub.
- × Cale de halage.
- × Docks flottants.
- × Grils de carénage.
- × Cales de lancement.
- × Écluses maritimes. [7]

1.5 Généralités Sur 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 au moins uniformes.

Les mouvements de la mer sont complexes, pour mieux les analyser, ils sont décomposés en mouvements élémentaires, dont les causes et les lois peuvent être étudiées

séparément. On distingue des mouvements ondulatoires, sous forme d'oscillations verticales :

- i la houle .
- ii la marée .
- iii les courants. [8]

1.5.1 La Houle :

La houle est un mouvement ondulatoire de la surface de la mer qui est formé par un champ de vent éloigné de la zone d'observation. Il présente un aspect relativement régulier bien qu'il ne corresponde pas à la définition de la vague régulière périodique, avec des périodes comprises entre 1 et 30 secondes. Il ressemble plutôt à une telle onde dont l'amplitude varie lentement. Plus précisément, c'est la partie de l'état de la mer qui se caractérise par son absence de relation avec le vent local. [9]

Le schéma qui suit (voir Figure 1.8) précise les caractéristiques principales d'une houle :

Notations utilisées :

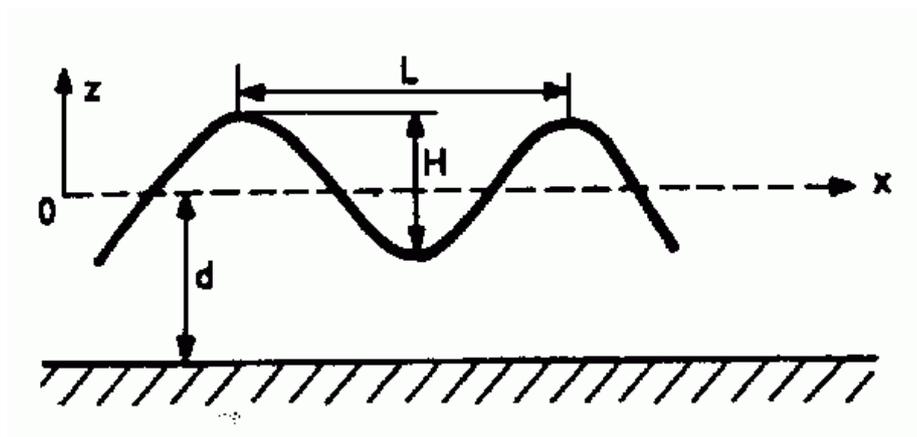


FIGURE 1.8: La forme de la houle.

- T : Période de la houle .
- L : Longueur d'onde de la houle .
- d : Profondeur par rapport à la hauteur moyenne de la houle .

- H : Amplitude de la houle .
- ζ : Hauteur de la houle par rapport à l'axe OX .

Hypothèses utilisées :

- ✓ Le mouvement est plan (selon une verticale), périodique et irrotationnel.
- ✓ Le fluide est considéré parfait, incompressible et homogène.
- ✓ On considère que la seule force qui agit est la pesanteur.
- ✓ La pression est considérée comme étant constante à la surface.
- ✓ Le fond est imperméable.
- ✓ Les oscillations de la houle sont faibles devant la profondeur.
- ✓ La cambrure des vagues est faible. [9]

Les vagues (mouvement oscillatoire des couches superficielles de l'eau) sont générées principalement par le vent (frottement) sur l'ensemble des mers du globe. En l'absence de vent, elles continuent à se propager librement. [10]

Elle a lieu principalement en eau peu profonde où l'onde sens la bathymétrie c'est-à-dire la célérité de l'onde varie avec la profondeur d'eau : la vitesse de phase diminue quand la profondeur est moindre. Il en résulte que les fronts d'onde (les lignes d'égale phase comme les lignes de crête par exemple) changent d'orientation en s'approchant par conséquence des lignes d'égale profondeur.

1.5.1.1 La Diffraction :

La diffraction se produit quand l'amplitude d'une onde est plus grande en point le long d'une ligne de crête qu'en un point adjacent, causant ainsi un transfert d'énergie transversal le long de cette ligne dans la direction où l'amplitude est décroissante (sens opposé du gradient de l'amplitude) et la nature cherche ainsi à rendre l'amplitude uniforme le long de cette ligne de crête.

1.5.1.2 La Réflexion :

La réflexion se produit quand la houle rencontre un obstacle vertical ou incliné. Une des conséquences importantes de la réflexion est l'apparition du « clapotis », mouvement de l'eau résultant de la rencontre de deux houles se propageant en sens inverse.

1.5.1.3 Le Déferlement :

Survient lorsque la houle arrive près de la côte (phénomène de réfraction). En effet, lorsque la houle se rapproche du rivage, sa célérité ne dépend que de la profondeur locale et diminue avec cette dernière. La longueur d'onde de la houle, étant liée à la célérité diminue aussi avec la profondeur locale. Par conséquent, ces lignes de crêtes ont tendance à se resserrer près de la côte. Ainsi, la densité d'énergie par unité de surface augmente (par conservation de l'énergie), ce qui entraîne l'augmentation de la hauteur de la vague. La hauteur augmente jusqu'à une certaine limite. En effet, lorsque la hauteur atteint 0.78 fois la profondeur, la vague devient instable et déferle. [11]

Différents types de déferlement sont observés. D'une part, le déferlement au large causé soit par une barre au niveau de laquelle le fond remonte brusquement, soit en hauts-fonds avec deux vagues se superposant, soit par le vent. D'autre part, le déferlement se produit lorsque la houle arrive sur la côte. Ce dernier peut être décomposé en trois types : (voir Figure 1.9)

- Le déferlement glissant ou déversant par pente faible.
- Le déferlement plongeant par pente plus forte.
- Le déferlement gonflant ou frontal par pente forte.[9]

1.5.2 La Marée :

La marée est la variation de la hauteur du niveau des mers et des océans, causée par des forces gravitationnelles dues à la Lune et au Soleil et une force d'inertie due

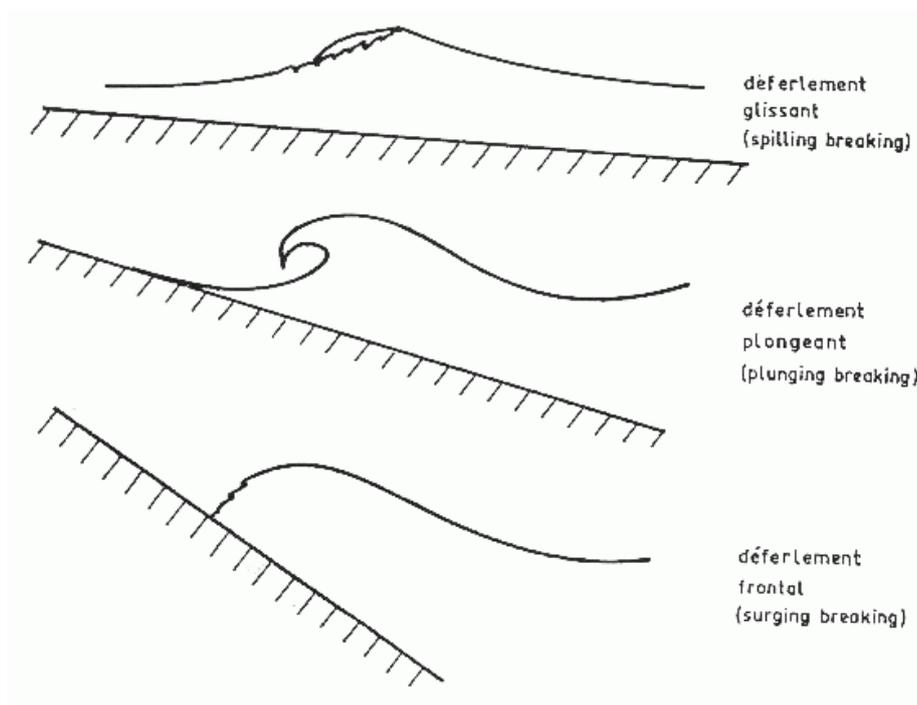


FIGURE 1.9: Les différents types de déferlement.

à la révolution de la Terre autour du centre de gravité du couple Terre-Lune, le tout conjugué à la rotation de la terre sur son axe. Selon la loi universelle de la gravitation, les masses liquides des mers et des océans sont attirées par les objets célestes les plus influents : la Terre, la Lune et le Soleil. En particulier, le point le plus proche de la Lune est plus attiré que le point à l'opposé. Une première composante de la force de marée résulte donc de la différence d'attraction entre celle de la Terre et de celle de la Lune, selon le barycentre Terre-Lune. Le même phénomène existe pour l'ensemble des astres, et en particulier pour le Soleil, qui, bien qu'éloigné de la Terre, exerce une forte influence en raison de sa masse élevée. (voir Figure 1.10)

- A. Syzygie.
- B. Quadrature .
- 1. Soleil.
- 2. Terre .
- 3. Lune .
- 4. Direction de l'attraction par le Soleil .
- 5. Direction de l'attraction par la Lune. [12]

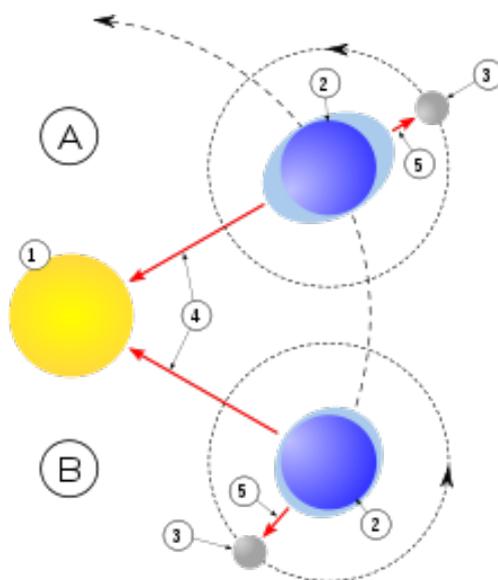


FIGURE 1.10: Phénomène de la marée.

1.5.3 Les Courants :

Un courant marin est un mouvement d'eau de mer régulier, continu et cyclique. Ce type de mouvement est dû aux effets combinés du vent, de la force de Coriolis, et de différences de température, densité et salinité; ainsi évidemment aux contours des continents mais aussi aux reliefs de profondeur et à l'interaction entre courants. Du point de vue quantitatif, un courant marin est caractérisé par sa vitesse et son débit, mais également par sa température et bien entendu son sens de direction.[13]

Types de courants : Parmi les types de courants, on distingue :

- ✓ Les courants généraux ou planétaires : sont très importants, car ils déplacent des millions de mètres cubes d'eau à la seconde. Véritables fleuves marins d'eau chaude ou froide, ils sillonnent les océans. Ces courants sont mis en mouvement par les vents, puis leur direction est influencée par la rotation de la Terre. Ainsi, se forme plusieurs tourbillons dans chaque océan.
- ✓ Les courants côtiers ou de débris : ils ont pour origine les vagues, les vents et les irrégularités du sol.
- ✓ Les courants de houle : sont alternatifs et très forts lors des tempêtes (plusieurs mètres par seconde). Ils affectent surtout la tranche d'eau située près

de la surface (de 5 à 10 mètres d'épaisseur) ; leur importance décroît avec la profondeur.

- ✓ Les courants de marée : relativement faibles loin des côtes, peuvent atteindre des vitesses de plusieurs mètres par seconde près des côtes. Ils affectent pratiquement toute la profondeur d'eau avec la même intensité. Comme ils varient lentement dans le temps, ils peuvent être considérés comme constants à l'échelle de l'heure. [7]

1.6 Conclusion :

Dans ce chapitre, consacré aux généralités sur les ouvrages portuaires, on a montré les différents types d'ouvrages portuaires et les éléments qui les constituent, ces ouvrages sont classifiés en plusieurs types suivant leurs activités, leurs localisation, leurs conditions de mise en œuvre et de possibilité d'exécution. Certains sont fondés en surface en fonction des conditions géotechniques du site et d'autre en profondeur. On s'est focalisé alors, a montré aussi le rôle que joue un port dans l'économie d'un pays.

2

Généralités et Données sur le Projet

2.1 Situation Géographique :

2.1.1 Circonstance du Projet :

Situé à la zone portuaire de Bethioua dans la zone d'Arzew, ce projet est la réalisation d'un quai qui en relation directe avec l'usine d'acier TOSYALI (TOSYALI ALGÉRIE FER ET ACIER) par l'Entreprise Portuaire D'Arzew.

Ce projet situé dans la côte d'Arzew, à 5 km au Nord-Est de l'usine d'acier prévue, il est dans la zone portuaire Bethioua au sein de la baie d'Arzew. Les minerais déchargés entrent dans le parc minier de l'usine d'acier par le convoyeur à courroie d'environ 5 km de long. (Figure 2.1)

2.1.2 Les Éléments Principaux du Port :

Ce projet comprend principalement :

- ◇ Un poste du quai minéralier de 150,000 DWT (DeadWeight Tonnage).
- ◇ Le secteur du renforcement de quai.
- ◇ La digue.
- ◇ La navigation et le dragage. (voir Figure 2.2).



FIGURE 2.1: Emplacement du projet sur la carte .

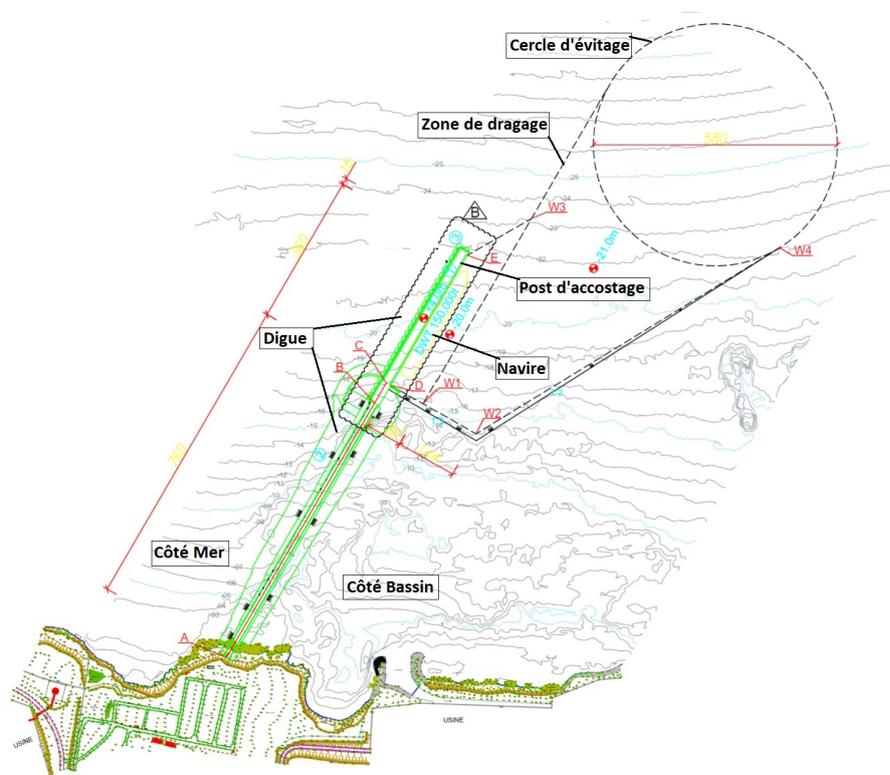


FIGURE 2.2: Vue d'ensemble du projet.

2.2 Conditions de Base d'Étude :

2.2.1 Standards et normes :

Le projet respecte les normes et les standards français, européenne, anglaise, américains ou à d'autres normes internationales en vigueur, et ils sont présentés dans l'annexe B sur les normes et les guides de conception.

2.2.2 Types des Navires a Amarrés dans ce Quai :

Les données spécifiques des types des navires à amarrés dans ce quai comme suit dans le Tableau 2.1.

TABLE 2.1: Types des navires à amarrés dans ce quai

Type de navires concession (DWT)		Déplacement	Longueur	Largeur	Tirant d'eau en charge
		(t)	(m)	(m)	(m)
Vraquier de 60,000 DWT	Modèle minimum	74	220	33.5	12.8
Vraquier de 150,000 DWT	Modèle maximal	179	290	44	17.5

2.2.3 Unité :

Ce projet utilise les unités conformément au standard international.

2.2.3.1 Système de Repère d'Altitude :

Le système de repère d'altitude de ce projet applique le niveau de référence NGA (Nivellement Général Algérien).

2.2.3.2 Système de Coordonnées :

Le système de coordonnées de ce projet est le WGS84 (World Geodetic System).

2.3 Conditions Naturelles :

2.3.1 Niveau d'Eau :

En référence au rapport de faisabilité de ce projet, le niveau d'eau (au départ de NGA) est comme suit : (voir figure 2.3)

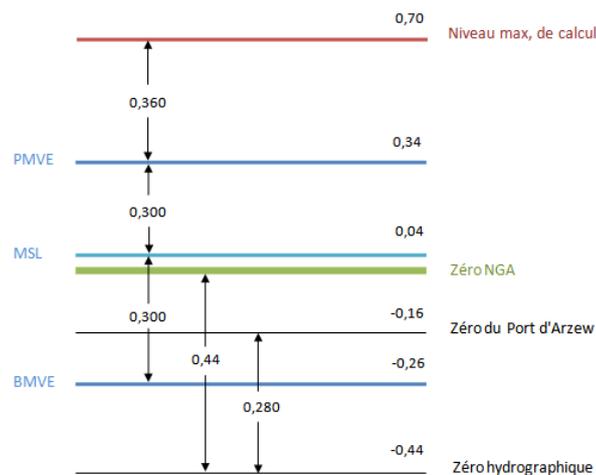


FIGURE 2.3: Le niveau d'eau d'après NGA.

- ✓ Le niveau haut extrême : 0,7m.
- ✓ le niveau bas extrême : -0,6m.
- ✓ Le niveau haut de conception : 0,34m.
- ✓ le niveau bas de conception : -0,26m.

2.3.2 Houle :

les conditions des houles conçues sont comme suit : (voir tableau 2.2 , 2.3 et la figure 2.4)

TABLE 2.2: Les conditions de houles centennales de la digue et du quai .

Côté Ouest de la digue				
Position	Profondeur d'eau (m)	Hs(m)	Tp(s)	Dir(°)
B-1	-22.5	8.81	14.77	344.23
B-5	-21.5	8.70	14.73	344.57
B-6	-20	8.64	14.67	344.72
DO-1	-18	8.15	14.61	346.9
DO-2	-14	7.64	14.50	349.25
DO-3	-10	6.78	14.36	349.26
DO-4	-8	5.42	14.16	348.77
-	-7	-	-	-
DO-5	-6	4.48	13.96	353.38
DO-6	-3	2.81	13.43	348.48

TABLE 2.3: Les conditions de houles centennales de la digue et du quai.

Côté Est de la digue				
Position	Profondeur d'eau (m)	Hs(m)	Tp(s)	Dir(°)
B-2	-21	6.55	14.12	19.18
B-3	-20	4.53	14.07	24.08
B-4	-17	3.65	14.02	25.43
DI-1	-10	3.85	13.81	27.56
DI-2	-7	3.28	13.59	28,95
DI-3	-6	3.38	13.33	42.60
DI-4	-3	2.33	12.,71	41.18

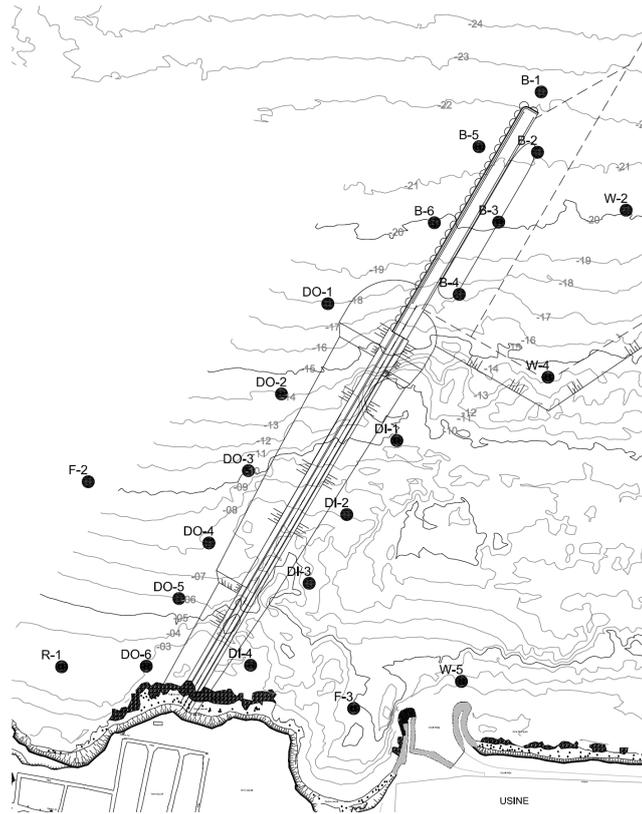


FIGURE 2.4: Position des points caractéristiques de la houle.

2.3.3 Vitesses du vent et du courant d'eau :

La vitesse du vent est de 40m/s au moyenne dans 10 minutes (avec une période de retour de 50 ans).

La vitesse de courant d'eau dans la zone de l'ouvrage est relativement faible. Pour la côte, la direction principale est vers l'Ouest, la vitesse est de 0,5 nœuds.

2.3.4 Pluie :

Les précipitations moyennes annuelles de la zone de l'ouvrage sont d'environ 406 mm, qui se produisent principalement en hiver. Surtout du décembre au janvier, elles dépassent les 100 mm.

2.3.5 Géologie :

Les conditions géologiques de ce projet se réfèrent aux résultats de prospections géologiques des ouvrages M7 et AOA et ceux des sondages réalisés du présent projet.

D'après l'étude géologique de la jetée M7 de Béthioua en 1973, la situation de la disposition géologique est comme suit :

- ✓ Couche supérieure en sable gris fin mélangé avec des coquillages, avec une épaisseur variable de 0,5 à 4 mètres.
- ✓ Couche de calcarnite en grès rouge avec des petites cavités sur une épaisseur variable de 0,5 à 3 mètres et de grandes cavités qui atteignent 5,0 mètres par endroit. La calcarénite possède une résistance à la compression unidirectionnelle de 40 à $200kg/cm^2$.
- ✓ Couche de marne bleu gris saine, avec des fissures verticales par endroit. Les essais de plasticité indiquent que les marnes sont de haute plasticité. Les essais de cisaillement donnent des valeurs de cohésion de $20t/m^2$ et un angle de frottement de 20° pour marne dure ; et de $10t/m^2$ et 10° pour les marnes saturées. Les valeurs de compression unidirectionnelle des marnes dures sont de 48 à $235t/m^2$.

Une seconde étude a été réalisée en 2008 au port de Béthioua dans le cadre de la réalisation de la jetée M7 : Les conclusions des deux levées géophysiques et géotechniques menés dans cette zone mettent en évidence les conditions de sol uniforme avec la stratigraphie du sol variable. La stratigraphie de la géologie superficielle révèle principalement trois formations selon l'altitude avec des épaisseurs différentes :

- ✓ Une couche de sédiments consistée superficiellement de sables limoneux/ sable argileux (dont l'épaisseur est de 0 à 4m)
- ✓ Une couche de calcarénite caractérisée par la structure compacte et cassante. Elle est structurellement constituée de couches intercalées de calcarénite et coquille. Mais la caractéristique évidente de cette calcarénite est sa structure poreuse. De nombreux vides et cavités jusqu'à 5m de hauteur ont été rencontrés au sein de la formation. L'épaisseur de la formation calcarénite varie de 0 à 7m et affleurements au niveau des fonds marines.
- ✓ Une formation marneuse sous les sables supérieurs et calcarénite a au moins une profondeur de 28m. les quelques mètres supérieurs de la marne sont altérés.

Le profil du sol qui a été retenu pour la base de conception est comme suit :

- ◇ Une couche des sédiments de 2m d'épaisseur .
- ◇ Une couche de calcarénite de 4m d'épaisseur .

- ◇ Une couche de marne dont la profondeur peut atteindre celle définie par ce projet.

Étude géotechnique de la jetée AOA en 2008, à 5km du site de projet, soit une couche de sable suivi d'une couche de calcarénite qui couvre la couche de marnes. Pour la couche de calcarénite, les résultats des essais géologiques sont comme suit : (Figure 2.4).

TABLE 2.4: Résultats des essais géologiques pour la couche calcarénite.

Identification et état	Granulométrie		
	graves [%]	Sable [%]	fines [%]
	62	49	0
H[%]	[KN/m^2]	Pour calcarénite désagrégée	
28.9	26.5		
Identification et état	Granulométrie		
	graves [%]	Sable [%]	fines [%]
	-	-	22
H[%]	γ_h [KN/m]	Pour calcarénite désagrégée	
10	26.5		
résistance		Q_u [MPa]	
		4.05 - 19.28	
chimiques		$CaCo_3$ [%]	
		65	

Pour la couche de marnes, il s'agit d'un niveau de caractéristiques géologiques assez homogènes, les paramètres des essais géologiques de laboratoire sont comme suit :(Figure 2.5).

Ils sont déjà réalisés 7 sondages pour le présent projet à savoir celui de SG01, SG03, SG05, SG06, SG07, ZT01 et ZT02 (l'implantation de ces sondages sur le terrain est

TABLE 2.5: Les paramètres des essais géologiques de laboratoire.

Identification et état	Granulométrie			H	γ_d	γ_h	PI %
	Graves %	Sable%	fines%				
	0	6,5	93,5	25	15.2	18.7	29.2
	cisaillement/tri-axial						
Résistance	total	Effective		Court terme		Re, uniaxe kpa	E_M
	c	ϕ	c'	ϕ'	ϕ_u		
max-min	36-269	10-33	10-190	14-38	25-197	15.1-32,9	68-1327
Prom	107	23	65	29	118	22,5	613
déformabilité	Pc'		Cc				
	273		200-26				
chimique	SO_4	CaCo ₃		M,O			
	0,0-0,14	39,56		0,65			

présentée dans la figure (A.1). La répartition des terres de haut en bas est :

- SABLE fin lanche grisâtre jaune.
- ARGILE gris très raide.
- CALCARENITE jaune faible à très faible .
- MARL gris dur.

Pour la partie où la profondeur d'eau est grande, il n'y a pas de couche de sable sur le Hard MARL.

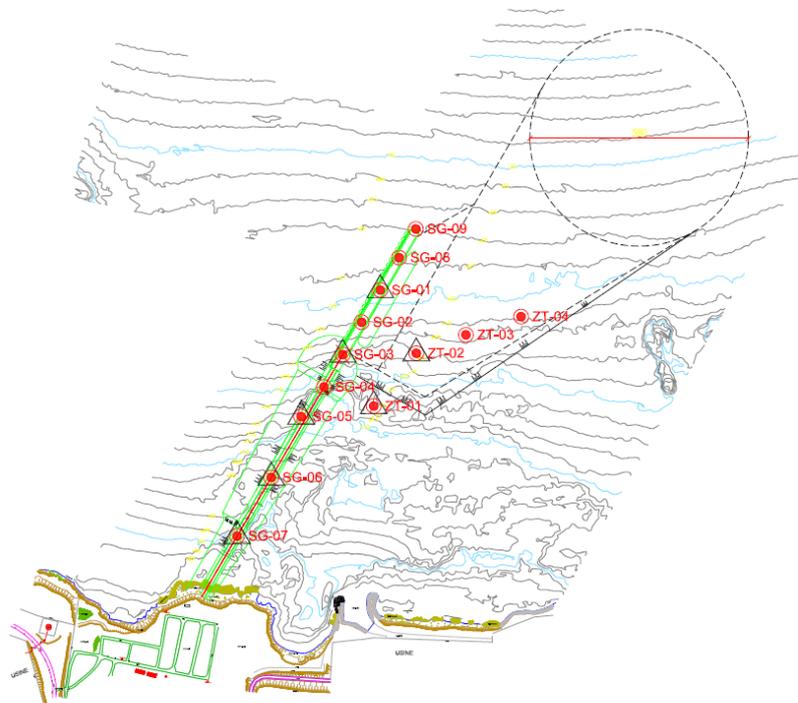


FIGURE 2.5: Implantation des sondages.

A titre d'exemple ; les éprouvettes SG03 et SG07 de sondage sont présentées dans l'annexe A.

2.4 Disposition de plan global :

2.4.1 Introduction :

Ce projet comprend principalement : un poste du quai minéralier de 150,000 DWT, le secteur du renforcement du bout de quai, la digue et le dragage. (voir Figure 2.6)

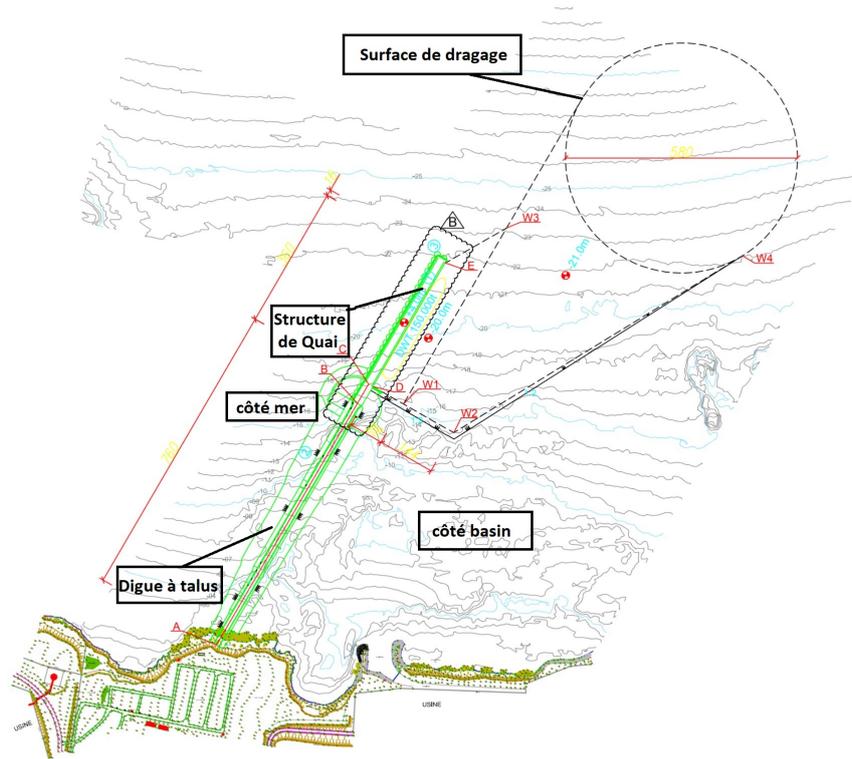


FIGURE 2.6: Disposition du plan global.

2.4.2 Disposition du quai :

Le musoir (désigne la pointe extrême d'une jetée, se dit aussi de l'extrémité d'un quai à l'entrée d'un bassin) du quai est disposé vers la ligne isobathe de -22,0m. Comme les directions principales de houles sont NW NNE (Nord-Ouest Nord-Nord-EST), la direction du quai est conçue comme 30° NE (Nord-EST) pour réduire l'influence sur l'opération des navires et protéger la zone d'eau opérationnelle du bassin portuaire par le quai.

Selon les exigences des équipements de manutention et du marché, la largeur du quai est prise comme 26m. Comme les houles dans la zone où se trouve l'ouvrage sont importantes, conformément aux exigences de protection du bout du quai et de l'extension ultérieure, on dispose le secteur de renforcement à 16m du Nord du quai.

2.4.3 Longueur du quai :

Selon le marché, la longueur du quai est prise comme 360m. La longueur du modèle de navire maximal est de 290m. Il reste toujours 35m pour chaque côté même si dans le cas de navire maximal. Donc il satisfait aux exigences de l'étude.

2.4.4 Élévation du quai :

Selon les exigences du marché, le repère d'altitude du quai sera de +4.0m , il est conçu d'après le franchissement de l'eau sur le tablier admissible. Quand la hauteur de houle est de 6,0m, le niveau haut + la hauteur de houle de pointe sur l'eau

$$0.34 + \frac{H}{2} + \frac{\pi H^2}{4L} \coth \frac{2\pi d}{L} + 0.5 \frac{\pi H^2}{4L} \coth \frac{2\pi d}{L} + 0.5m = +4m. \quad (2.1)$$

La hauteur de la houle est supérieure de 6.0m, si il aura un franchissement de l'eau sur le tablier admissible.

L'élévation du quai de 4.0m satisfait aux exigences de l'accostage et de l'opération des navires.

Sous la situation de franchissement, il faut prendre certaines mesures de protection pour : les équipements, les bâtiments et les constructions non habituelles.

2.4.5 Disposition de l'eau :

L'étude de la zone des eaux du présent projet se réfère à *Approach Channels Design Guidelines (2014) de PIANC (World Association for Waterborne Transport Infrastructure)*. Selon le secteur 2.1 de la norme, il faut prendre en considération les 3 facteurs à savoir celui **de niveau d'eau**, celui **relatif aux navires** et celui **relatif**

au fond pour l'étude verticale de la zone des eaux.

Parmi eux, le facteur de niveau d'eau consiste en le déplacement de la marée et les situations défavorables ; le facteur relatif aux navires consiste en le tirant d'eau des navires, l'incertitude du tirant d'eau, le changement de la densité de l'eau, le naufrage des navires pendant le navigation, la bande, le naufrage causé par les houles ; la distance libre ; le facteur relatif au fond consiste en l'incertitude de niveau de boue, la profondeur préparatoire de limon et l'erreur de l'exécution de dragage. On fait l'étude verticale selon les facteurs correspondants pour le présent projet.

2.4.6 Zone d'accostage :

La cote d'altitude du fond de la zone de l'eau pour l'amarrage est de -20.0m, sa largeur est de 88m. (voir figure 2.7) Le calcul de la cote d'altitude du fond de la zone d'accostage prend en considération le niveau d'eau conçu, le tirant d'eau, la précarité du tirant d'eau, l'affaissement causé par les houles, la distance libre, l'allocation sous la quille, la précarité de façade de boue et la profondeur préparatoire de limon.

Selon ledit calcul, l'élévation du fond de la zone d'accostage est prise comme -20.0m.

✓ Bassin et cercle d'évitage :

- ◇ Comme il y aura l'assistance de remorqueurs pour l'exploitation future du présent projet, on calcul la dimension du cercle d'évitage à l'aide du remorqueur. Le diamètre du cercle d'évitage est 2 fois la longueur de navire, c'est-à-dire **580m**. L'élévation du fond du bassin et du cercle d'évitage est de -21,0m. Pour contrôler le coût de construction et réduire la quantité de dragage du bassin portuaire, la largeur minimum du sud de bassin portuaire est de 0,8 fois de la longueur hors tout du navire conçu, c'est-à-dire **232m**. (voir figure 2.7)
- ◇ Le calcul de l'élévation du fond du cercle d'évitage et du bassin portuaire prend en considération le niveau d'eau conçu, le tirant d'eau, la précarité du tirant d'eau, le changement de la densité de l'eau, le naufrage de navire,

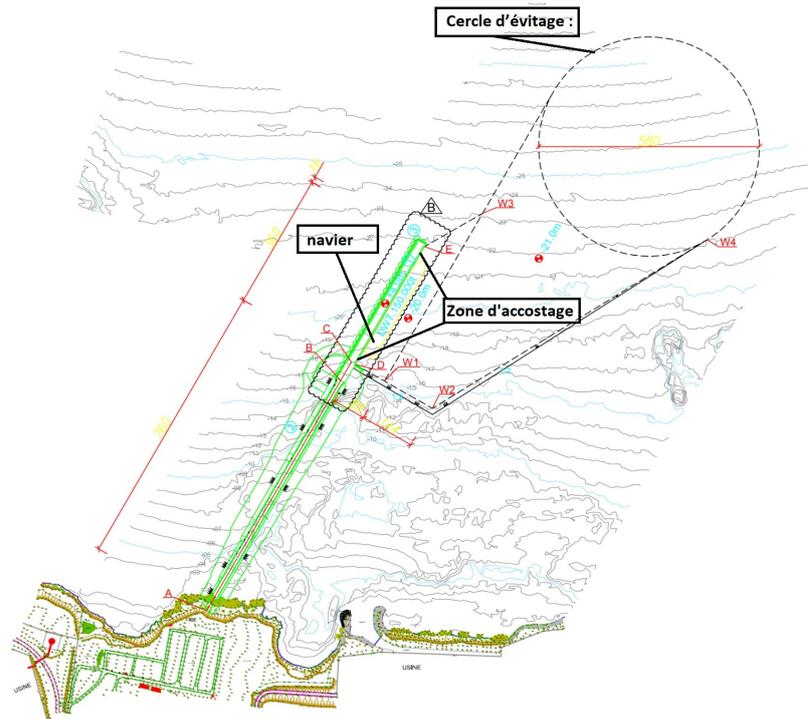


FIGURE 2.7: Cercle d'évitage et la zone d'accostage.

l'affaissement causé par les houles, la distance libre, la précarité de façade de boue et la profondeur préparatoire de limon :

Selon ledit calcul, l'élévation du fond du bassin portuaire et du cercle d'évitage est de -21.0m.

◇ Disposition de la digue :

La direction de la digue est pareil que celle du quai à savoir 30° du Nord-Est. La longueur de la digue est de 760m, la largeur de crête de la digue est de 14m, le repère d'altitude est de +4.0m.

2.4.7 Matériaux :

2.4.7.1 Béton :

La qualité, l'essai et l'examinasson du béton doivent être conformes aux documents du marché, aux normes françaises ou européennes, et à d'autres normes internationales. Les caractéristiques du béton appliquées dans la construction hydraulique

TABLE 2.6: Calculs de cote d'altitude du fond de bassin et de cercle d'évitage .

	Facteurs considérés	Valeur [m]
Facteurs relatifs au niveau d'eau	MLWS(BMVE)	-0,26
	Tirant d'eau	17,5
Facteurs relatifs au navire	Précarité du tirant d'eau	0,15
	Changement de densité de l'eau	0.00
	Quantité de l'affaissement causé par les houles	0,31
	Déversement dynamique causé par le vent et l'évitage	0.00
	Affaissement causé par les houles	1,49
	Distance libre	0,5
Facteurs relatifs au fond	Précarité de façade de boue	0,1
	Profondeur préparatoire de limon	0,4
	Élévation du fond de l'étude	-20,71

sont comme suit :-tableau 2.7-

Dans le tableau : la classe de la résistance et les paramètres du béton sont déterminés selon *EN 206 : 2013 et BS EN 1992-1-1 : 2004*.

2.4.8 Acier :

La qualité, l'essai et l'examinasson de l'acier doivent être conformes aux documents du marché, aux normes françaises ou européennes, et à d'autres normes internationales. Les caractéristiques de l'acier appliqué dans ce projet sont comme suit :(voir tableau 2.8)

- ◇ Le module élasticité de l'acier est de $2.0 \cdot 10^5 \text{MPa}$.
- ◇ Le coefficient de Poisson est de 0.3.
- ◇ Le coefficient de dilatation thermique linéaire est de $12 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$.

TABLE 2.7: Caractéristiques du béton .

Désignation des éléments	Classe	f_{c28}	$f_{c28,cube}$	E_{cm}	μ	a_c
		(MPa)	(MPa)	(MPa)		
Caisson	C32/40	32	40	$3.33 \cdot 10^4$	0.2	$10 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$
Mur de couronnement du quai						
Couronnement du quai						
Dalle de bétonnage du quai						
Cube d'Antifer	C28/35	28	35	$3.23 \cdot 10^4$	0.2	$10 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$
Mur de couronnement en béton de la digue et du cavalier de protection						
Structure de route						
Couche d'assis e en béton de propreté	C12/15	12	15	$2.7 \cdot 10^4$	0.2	$10 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$
Autres éléments en béton armé	C32/40	32	40	$3.33 \cdot 10^4$	0.2	$10 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$

TABLE 2.8: Caractéristiques du ferrailage.

Type	Diamètre (mm)	Limite élastique Kg/cm^2	Rupture précontrainte de la traction Kg/cm^2		Coefficient d'allongement à la rupture minimum %
			Minimum	Maximum	
Standard FeE40A	≤ 20	4200	4850	- / -	14
AFNOR NF P35 016	> 20	4000			

2.4.8.1 Étude de durabilité :

Épaisseur de la couche de protection du béton :

L'épaisseur de la couche de protection du béton consiste à la distance entre la surface du ferrailage et la façade du béton la plus proche (y compris le frettage, le ferrailage de liaison et le ferrailage renforcé). L'épaisseur minimum de la couche de protection du ferrailage est comme suit tableau 2.9 :

TABLE 2.9: Épaisseur minimum de la couche de protection du béton armé .

Éléments	Emplacement	Épaisseur minimum de la couche de protection
Caisson	Côté extérieure de la paroi de caisson & plaque d'assise de caisson	70mm
	Côté intérieure de la paroi de caisson	70mm
Couronnement et le mur de couronnement du béton, dalle du béton coulé in-situ	Toutes les positions	70mm

2.4.8.2 Fissure :

Le calcul de largeur de la fissure des éléments du béton armé se réfère à *BS EN 1992-1-1 :2004 tableaux 4.1*. Pour les constructions hydrauliques, la largeur de fissure maximale permise par la combinaison de charges quasi-permanente est comme suit tableau 2.10 :

TABLE 2.10: Largeur de la fissure maximale.

Classe exposée	Largeur limite de fissure	Position
XS1, XS2, XS3	0.3mm	Éléments du béton armé

- ✓ Class d'exposition XS1 à XS3 : les risques de corrosion qui sont induit par les chlorures présents dans l'eau de mer.

2.4.8.3 Masses volumiques et caractéristiques des matériaux :

Les masses volumiques des matériaux utilisées dans cet ouvrage sont comme suit tableau 2.11 :

TABLE 2.11: Masses volumiques des matériaux .

Matériaux	Masse volumique (kN/m^3)
Structure en acier	78.50
Mer	10.25
Béton armé	25.00
Béton de propreté	24.00
Roches (bloc de protection, bloc de couche d'assise)	26.5

Les caractéristiques des remblais de roches utilisées dans cet ouvrage sont comme suit tableau 2.12 :

TABLE 2.12: Caractéristique physique des remblais de roches.

Type	Masse volumique naturelle (kN/m^3)	Masse volumique déjàugée (kN/m^3)	Angle de frottement interne	
			Flottant	Immergé
Gravillon	17	11	40°	40°
Pierre moins grosse	17	10	42°	42°
Roche de carrière	17	10	42°	42°
Roche 10 100kg	17	10	45°	45°
Enrochements de carapace	17	10	45°	45°
Enrochements de couche d'assise	17	10	45°	45°

2.5 Structure du quai :

2.5.1 Portée du travail :

- ✓ Structure du quai, y compris le caisson et le mur de couronnement.
- ✓ Auxiliaires du quai, y compris les défenses et les bollards, etc. (voir figure 2.8)

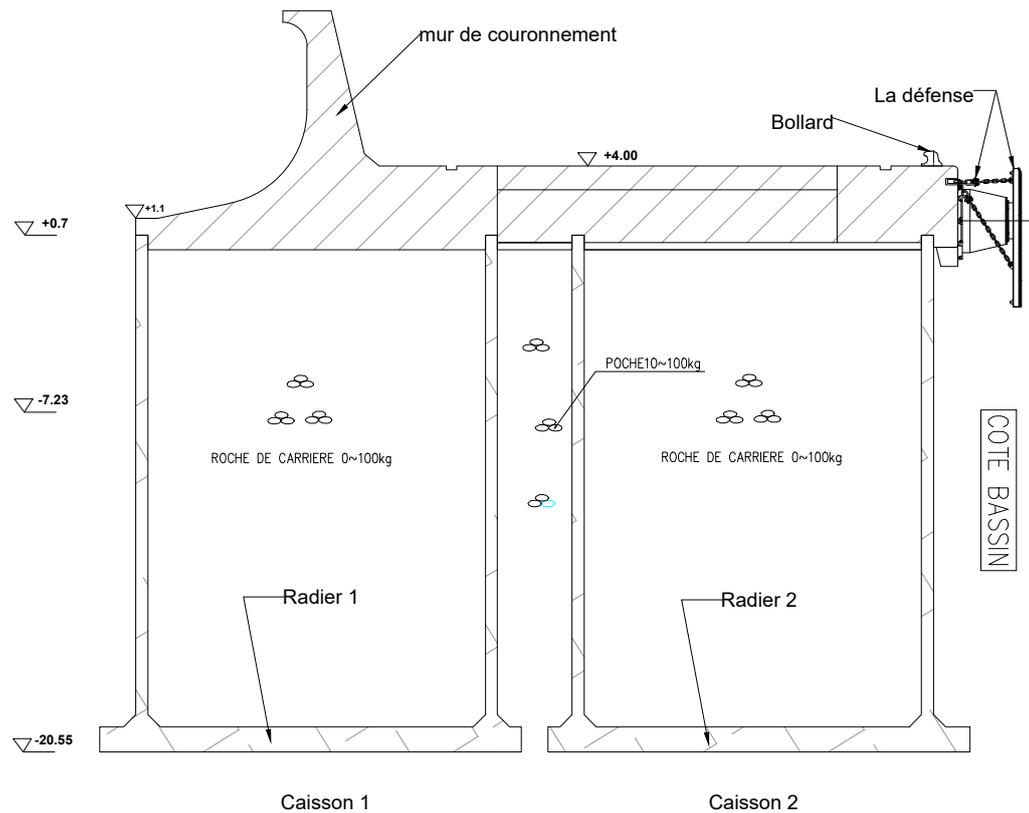


FIGURE 2.8: Structure globale du Quai.

2.5.2 Normes de conception :

Dans l'étude du projet, les spécifications techniques applicables comprennent mais d'une manière non exhaustive, les normes et les guides présentés dans l'annexe B

2.5.3 Durée de vie :

- ✓ Selon la durée de vie des gros œuvres du quai est de 50 ans d'après les exigences de mettre de l'ouvrage.

✓ La durée de vie des auxiliaires du quai est indiquée dans le tableau 2.13 ci-après :

TABLE 2.13: Durée de vie des auxiliaires du quai.

Désignation des éléments	Durée de vie (ans)	Fréquence de maintenance (ans)
Système des rails de la grue	25	Satisfaire aux normes internationales portant sur le système des rails de la grue
Bollards	20	Conformément aux exigences du fabricant
Défense en caoutchouc	15	Conformément aux exigences du fabricant
Chaîne d'ancre pour les défenses	10	Conformément aux exigences du fabricant
D'autres auxiliaires comme échelle de sûreté, anneau d'amarrage, etc.	15	Conformément aux exigences du fabricant
croc d'amarrage	20	Conformément aux exigences du fabricant

2.6 Conclusion :

L'analyse des différents paramètres relatifs aux données sur le projet dans son état actuel, les données sur le milieu marin, ainsi que les statistiques concernant la flotte prévisionnels a permis de déterminer les besoins en termes de linéaire de quai et de surfaces de terre-plein.

Ces données seront déterminantes pour nos calculs dans les prochains chapitres.

3

Les Charges du Projet

3.1 Charges du Projet :

3.1.1 Charge Morte :

La charge morte consistera en celle des caissons, du couronnement, du mur de couronnement, des remblais, etc., les densités des matériaux nécessaires pour le calcul de la charge morte sont présentées dans les Tableaux 2.11 et 2.12.

3.1.2 Charges Techniques :

3.1.2.1 Charges des équipements principaux :

Selon la fonction du quai et la capacité de déchargement demandée par le maître de l'ouvrage, on propose de planifier les charges des équipements mécaniques principales du quai pour la structure hydraulique selon les exigences ci-après.

- ✓ Charge uniformément répartie . (La charge uniformément répartie du quai est considérée comme 20 KPa).
- ✓ Charge de portiques à déchargement. Les paramètres principaux des portiques à déchargement : entre axe des rails (18m), écartement des pieds (17m), 14 roues par bogie à la côté mer, 8 roues par bogie à la côté terre. Charge de portiques à déchargement : la tension max des roues en état de fonctionnement est de 600 kN/roue, la tension max de roues en état d'arrêt est de 650 kN/roue.

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

Modèle de rail de portique à déchargement : QU120 . (voir figure 3.1)

QU120 rail de grue :

- ◇ Material U71Mn.
- ◇ Poids 118.10Kg/m.
- ◇ Length 12m.
- ◇ Standard YB/T5055-2014.

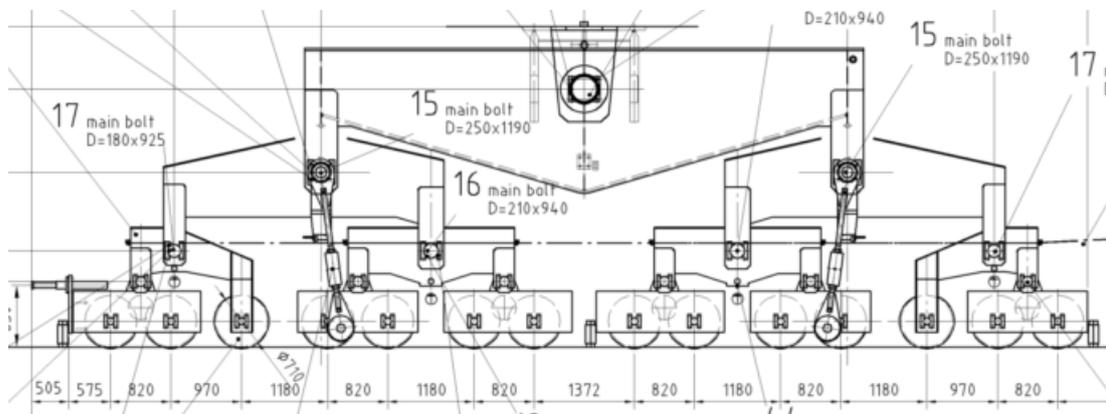


FIGURE 3.1: Disposition d'engrenage du rail de la côté mer de portique à déchargement .

3.1.3 Charge de navire :

- ✓ Type de navires à accoster :

Les paramètres des navires à prendre en compte dans l'étude du poste minéralier sont montrés comme suit :

- ✓ Force d'amarrage : La force d'amarrage sera calculée en application de *BS 6349 (Partie 1 et Partie 4)*. Dans le calcul, une action combinée du vent et du courant d'eau sera prise en compte, la vitesse de vent conçue sera prise à $= 22m/s$ (vitesse du vent moyenne), la vitesse de courant sera $V = 0.3m/s$. Lorsque la vitesse de vent réelle est supérieure que celle conçue, le navire doit

TABLE 3.1: Paramètres des navires à accoster.

Type de navires (DWT)		Déplacement (t)	Longueur hors tout L(m)	Largeur hors membrure B(m)	Tirant d'eau en charge (m)
Vraquier de 60.000 DWT	Minimum	74.000	220	33,5	12,8
Vraquier de 150.000 DWT	Maximum	179.000	290	44	17,5

s'arrêter et quitter le poste d'amarrage. Les bollards de 200t seront utilisés, avec un espacement maximal de 25m.

3.1.4 Pression résiduelle de l'eau :

La pression résiduelle de l'eau à l'intérieur et à l'extérieur des caissons est prise en compte dans le calcul des structures des caissons. Le niveau d'eau à l'intérieur de caisson est considéré comme 0.0 m. Dans la condition de niveau d'eau extrême bas -0.6 m, la différence de niveau d'eau entre l'intérieur et l'extérieur de caisson est de +0.7 m. (voir figure 3.2)

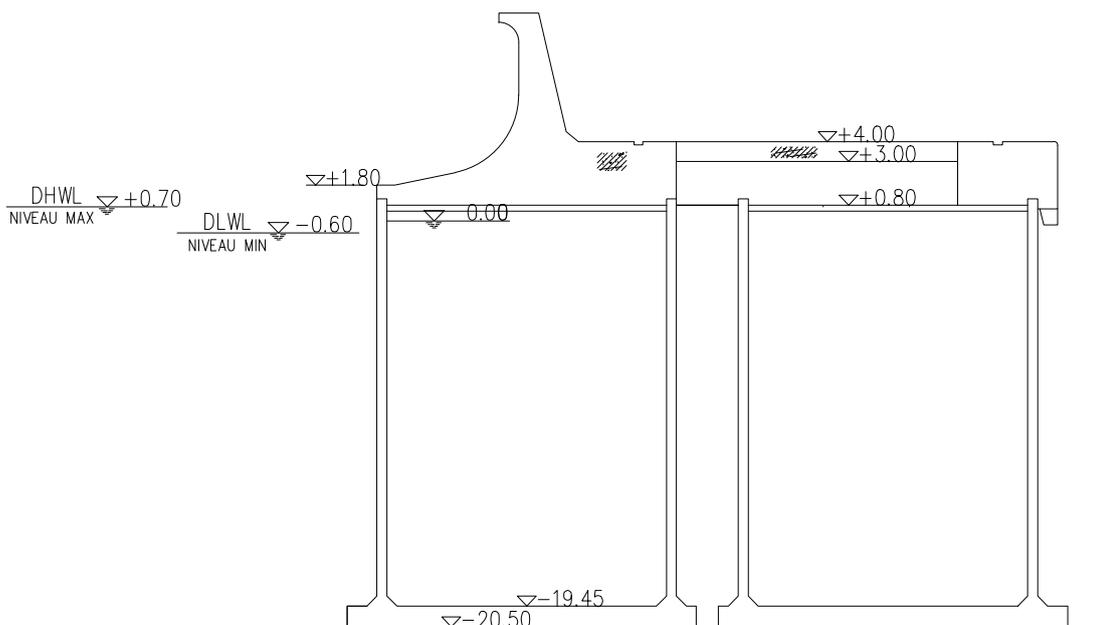


FIGURE 3.2: Les différences niveau de la pression résiduel d'eau.

3.1.5 Force d'inertie d'un séisme :

Aux termes des pièces contractuelles, en ce qui concerne le séisme dans la région où est localisé le projet (conformément à RPA 2003) :

- ◇ Accélération sismique horizontale : 0.25 g .
- ◇ Accélération sismique verticale : 0.3 k_h .

Le calcul anti-sismique des ouvrages du quai s'effectuera conformément à *RPA 99 / 2003*, la vérification sera faite à l'intermédiaire de la méthode pseudo-statique. La force d'inertie d'un séisme appliquée sur le centre de masse de l'ouvrage sera respectivement calculée dans le sens horizontal, soit F_H et le sens vertical, soit F_V , le coefficient de séisme sera calculé selon les formules ci-dessous : [14]

$$K_H = C. \quad (3.1)$$

$$K_V = \pm 0.3 \cdot K_H. \quad (3.2)$$

C : Coefficient de l'accélération sismique de l'aire.

Pour le présent projet, $K_H = 0.25$:

$$K_V = \pm 0.3 \cdot K_H = \pm 0.3 \cdot 0.25 = \pm 0.075. \quad (3.3)$$

Lors du calcul de la force d'inertie de l'accélération sismique, on applique la masse volumique naturelle (celle dans l'air) pour le calcul des structures flottantes, et la masse volumique déjaugée pour le calcul des structures immergées.

3.2 Vérification de la Stabilité de Quai :

La vérification de la stabilité du quai consistera à vérifier :

- La résistance au glissement.
- La résistance au renversement.

- La portance de soubassement.
- La stabilité d'ensemble.

La stabilité de glissement, de renversement ainsi que la résistance du sol et la stabilité globale sont estimées par la méthode de facteur global. Avec laquelle, aucun coefficient partiel n'est appliqué sur les paramètres du sol et des charges. Le coefficient de sécurité est calculé selon la formule suivante :

$$FOS = \frac{R_k}{E_k}. \quad (3.4)$$

Où :

- FOS : Coefficient de sécurité.
- R_k : Valeur caractéristique de résistance.
- E_k : Valeur caractéristique de charge.

La méthode du calcul de la résistance du sol conforme à la norme *BS EN 1997-1* citée dans l'annexe B .

3.3 Conclusion :

Dans ce chapitre, consacré aux expositions des données nautiques de projet, leurs fonctions, les forces qui s'exercent sur les ouvrages, météorologiques et géographiques dans le port, et ce sont des données essentielles de projet. Afin d'utiliser ces données, les différentes hypothèses et méthode de calcul pour le dimensionnement des ouvrages de protection et d'accostage.

4

Vérification de la Stabilité du Quai

4.1 Stabilité d'ensemble :

La stabilité est assurée quand en chaque point de la construction les efforts provenant des charges extérieures ne dépassent pas la capacité de résistance du matériau.

4.1.1 Hypothèses de Base :

La stabilité d'ensemble fait intervenir les efforts suivants :

- ◇ Poids propre.
- ◇ Pressions hydrostatique et dénivellation d'eau de 0.7m.
- ◇ Poussées des terres, réaction de sol.
- ◇ Charge de portiques à déchargement 65t/roue .
- ◇ Surcharge uniforme $q = 2t/m^2$.
- ◇ Effort de traction sur le Bollard est de 200t par caisson.

4.1.2 Hypothèses de Calcul :

Caractéristiques des matériaux de construction sont les suivants :

- ◇ Sable de remblai intérieur :
 - Poids volumique : $\gamma = 1.7t/m^3$.
 - Poids volumique déjàugé : $\gamma' = 1.0t/m^3$.

- Cohésion : $c = 0$.
 - Angle de frottement interne : $\phi = 45^\circ$.
- ◇ Béton armé :
- Poids volumique : $\gamma = 2.5t/m^3$.
 - Poids volumique déjaugé : $\gamma' = 1.5t/m^3$.
- ◇ Enrochements de couche d'assise :
- Poids volumique : $\gamma = 1.7t/m^3$.
 - Poids volumique déjaugé : $\gamma' = 1t/m^3$.
 - Angle de frottement interne effective : $\phi' = 45^\circ$.

(voir figure 4.1)

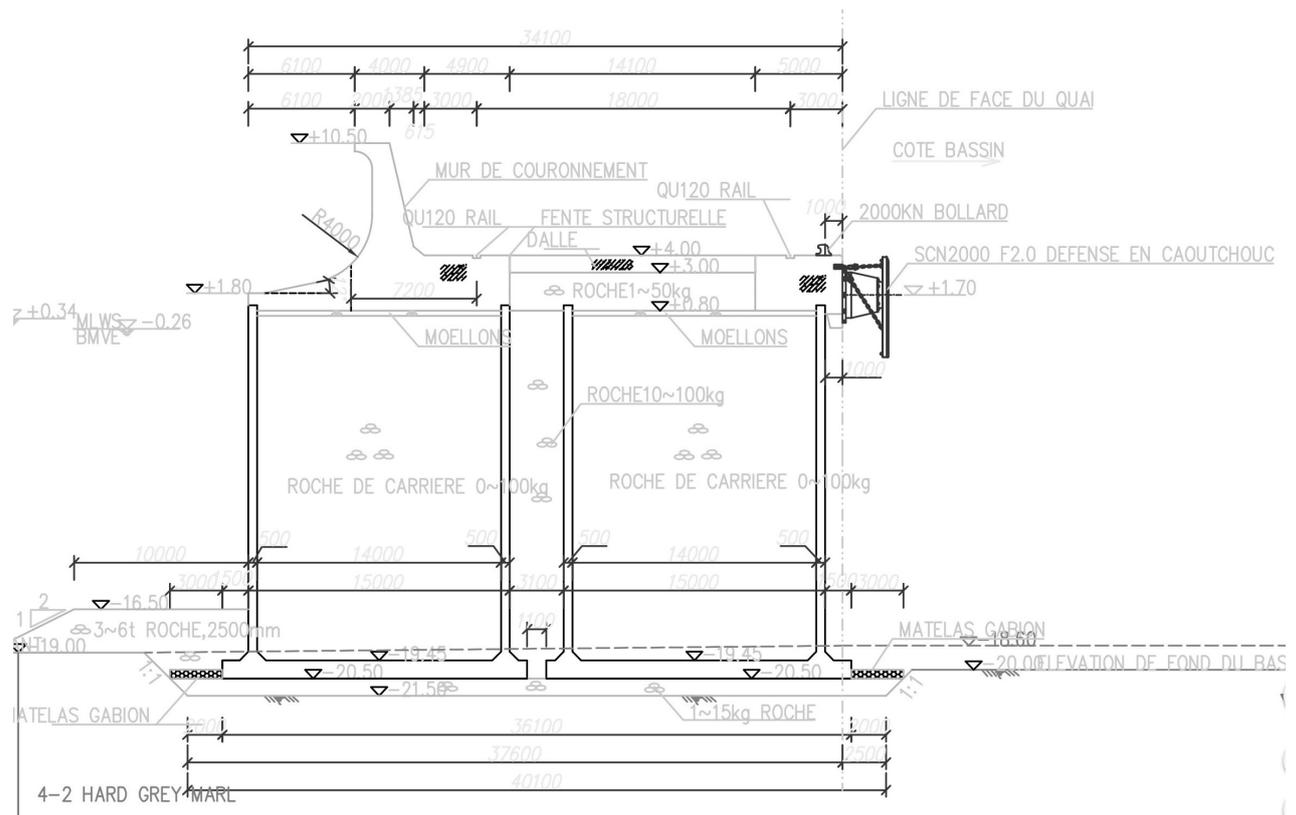


FIGURE 4.1: Section de Quai.

Le cas plus défavorable pour l'étude de la stabilité générale correspond à la superposition des charges suivantes :

- × Effort de traction sur un bollard 200t espacement 25m.

- × Surcharge répartie à l'arrière.
- × Effort dû à une secousse sismique.

La stabilité générale sera étudiée au zéro hydro par rapport à point bas coté mer du caisson, et nous calculerons successivement :

- × Les efforts horizontaux.
- × Les efforts verticaux.
- × La stabilité au glissement et au renversement.
- × La contrainte sur le sol de fondation et sa capacité portante.

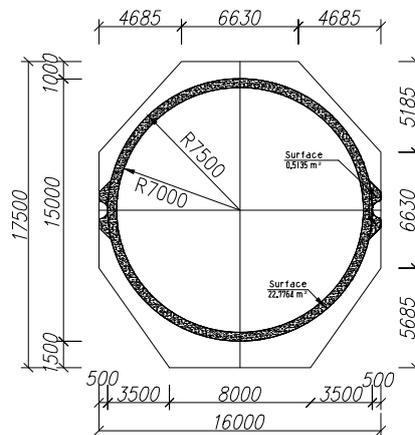


FIGURE 4.2: Vue de dessus du caisson.

4.1.3 Efforts horizontaux :

4.1.3.1 La houle :

La résultante de la force de la houle : (voir figure 4.3 représente l'application la force de la houle sur le coté mer.

R_{houle} = la surface des courbes = la force \times la profondeur.

$$\begin{aligned}
 R_{houle} &= (81.27 * 11.775 / 9.80665) * ((0.7 + 7.23) / 2 + (20.5 - 7.23)) \\
 &= (386.9 + 1295.2) = 1682.1t
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

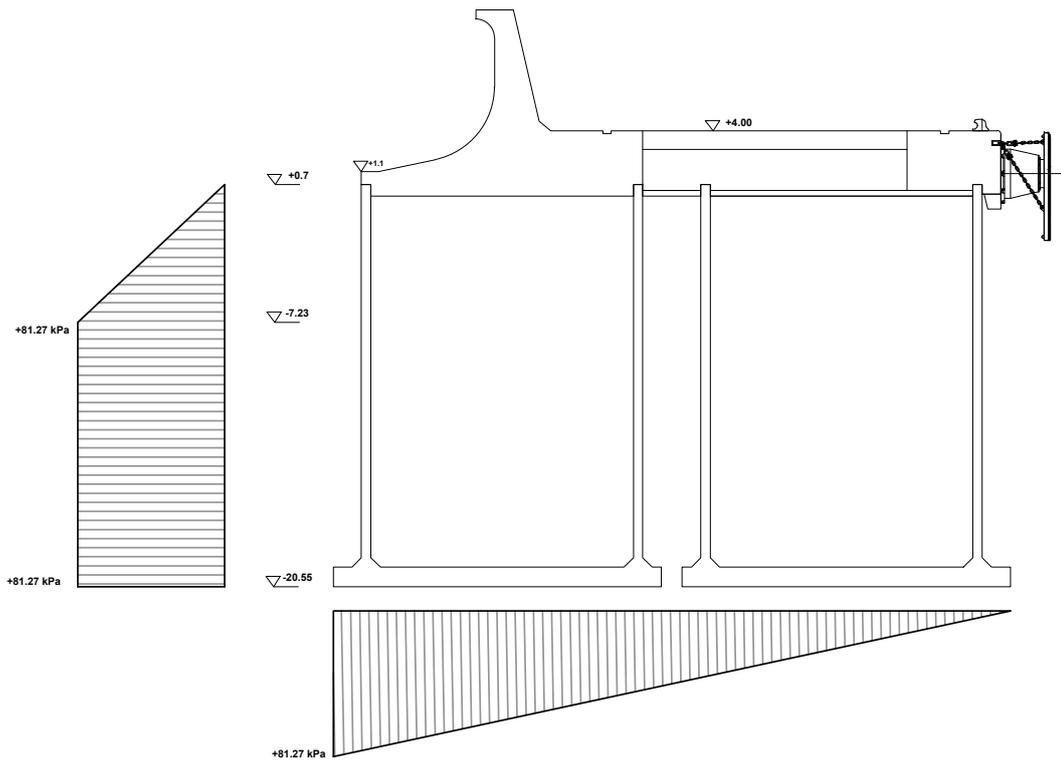


FIGURE 4.3: L'application de la force de la houle.

Le moment de la résultante de la force de la houle par rapport à la base :

$M_{houle} = R_{houle} \times$ le centre de gravité de la courbe par rapport a base du caisson.

$$\begin{aligned}
 M_{houle} &= (386.9 * ((7.23 + 0.7)/3 + (20.5 - 7.23))) + 1295.2 * (20.5 - 7.23)/2 \\
 &= (6156.9 + 8593.7) = 14750.6t.m
 \end{aligned}
 \tag{4.2}$$

4.1.3.2 Effort sur le Bollard :

Effort de traction et moment par rapport à la base sur un bollard

- $H_2 = 200t/caisson.$
- $M_2 = 200 * (0.5 + 24.5) = 5000t.m/caisson.$

4.1.3.3 La Pression Hydrostatique Coté Portuaire :

La pression hydrostatique pour un fluide incompressible s'exprime :

- $F_{hy} = \gamma gh.$
- $\gamma_{eau\text{salée}} = 1.03t/m^3.$
- $g = 9.81m/s^2.$
- $h = 20m.$
- $F_{hy} = 1.03 * 9.81 * 20 = 202.1t.$

La résultante de la pression hydrostatique :

- $R_{hy} = 202.1 * 20/2 = 2021t.$

Le moment de la résultante de la pression hydrostatique par rapport à la base :

- $M_{hy} = 2021 * 7.17 = 14490.6t.m.$

4.1.3.4 L'incrément Dynamique de la Poussée :

L'incrément dynamique de poussée active qui s'exerce sur un écran de hauteur H est prise égale à : [15]

$$\Delta F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 [(1 \pm k_v) K_{ad} - K_a] \quad (4.3)$$

Avec :

Secousse sismique :

- $K_H = 0.25.$
- $K_V = 0.075.$
- γ : Poids volumique du sol.
- K_V : Coefficient sismique vertical.
- K_{ad} : Coefficient de poussée dynamique active.
- K_a : Coefficient de poussée statique active.

◇ L'angle de frottement sol/écran est pris couramment égal à zéro. (pas de remblai extérieur)

- ◇ Dans un but de simplification, on peut admettre que la résultante ΔF_{ad} s'exerce à mi-hauteur de l'écran, et qu'elle peut être modélisée par une charge uniformément répartie sur l'écran.
- ◇ Le coefficient de poussée dynamique active peut être calculé suivant la formule dite de Mononobe-Okabe. [15] Dans le cas d'un écran vertical, d'un sol horizontal en surface et d'un angle de frottement sol/écran égal à zéro on obtient : [15]

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2(\theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2} \quad (4.4)$$

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{K_H}{1 + K_V} \quad (4.5)$$

Avec :

ϕ : Angle de frottement interne du sol.

$\theta = 13.1$.

$\phi = 45^\circ$.

$K_{ad} = 0.37$.

$K_a = 0.007$.

$$\Delta F_{ad} = 0.5 * 1.7 * 19.45^2 [(1 \pm 0.075) * 0.37 - 0.007]$$

$$\Delta F_{ad+} = 127.6t.$$

$$\Delta F_{ad-} = 109.5t.$$

$$M \Delta F_{ad+} = 1374.5t \cdot m.$$

$$M \Delta F_{ad-} = 1179.5t \cdot m..$$

4.1.3.5 Résultats des Efforts Horizontaux :

H = Σ des Forces Horizontaux.

M = Σ des Moment des Efforts Horizontaux.

✗ Caisson 1 :

Les efforts appliquer :

- × La houle.
- × L'incrément dynamique de la poussée.

Séisme descendant :

$$H = \Delta F_{ad+} + R_{houle} = 127.6 + 1682.1 = 1809.7t$$

$$M = M\Delta F_{ad+} + M_{houle} = 1374.5 + 14750.6 = 16125.1tm$$

Séisme ascendant :

$$H = \Delta F_{ad-} + R_{houle} = 109.5 + 1682.1 = 1791.6t$$

$$M = M\Delta F_{ad+} + M_{houle} = 1179.5 + 14750.6 = 15930.1tm$$

◇ Caisson 2 :

Les efforts appliquer :

- × Effort sur le Bollard.
- × L'incrément dynamique de la poussée.
- × La pression hydrostatique.

Séisme descendant :

$$H = \Delta F_{ad+} + H_2 + R_{hy} = 127.6 + 200 + 2021 = 2348.6t$$

$$M = M\Delta F_{ad+} + M_2 + M_{hy} = 1374.5 + 5000 + 14490.6 = 20865.1tm$$

Séisme ascendant :

$$H = \Delta F_{ad-} + H_2 + R_{hy} = 109.5 + 200 + 2021 = 2330.5t$$

$$M = M\Delta F_{ad-} + M_2 + M_{hy} = 1179.5 + 5000 + 14490.6 = 20670.1tm$$

4.1.4 Efforts Verticaux :

4.1.4.1 Volume de Béton pour un Caisson :

✓ Colonne :

- Dans l'eau : $19.45 * 22.765 = 442.77925m^3$

- Hors l'eau : $22.765 * 0.5 = 11.383m^3$
 - Base : $236.439m^3$
 - Centre de gravité de la base = $X_g = 8m, Y_g = 8.7m$
- ✓ Mur de couronnement de coté mer de tronçon général section 1 sur la figure 4.4 : $764.97m^3$
- ✓ Mur de couronnement de coté portuaire de tronçon général section 4 et 2 sur la figure : 4.4 $284.22m^3 + 176.33m^3 = 460.55m^3$
- ✓ Poids Roche 1-50 de tronçon général section 3 sur la figure 4.4 : $(30.87 - 9.79) * 16.03 * 1.7 = 656.2t$
- ✓ Poids des terres à l'intérieur du caisson : $153.86 * 19.45 * 1 + 153.86 * 0.5 * 1.7 = 3123.358t$

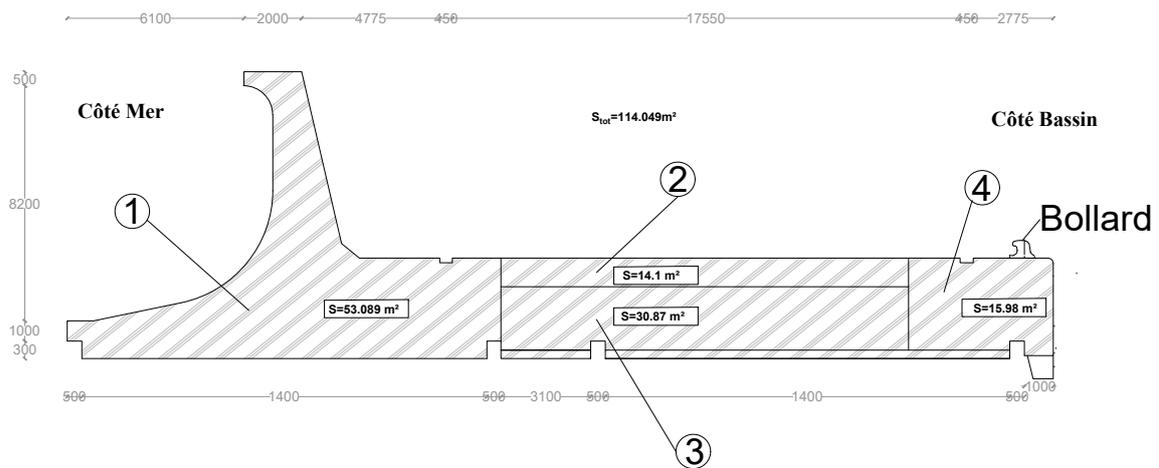


FIGURE 4.4: Section du mur de couronnement.

4.1.4.2 Résultante des Efforts Verticaux due au Poids Propre et la Charge Portique :

- Caisson 1 : (voir figure 4.5 l'application de la force verticale)

$$V1 = (764.97 + 11.383) * 2.5 + 679.218 * 1.5 + 3123.358 + 65 + 78.55 * 2 = 6505.2t$$

- Caisson 2 :

$$V2 = (460.55 + 11.383) * 2.5 + 679.218 * 1.5 + 3123.358 + 656.2 + 65 + 272.51 * 2 = 6588.26t$$

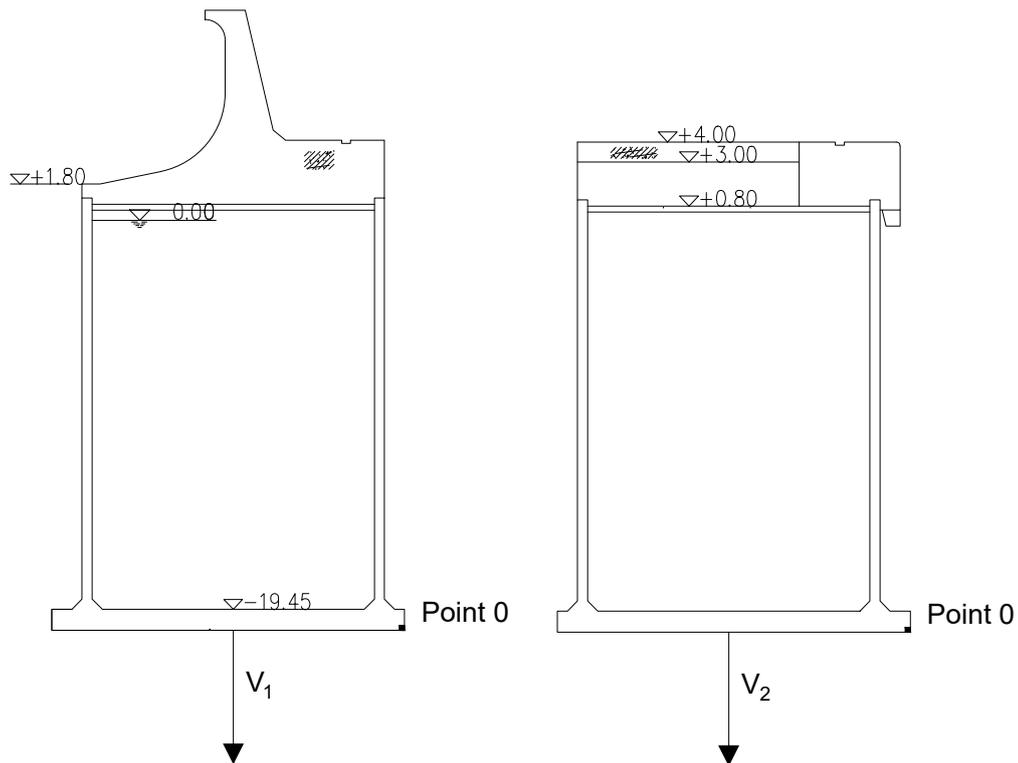


FIGURE 4.5: Schéma de l'application de résultante de la force verticale.

4.1.4.3 Moment résultant par rapport au point 0 :

- Caisson 1 :

$$M_1 = (764.97 * 2.5 * 6.8) + (11.383 * 2.5 + 442.78 * 1.5 + 3123.358) * 8.5 + (236.439 * 1.5 * 8.8) + (65 * 2.9) + 157.1 * 2.45 = 49134.8 \text{ t.m}$$

- Caisson 2 :

$$M_2 = (176.33 * 2.5 + 656.2) * 11 + (284.22 * 2.5 * 3) + (11.383 * 2.5 + 442.78 * 1.5 + 3123.358) * 9 + (236.439 * 1.5 * 8.7) + (65 * 3.5) = 56488.5 \text{ t.m}$$

4.1.4.4 Résultante des Efforts Verticaux :

Calcul des résultantes des efforts verticaux pour un séisme ascendant et descendant. [15]

$$V_1 = (1 \pm K_{ad}) \times V$$

$$M_1 = (1 \pm K_{ad}) \times M$$

◇ Caisson 1 :

• Séisme descendant :

$$V_1 = (1 + 0.37) * (6305.2) = 8638.1t.$$

$$M_1 = (1 + 0.37) * (49134.8) = 67314.7t.m$$

• Séisme ascendant :

$$V_1' = (1 - 0.37) * (6305.2) = 3972.3t.$$

$$M_1' = (1 - 0.37) * (49134.8) = 30954.9t.m$$

◇ Caisson 2 :

• Séisme descendant :

$$V_2 = (1 + 0.37) * (6588.26) = 9025.9t.$$

$$M_2 = (1 + 0.37) * (56488.5) = 77389.3t.m.$$

• Séisme ascendant :

$$V_2' = (1 - 0.37) * (6588.26) = 4150.6t.$$

$$M_2' = (1 - 0.37) * (56488.5) = 35587.8t.m.$$

4.1.5 Stabilité au glissement et au renversement :

4.1.5.1 Glissement :

Le calcul de la stabilité est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F_s = \frac{V_2}{H} \tan \varphi' \geq 1.5 \quad (4.6)$$

× Descendant

◇ Caisson 1 :

$$\tan \theta = H/V_2 = 1809.7/8638.1 = 0.084 = \text{tg } 11.8^\circ \quad (4.7)$$

$$\tan \varphi' / \text{tg} \theta = \tan 45^\circ / \text{tg } 11.8^\circ = 1/0.21 = 4.8$$

◇ Caisson 2 :

$$\tan \theta = H/V_{2'} = 2348.6/9025.9 = \text{tg } 14.6^\circ \quad (4.8)$$

$$\tan \varphi' / \text{tg} \theta = \tan 45^\circ / \text{tg } 29.3^\circ = 1/0.26 = 3.8$$

× ascendant

◇ Caisson 1 :

$$\tan \theta = H/V_2 = 1791.6/3972.3 = 0.45 = \text{tg } 24.3^\circ \quad (4.9)$$

$$\tan \varphi' / \text{tg} \theta = \tan 45^\circ / \text{tg } 3.11^\circ = 1/0.45 = 2.2$$

◇ Caisson 2 :

$$\tan \theta = H/V = 2330.5/4150.6 = 0.56 = \text{tg } 29.3^\circ \quad (4.10)$$

$$\tan \varphi' / \text{tg} \theta = \tan 45^\circ / \text{tg } 29.3^\circ = 1/0.56 = 1.8$$

Résultat : Les deux caissons ont vérifié la stabilité au glissement pour les deux cas descendant et ascendant, donc l'ensemble des deux caissons sont vérifiés.

4.1.5.2 Renversement :

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

$$\frac{M_v}{M_h} \geq 1.5 \quad (4.11)$$

× Descendant

◇ Caisson 1 :

$$M_v/M_h = M_2/M = 67314.7/16125.1 = 4.2. \quad (4.12)$$

◇ Caisson 2 :

$$M_v/M_h = M_2/M = 77389.3/20865.1 = 3.7 \quad (4.13)$$

× Ascendant

◇ Caisson 1 :

$$M_v/M_h = M_2/M = 30954.9/15930.1 = 1.9. \quad (4.14)$$

◇ Caisson 2 :

$$M_v/M_h = M_2/M = 35587.8/20670.1 = 1.7. \quad (4.15)$$

Résultat : Les deux caissons sont vérifiés la stabilité au renversement pour les deux cas descendant et ascendant, donc l'ensemble des deux caissons sont vérifiés.

4.2 Contrainte sur le Sol de Fondation et Capacité Portante :

4.2.1 Excentricité de la Résultante R :

Le calcul de l'excentricité de la résultante R se faire en deux manières dans le cas de séisme ascendant et le séisme descendant. (voir figure 4.6)

$$\begin{aligned} e_1 = GC &= 8.75 - (77389.3 - 20865.1)/9026.9 = 8.75 - 6.26 = 2.49\text{m} \\ e_2 = GC &= 8.75 - (35587.8 - 20670.1)/4150.6 = 8.75 - 3.6 = 5.15\text{m} \end{aligned} \quad (4.16)$$

- e_1 : Excentricité de la résultante R pour séisme descendant.
- e_2 : Excentricité de la résultante R pour séisme ascendant.

D'après la théorie de Meyerhof (l'Eurocode 7), de ces théories Meyerhof déduit qu'au cas d'une semelle circulaire posée à la surface du sol la capacité portante limite serait

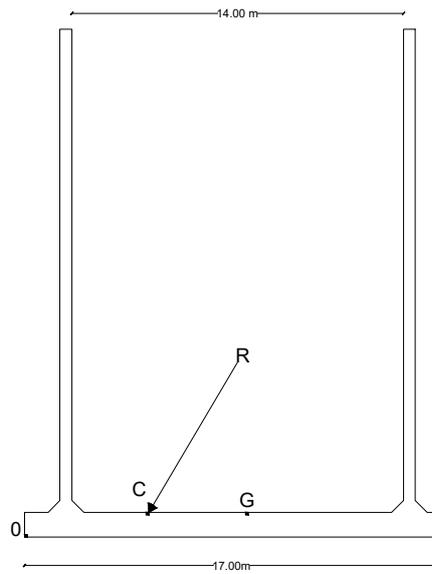


FIGURE 4.6: Excentricité de la résultante R :

à peu près le double de celle sous une semelle filante, dont la largeur est égale au diamètre de la semelle circulaire, la contrainte appliquée résulte de la composante normale N appliquée sur une surface équivalente $2 S$, avec :

$$S = R^2 \left(\frac{\theta\pi}{180} - \frac{\sin 2\theta}{2} \right) \quad (4.17)$$

$$\theta_1 = \arccos(e_2/R) = \arccos(2.49/8.75) = 73.5^\circ$$

$$S_1 = 8.75^2 (3.14 \cdot 73.5/180 - \sin 47/2) = 77.32 \text{m}^2 \quad (4.18)$$

$$\theta_2 = e_1/R = \arccos(1.15/8.75) = 53.9^\circ$$

$$S_2 = 8.75^2 (3.14 \cdot 78.7/180 - \sin 107.8/2) = 35.54 \text{m}^2$$

Contrainte uniforme appliquée :

$$N_1 = 9025.9/2 * 77.32 = 58.37 \text{t/m}^2 \quad (4.19)$$

$$N_2 = 4150.6/2 * 35.54 = 58.39 \text{t/m}^2$$

- N_1 : Contrainte sur le sol de fondation pour séisme descendant.

- N_2 : Contrainte sur le sol de fondation pour séisme ascendant.

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante sur la verticale à la base, la portante limite au risque de glissement d'ensemble vaut :

$$Q = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \gamma' D N_q + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2 \gamma' B' N_\gamma \quad (4.20)$$

Le tableau ci-dessous (tableau 1) indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7 :

TABLE 4.1: Facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)
44	118.37	115.31	224.63	220.77
45	133.87	134.87	271.75	267.75
46	152.1	158.5	330.34	326.2

$$\varphi = 45^\circ = \varphi''$$

$$N_q = 134.87.$$

$$N_\gamma = 271.75.$$

$$\alpha = 29.3^\circ.$$

$$\gamma' = 1 \text{ t/m}^3.$$

$$D = 1.9 \text{ m}.$$

$$B' = \text{largeur équivalente} = 15 - 2 * 5.15 = 4.7 \text{ m}$$

$$Q = 0.45 * 1 * 1.9 * 134.87 + 0.5 * 0.12 * 1 * 4.7 * 271.75 = 191.95 \text{ t/m}^2.$$

Coefficient de sécurité :

$$\frac{Q}{N_1} \geq 1.5$$

$$\text{CDS} = \frac{191.95}{58.39} = 3.3$$

4.3 Flottaison :

Dans la marine, la ligne de flottaison est la ligne qui sépare la partie immergée de la base du caisson de celle qui est émergée.

4.3.1 Tirant d'eau du caisson :

Le tirant d'eau est la hauteur de la partie immergée du caisson lors du transport qui varie en fonction de la charge. Il correspond à la distance verticale entre la flottaison et le point le plus bas du caisson. (voir figure 4.7)

Soit :

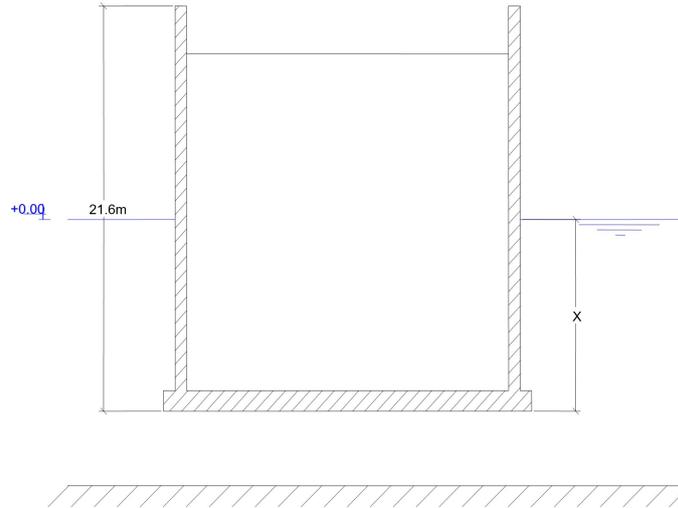


FIGURE 4.7: Tirant d'eau du caisson complet, vide à l'intérieur.

x = tirant d'eau du caisson complet, vide à l'intérieur.

l'équation d'équilibre devient :

$$\begin{aligned}
 & 1.5 \left[0.6(16 \times 17.5 - (4.685 \times 5185 \times 2)) + 3.14(x - 1.05)(7.5^2 - 7^2) + (x - \right. \\
 & \quad \left. 1.05)(4 \times 0.5135) \right] + 2.5 \left[3.14 \times (21.3 - x)(7.5^2 - 7^2) + \right. \\
 & \quad \left. (21.3 - x)(4 \times 0.5135) \right] = 3.14 \times 7.5^2 \times x \tag{4.21} \\
 & 1.5[170.356 - 23.915 + 22.776x + 2.054x - 2.156] + 2.5[485.14 \\
 & \quad - 22.776x - 2.054 + 43.75] = 176.714 \times x \\
 & 216.43 + 37.25x + 1322.225 - 62.06x = 176.714 \times x
 \end{aligned}$$

$$1538.655 = 201.524x \quad (4.22)$$

$$x = 7.635\text{m}$$

Résultat : Ce résultat nous dit que la hauteur du caisson immergé dans l'eau à vide lors du transport est égale a 7.36 m

4.3.2 Stabilité en flottaison :

L'équilibre du caisson est le comportement du caisson dans l'eau. Ce dernier subit un certain nombre de forces comme son poids, la poussée d'Archimède, etc C : Centre

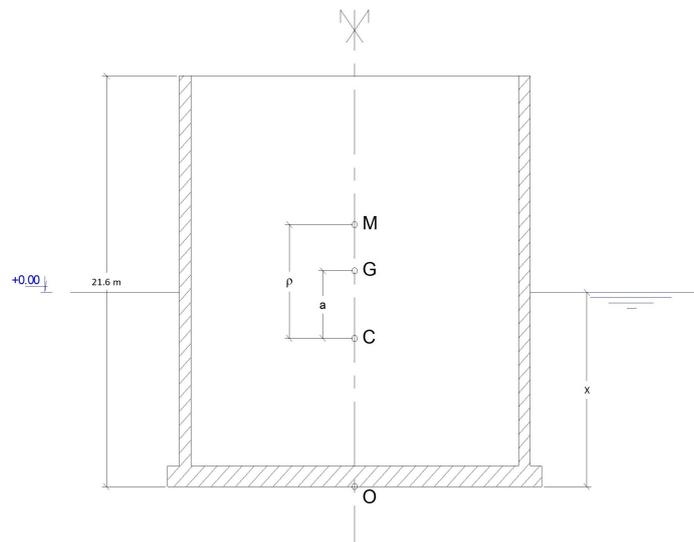


FIGURE 4.8: Schéma de stabilité en flottaison.

de poussée.

G : Centre de gravité.

M : Métacentre :La hauteur métacentrique est une mesure de la stabilité statique initiale d'un corps flottant

$$GC=a.$$

$$MC=\rho$$

Position de centre de poussée (à vide)=

$$OC = \frac{7.635}{2} = 3.82\text{m}$$

Position du centre de gravité=

G2=c.d.g. Semelle. (GG2=d2)

G1=c.d.g.fut. (GG1=d1)

$$d_1 * [(21.3 - 1.05) (3.14 * (7 - 7.5)) + 4 * 0.5135] = d_2 * 1.05 * (7.5^2 - 2 * 4.685 * 5.185)$$

$$d_1 * 20.25 * [(3.14 * 0.5) + 4 * 0.5135] = d_1 * 1.05 * (7.5^2 - 48.58345)$$

$$d_1 [378.253 + 41.5955] = d_1 * 8.0499$$

$$419.847d_1 = 8.05d_2$$

(4.23)

Et on a :

$$d_1 + d_2 = \frac{20.25}{2} + 1.05 - 1.05/2 = 10.65m$$

$$OG = d_2 + \frac{1.05}{2} = 10.97m$$

(4.24)

$$a = 10.97 - 7.635 = 3.335m$$

D'après la formule de Bouguer, la distance ρ est égale à (vide a l'intérieur) :

$$\rho = \frac{SI^2}{12V} = (3.14 * 7.5^2 + 4 * 0.5135) * \frac{15^2}{12 * 3.14 * 7.5^2 * 7.635} = 2.484m \quad (4.25)$$

d'où :

$$\rho - a = 2.484 - 3.335 = -0.85m < 0 \quad (4.26)$$

Résultat : La stabilité d'un flotteur exige que la valeur de $\rho - a$ soit positive, c'est à dire que le centre de gravité G soit situé au dessous du métacentre M. La stabilité de ce caisson en flottaison nécessite donc un lest solide (enrochements) et / ou liquide suffisant pour rendre $\rho - a > 0$. Le lestage en flottaison est à étudier en fonction de la méthode de préfabrication, de mise à l'eau et de transport du caisson.

✓ **Tableau récapitulatif de la stabilité d'ensemble. (tableau 4.2)**

4.4 Conclusion :

D'après ces calculs, nous avons remarqué que la structure du quai présent une stabilité d'ensemble satisfaisante vis-à-vis du glissement et du renversement.

Dans ce chapitre, nous avons aussi étudié le cas transitoire pendant le transport et la mise en place du caisson cylindrique et il sera immergé dans l'eau avec une profondeur : 7.63m lors du transport.

Mais lorsque on veut le fixer sur l'endroit final, on est obligé de remplir le caisson avec un lestage solide (enrochement) avec une hauteur de 7 m (traité dans le chapitre 7 Section 6.2) pour le rendre a sa place final.

TABLE 4.2: Tableau récapitulatif de la stabilité d'ensemble.

		Caisson 1	Caisson 2	
Résultante des Efforts	Horizontal	Moments (t.m)	20865.1	
		Efforts (t)	2348.6	
	Ascendant	Moments (t.m)	20670.1	
		Efforts (t)	2330.5	
	Descendant	Moments (t.m)	77389.3	
		Efforts (t)	9025.9	
	Vertical	Moments (t.m)	35587.8	
		Efforts (t)	4150.6	
	La Stabilité d'ensemble	Ascendant	30954.9	3.8
			3972.3	1.8
Descendant		4.8	3.7	
		2.2	1.7	
Glissement		Descendant	58.37 t/m ²	
		Ascendant	58.39 t/m ²	
Renversement		Descendant	191.95 t/m ²	
		Ascendant	3.3	
Contrainte uniforme appliqué sur le Sol de Fondation		Q	CDS	
Capacité Portante du sol				
Coefficient de sécurité :(CDS)				

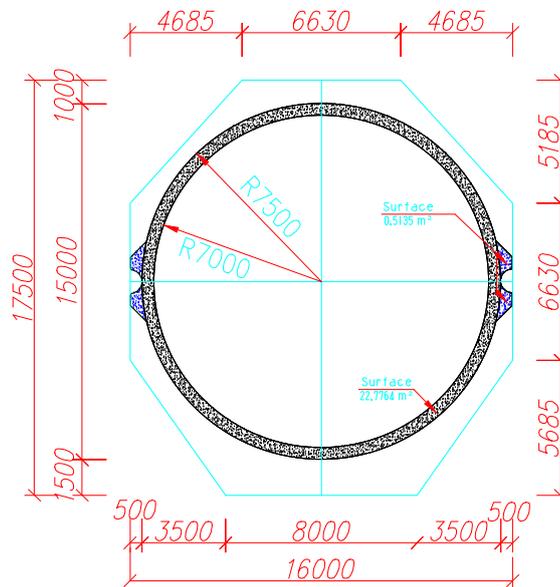
5

Calcul de la Pression du Remblai à l'intérieur du Caisson

5.1 Étude Théorique du Fonctionnement en Silo :

Nous avons utilisé la méthode de calcul des silos pour le dimensionnement du caisson proposée par le LEM.

En générale il existe trois méthodes pour le calcul des silos, les méthodes analytiques basées sur la théorie de Janssen ou Reimbert, les méthodes numériques basées généralement sur la méthode des éléments finis, et les méthodes expérimentales.



PLAN DE STRUCTURE DU CAISSON

FIGURE 5.1: Plan de structure du caisson.

5.1.1 Silo Inverse-Variation de la Pression Normale avec la Hauteur :

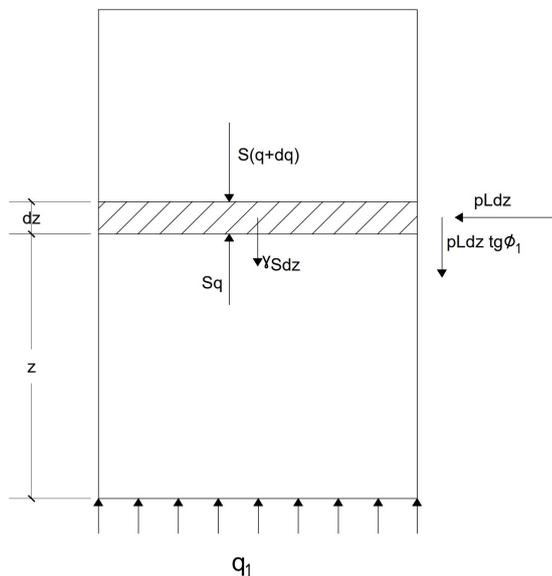


FIGURE 5.2: Variation de la pression normale avec la hauteur.

- S : Section droite du caisson.
- L : Périmètre.
- q : Pression moyenne verticale sur le plan considéré.
- p : Pression normale sur paroi du niveau z .
- z : Niveau d'une tranche d'anneau mesurée à partir du bas.
- q_1 : Pression uniforme exercée sur la base.

NOTE A :

- ✓ Les caractéristiques des matériaux de remplissage sont des paramètres variables
- ✓ Le poids volumique γ des matériaux augmente avec la pression.
- ✓ L'angle de frottement interne ϕ des matériaux varie avec l'amplitude des déplacements.
- ✓ L'angle de frottement sur les parois ϕ_1 dépend de la rugosité des parois.

On suppose que γ , ϕ et ϕ_1 sont des paramètres constants sur toute la hauteur du caisson .

Équation d'équilibre :

$$-\gamma S dz - p L dz \operatorname{tg} \varphi_1 + S q - S(q + dq) = 0 \quad (5.1)$$

$$-\gamma S - p L \operatorname{tg} \varphi_1 = \frac{S * dq}{dz} \quad (5.2)$$

On a : $P = kg$

$$\text{Avec } k = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{coefficient de Rankine}) \quad (5.3)$$

$$-\gamma S - p L \operatorname{tg} \varphi_1 = \frac{S dp}{k dz}$$

$$\frac{dp}{dz} + k \frac{L}{S} \operatorname{tg} \varphi_1 p + k \gamma = 0 \quad (5.4)$$

$$\frac{dp}{dz} + m p + k \gamma = 0$$

avec :

$$m = k \frac{L}{S} \operatorname{tg} \varphi_1$$

Solution de l'équation 5.4 :

$$p = \omega e^{-mz} - \frac{k\gamma}{m} \quad (5.5)$$

$$z = 0$$

$$p = kp = \omega - \frac{k\gamma}{m} \quad (5.6)$$

$$\omega = \frac{k\omega}{m} + kq$$

soit :

$$p_1 = k \left(\frac{\gamma}{m} + q_1 \right) e^{-mz} - \frac{k\gamma}{m}$$

avec : $m = k \frac{L}{S} \operatorname{tg} \varphi_1$

$$k = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

5.1.2 Silo - Variation de la Pression Normale avec la Profondeur :

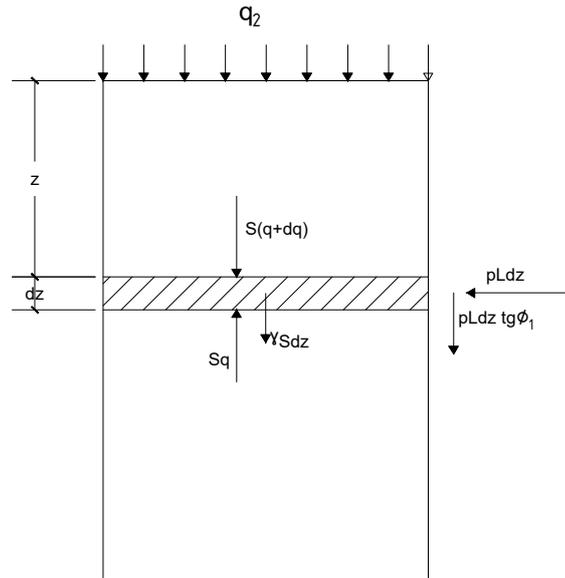


FIGURE 5.3: Variation de la pression normale avec la profondeur :

✓ z : niveau d'une tranche anneau mesurée à partir du haut.

✓ q_2 : pression uniforme exercée en tête.

L'équation d'équilibre devient

$$\gamma Sdz - pLdz \operatorname{tg} \varphi_1 + Sq - S(q + dq) = 0 \quad (5.7)$$

Soit :

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

$$p_2 = k \left(q_2 - \frac{\gamma}{m} \right) e^{-mz} + \frac{k\gamma}{m}$$

(Formule de Koenen - Janssen)

5.2 Application Numériques :

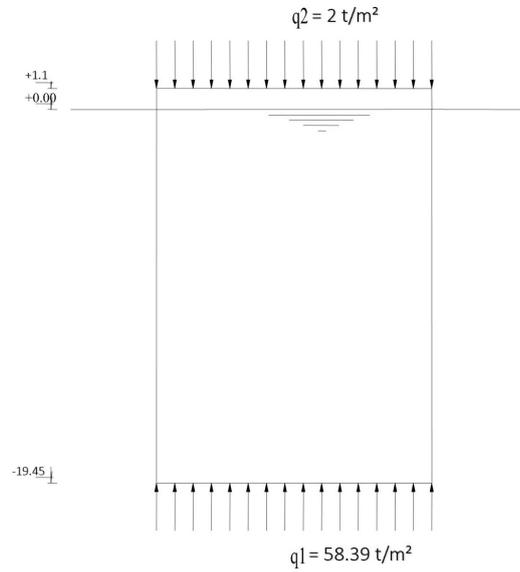


FIGURE 5.4: Schéma de l'application de la charge q_1 et q_2 dans le caisson.

$$\gamma = 1.7t/m^3.$$

$$\gamma' = 1.0t/m^3.$$

$$\varphi = 42^\circ.$$

$$\varphi_1 = 2/3\varphi = 28^\circ.$$

$$k = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{42}{2}\right) = 0.198$$

$$\operatorname{tg}\varphi_1 = 0.532$$

$$m = k \frac{L}{S} \operatorname{tg}\varphi_1 = 0.198 * \frac{\pi * 14}{\pi * 7^2} * 0.532 = 0.04104m^{-1}$$

$$q_1 = \operatorname{MAX}(N_1, N_2) = 58.39t/m^2$$

$$p_1 = k \left(\frac{\gamma}{m} + q_1 \right) e^{-mz} - \frac{k\gamma}{m} = 0.198 \left(\frac{1.7}{0.04104} + 58.39 \right)$$

$$q_1 = \operatorname{MAX}(N_1, N_2) = 58.39t/m^2$$

$$p_1 = k \left(\frac{\gamma}{m} + q_1 \right) e^{-mz} - \frac{k\gamma}{m} = 0.198 \left(\frac{1.7}{0.04104} + 58.39 \right) e^{-0.04104z} - \frac{0.198*1.7}{0.04104}$$

$$p_1 = 19.76e^{-0.04104z} - 8.202$$

$$p'_1 = k \left(\frac{\gamma}{m} + q_1 \right) e^{-mz} - \frac{k\gamma}{m} = 0.198 \left(\frac{1.0}{0.04104} + 58.39 \right) e^{-0.04104z} - \frac{0.198*1.0}{0.04104}$$

$$p'_1 = 16.38e^{-0.04104z} - 4.824$$

$$p_2 = k \left(q_1 - \frac{\gamma}{m} \right) e^{-mz} + \frac{k\gamma}{m} = 0.198 \left(2 - \frac{1.7}{0.04104} \right) e^{-0.04104z} + \frac{0.198*1.7}{0.04104}$$

$$p_2 = -7.8058e^{-0.04104z} + 8.201$$

$$p'_2 = k \left(q_1 - \frac{\gamma}{m} \right) e^{-mz} + \frac{k\gamma}{m} = 0.198 \left(2 - \frac{1.0}{0.04104} \right) e^{-0.04104z} + \frac{0.198*1.0}{0.04104}$$

$$p'_2 = -4.428e^{-0.04104z} + 4.285$$

NOTE :

En effet, ces valeurs de poussée unitaires sont sous estimées et ne tiennent pas compte des déplacements élasto-plastique du matériaux (théorie de Reimbert). Par sécurité, nous adopterons pour le fonctionnement du silo inverse, les coefficients suivants :

$$\varphi = \varphi_1 = 42^\circ$$

$$\text{tg } \varphi_1 = 0.9$$

$$k = 2 * \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 2 * \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{42}{2} \right) = 0.396$$

Soit :

$$m = k \frac{L}{S} \text{tg } \varphi_1 = 0.396 * \frac{\pi * 14}{\pi * 7^2} * 0.9 = 0.101828$$

$$p''_1 = k \left(\frac{\gamma}{m} + q_1 \right) e^{-mz} - \frac{k\gamma}{m} = 0.396 \left(\frac{1.0}{0.102} + 58.39 \right) e^{-0.102z} - \frac{0.396*1.0}{0.102}$$

$$p''_1 = 27.00e^{-0.102z} - 3.8823.$$

P : est l'enveloppe entre p_1 , p_1' , p_2 , p_2' et p_1'' . (voir tableau 5.2, 5.1 et les graphes 5.5 et 5.6

TABLE 5.1: Résultats des pressions horizontales sur les parois.

niveau	$z_1[m]$	$p_1[t/m^2]$	$p'_1[t/m^2]$	$z_2[m]$	$p_2[t/m^2]$	$p'_2[t/m^2]$
0.8	20.25	0.41		0	4.80	
0.4	19.85	0.55		0.4	4.74	
0	19.45	0.69	2.55	0.8	4.69	2.78
-0.4	19.05		2.67	1.2		2.75
-0.8	18.65		2.80	1.6		2.72
-1.2	18.25		2.92	2		2.68
-2	17.45		3.18	2.8		2.61
-2.8	16.65		3.45	3.6		2.54
-3.6	15.85		3.72	4.4		2.47
-4.4	15.05		4.01	5.2		2.39
-5.2	14.25		4.30	6		2.31
-6	13.45		4.61	6.8		2.23
-6.8	12.65		4.92	7.6		2.14
-7.6	11.85		5.25	8.4		2.05
-8.4	11.05		5.58	9.2		1.96
-9.2	10.25		5.93	10		1.87
-10	9.45		6.29	10.8		1.77
-10.8	8.65		6.66	11.6		1.67
-11.6	7.85		7.04	12.4		1.57
-12.4	7.05		7.44	13.2		1.46
-13.2	6.25		7.85	14		1.35
-14	5.45		8.27	14.8		1.24
-14.8	4.65		8.71	15.6		1.12
-15.6	3.85		9.16	16.4		0.99
-16.4	3.05		9.63	17.2		0.87
-17.2	2.25		10.11	18		0.74
-18	1.45		10.61	18.8		0.60
-19.45	0		11.56	20.25		0.35

TABLE 5.2: Résultats des pressions horizontales en considération des déplacement élasto-plastique.

niveau	$z_1[m]$	$p_1''[t/m^2]$	$P(enveloppe)[t/m^2]$
0.8	20.25	-0.46	4.80
0.4	19.85	-0.32	4.74
0	19.45	-0.17	4.69
-0.4	19.05	-0.01	2.75
-0.8	18.65	0.15	2.80
-1.2	18.25	0.31	2.92
-2	17.45	0.67	3.18
-2.8	16.65	1.06	3.45
-3.6	15.85	1.48	3.72
-4.4	15.05	1.93	4.01
-5.2	14.25	2.43	4.30
-6	13.45	2.97	4.61
-6.8	12.65	3.55	4.92
-7.6	11.85	4.18	5.25
-8.4	11.05	4.86	5.58
-9.2	10.25	5.61	5.93
-10	9.45	6.42	6.42
-10.8	8.65	7.29	7.29
-11.6	7.85	8.24	8.24
-12.4	7.05	9.27	9.27
-13.2	6.25	10.39	10.39
-14	5.45	11.60	11.60
-14.8	4.65	12.92	12.92
-15.6	3.85	14.35	14.35
-16.4	3.05	15.90	15.90
-17.2	2.25	17.58	17.58
-18	1.45	19.41	19.41
-19.45	0	23.12	23.12

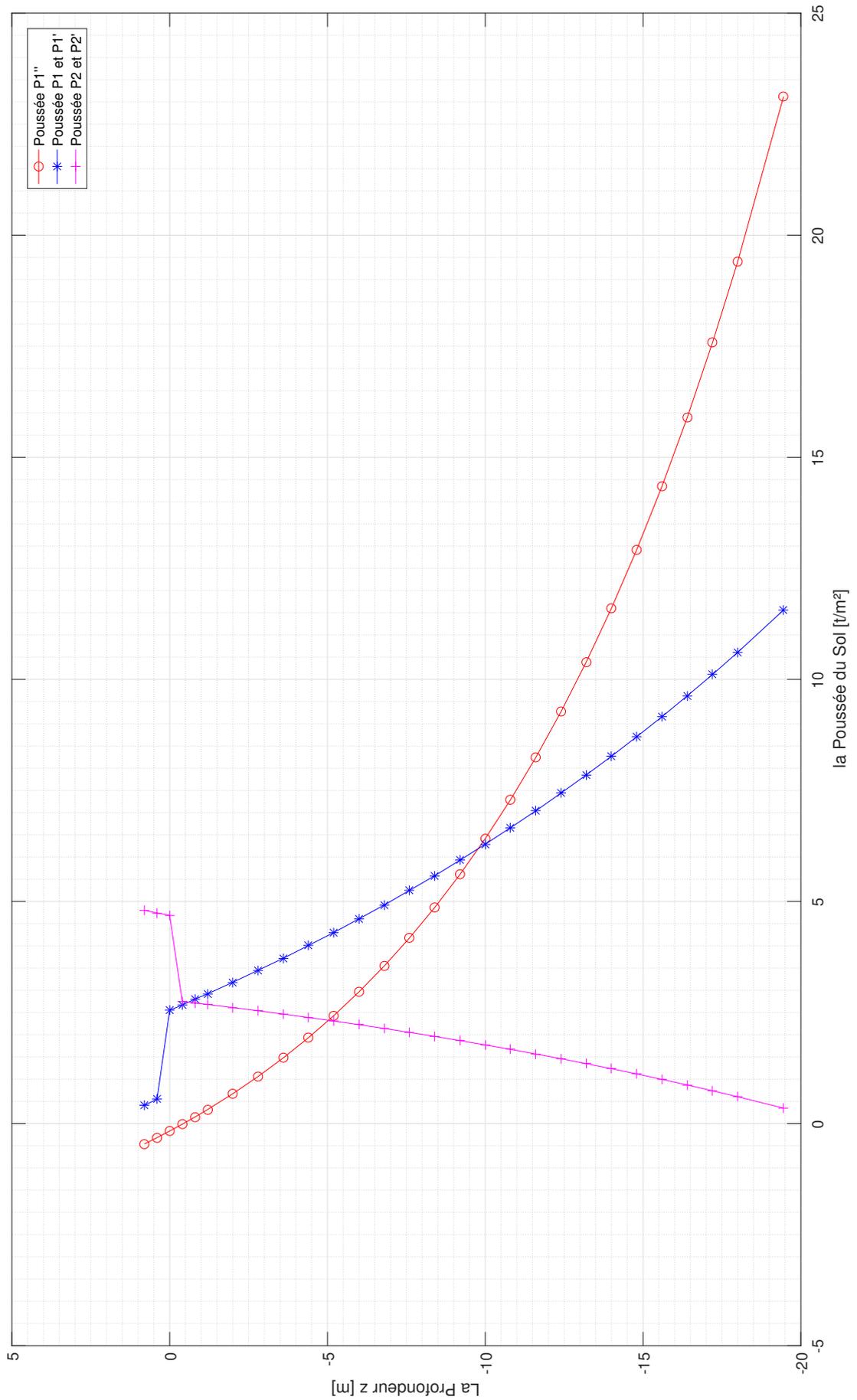


FIGURE 5.5: Variation de la pression horizontale sur les paroi en fonction de la profondeur z.

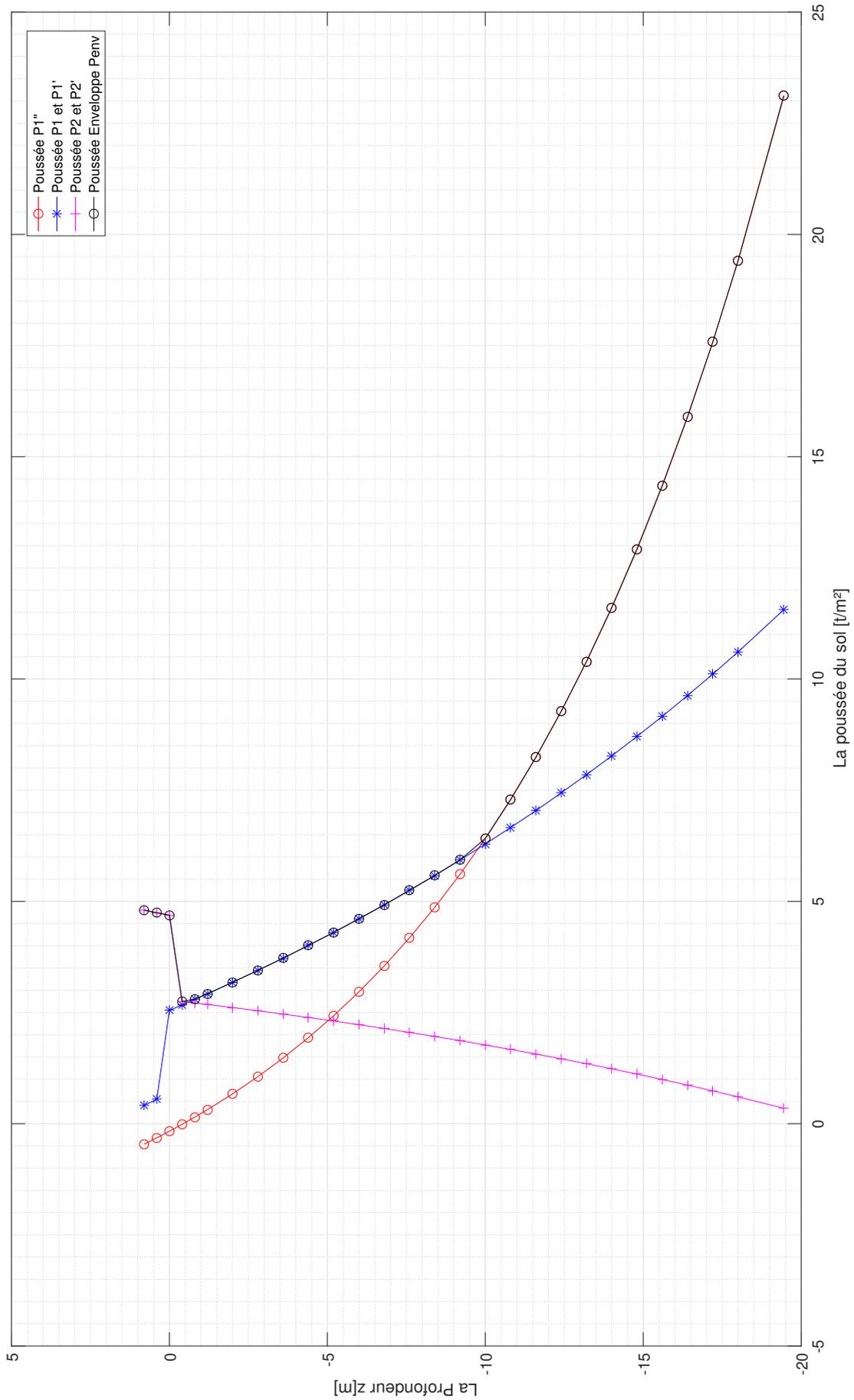


FIGURE 5.6: Variation de la pression horizontale sur les paroi en fonction de la profondeur z avec le pression enveloppe $P_{enveloppe}$.

5.3 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons traité la force la plus importante dans ce projet qui est la poussée des terres et nous avons fait une présentation graphique des trois cas de calcul de cette force :

- ✓ Silo Inverse-Variation de la Pression Normale avec la Hauteur ($p'_1 et p_1$).
- ✓ Variation de la pression normale avec la profondeur. ($p'_2 et p_2$).
- ✓ Variation de la Pression Normale avec la Hauteur en tenant compte des déplacements élasto-plastique du matériaux (théorie de Reimbert). (p''_1).

Le ' $P_{enveloppe}$ ' est l'enveloppe des trois cas et a pour but de prendre le cas le plus défavorable.

6

Calcul Analytique du Ferrailage

6.1 Ferrailage du Caisson Cylindrique :

6.1.1 Variation de l'épaisseur :

Béton CPA 325 dosé a $350kg/m^3$, strictement contrôlé Résistances nominales :

$$f_{c28} = 320bars = 32MPa.$$

$$f_{t28} = 0.06 * 32 + 0.6 = 25.2bars = 2.52MPa.$$

Anneau de hauteur unitaire soumis à la traction simple $T = p.R$.

Cette traction est maximale au-dessus de la semelle au niveau -19.45m,ou la pression vaut :

$$P = 23.12t/m/ml.$$

Les parois de caisson doit avoir une épaisseur 'e' telle que : (selon le BAEL 91 révisées 99 [16])

$$e \geq \frac{pR}{h\sigma}$$

$$R = 7.0m$$

$$h = 1.0m$$

$$e \geq \frac{118.4*7.0}{1*2320} = 0.3572m$$

On prendra : $e = 0.5m$

6.1.2 Dimensionnement et ferrailage :

6.1.2.1 Cerces horizontales :

Tirants circulaires : ils sont normalement utilisés dans les parois de réservoirs circulaires et des silos. (selon le BAEL 91 révisées 99 [16])

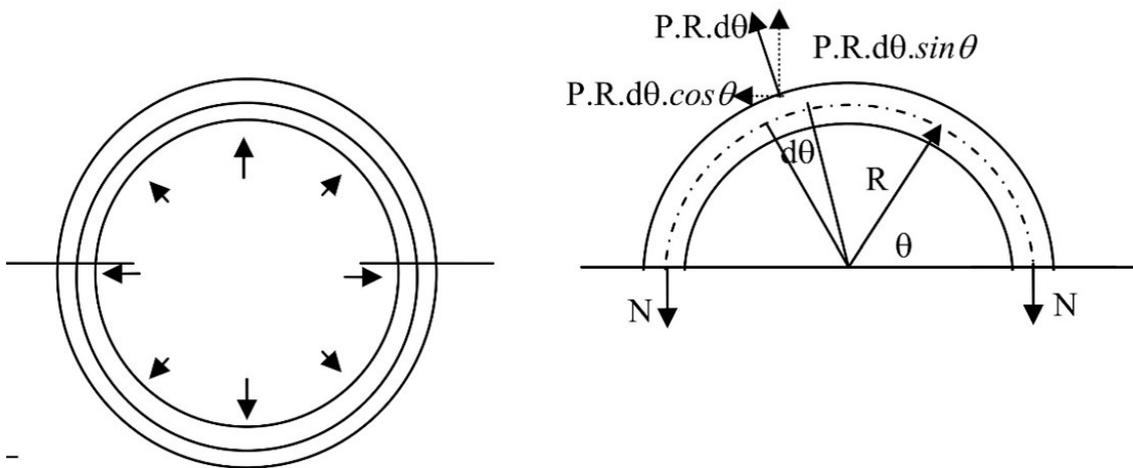


FIGURE 6.1: Traction simple, les Tirants circulaires.

Par la projection verticale, nous avons :

$$\int_0^\pi P \cdot R \cdot \sin \theta \cdot d\theta - 2 \cdot N = 0$$

$$- P \cdot R \cdot \cos \theta \Big|_0^\pi - 2 \cdot N = 0 \Rightarrow 2 \cdot P \cdot R - 2N = 0 \quad (6.1)$$

$$\text{d'où} \quad : \quad N = P \cdot R$$

6.1.2.2 Détermination des Armatures :

État limite Ultime (E.L.U) : Étant donnée que le béton est négligé, il résulte que les armatures longitudinales doivent équilibrer à seul les efforts appliqués.

N_u : l'effort de traction à l'E.L.U.

$$\text{D'où} \quad : \quad A_{su} \geq \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

Avec :

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

État limite des service (E.L.S) : du moment qu'il s'agit de fissuration du béton en traction, nous devons passer par la vérification à l'E.L.S :

N_s : l'effort de traction à l'E.L.S. D'où :

$$\text{D'où : } A_{ss} \geq \frac{N_s}{\sigma_{st}}$$

avec σ_{st} : en fonction de la fissuration.

Condition de non-fragilité (C.N.F) : la section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si les armatures travaillant à leur limite élastique peuvent équilibrer les sollicitations provoquant la fissuration du béton dans cette section. Les pièces fragiles sont justifiables par le règlement. La condition suivante est appelée « Condition de non-fragilité » et doit être vérifiée comme suit :

$$A_{sB} \geq B \cdot \frac{ft_{28}}{fe} \quad (6.2)$$

- A_{sb} : Armatures longitudinales.
- B : section du béton.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

Du point de vue résistance, B peut être quelconque, mais pour que la pièce ne soit pas fragile, il faut que B vérifie la condition de non-fragilité.

Remarque : si B est imposée, il faut que A_s vérifie la condition de non-fragilité. La section des armatures longitudinales sera la suivante :

$$A_s = \text{Max}(A_{su}, A_{ss}, A_{sb})$$

Armatures transversales : elle non aucun rôle dans la résistances à la traction. leur diamètre est calculé comme suit :

$$\phi_t \geq 0,3 \cdot \phi_L \quad \text{avec} \quad \phi_{t\min} = 6\text{mm}$$

Espacement nécessaire : $esp \leq \text{Min} (40\text{cm}; a + 10\text{cm})$ avec a : la plus petite dimension.
la division de caisson en sous longueur égale ($4 \times 4 + 4.55 = 20.55\text{m}$) pour économiser de la section de ferrailage.

On choisi les niveaux suivants pour le calcul du ferrailage : (voir tableau 6.1

TABLE 6.1: Les valeurs de la pression P en fonction de la profondeur z.

niveau	z	P
0.8	20.25	4.80
-3.6	15.85	3.72
-7.6	11.85	5.25
-11.6	7.85	8.24
-15.6	3.85	14.35
-19.45	0	23.12

✓ Niveau -19.45m à -15.6m :

Le Tirant est de section (0.5×4) m sollicité par une pression horizontale de 23.12 t/m.

La fissuration est très préjudiciable.

$$N_{ser} = P * R = 23.12 * 7.25 = 167.62\text{t/ml}$$

$$N_u = P_u * R = 1.35 * 23.12 * 7.25 = 226.287\text{t/ml}$$

E.L.U :

$$A_{su} \geq \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = f_{su} = \frac{400}{1.15} = 347.8\text{MPa} = 3478\text{bars}$$

donc :

$$A_{su} \geq \frac{226.287 * 0.01}{347.8} = 0.006506\text{m}^2$$

$$A_{su} \geq 65.06\text{cm}^2$$

E.L.S :

$$A_{ss} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$$

Fissuration très préjudiciable : $|\sigma_{st} = \text{Min}[0.5f_e, 90\sqrt{\eta * ftj}]$

$$\sigma_{st} = \text{Min}[0.5 * 400, 90\sqrt{1.6 * (0.6 + 0.06 * 25)}]$$

$$\sigma_{st} = \text{Min}[200, 164.9727] = 164.97 \text{MPa}$$

$$A_{ss} \geq \frac{167.62 * 0.01}{164.97} = 0.010160 \text{m}^2$$

$$A_{ss} \geq 101.60 \text{cm}^2$$

C.N.F :

$$A_{sb} \geq B \frac{ftj}{f_e}$$

$$A_{sb} \geq (0.5 * (1)) \frac{2.52}{400} = 0.00315 \text{m}^2 = 31.5 \text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \text{Max}(A_{su}, A_{ss}, A_{sb}) = \text{Max}(65.06; 101.60; 31.5) = 101.60 \text{cm}^2$$

Sur le traçant (-19.45m à -14.8m) le ferrailage devient :

Pour une seule nappe on a : $101.60/2 = 50.80 \text{cm}^2$.

D'où : $|11\phi 25(54 \text{cm}^2)$.

Espacement entre les barres : $\frac{(19.45-15.6)}{11} = 0.35 \text{m}$.

Pour tenir compte des coupures par longueur de scellement droit, on prendra 22 cerces réparties sur les deux faces de l'anneau. Cette répartition est admise entre les niveaux -19.45m à -15.6m.

✓ Niveau -15.6m à -11.6m :

Le Tirant est de section (0.5*4) m sollicité par une pression horizontale de 14.35 t/m.

La fissuration est très préjudiciable.

$$N_{ser} = P * R = 14.35 * 7.25 = 104.0375 \text{ t/ml}$$

$$Nu = Pu * R = 1.35 * 14.35 * 7.25 = 140.45 \text{ t/ml}$$

E.L.U :

$$A_{su} \geq \frac{Nu}{\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = f_{su} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa} = 3478 \text{ bars}$$

donc :

$$A_{su} \geq \frac{140.45 * 0.01}{347.8} = 0.004038 \text{ m}^2$$

$$A_{su} \geq 40.38 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

$$A_{ss} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = \text{Min}[0.5f_e, 90\sqrt{\eta * ftj}]$

$$\sigma_{st} = \text{Min}[0.5 * 400, 90\sqrt{1.6 * (0.6 + 0.06 * 25)}]$$

$$\sigma_{st} = \text{Min}[200, 164.9727] = 164.97 \text{ MPa}$$

$$A_{ss} \geq \frac{104.0375 * 0.01}{164.97} = 0.006306 \text{ m}^2$$

$$A_{ss} \geq 63.06 \text{ cm}^2$$

C.N.F :

$$A_{sb} \geq B \frac{ftj}{f_e}$$

$$A_{sb} \geq (0.5 * (1)) \frac{2.52}{400} = 0.00315 \text{ m}^2 = 31.5 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \text{Max}(A_{su}, A_{ss}, A_{sb}) = \text{Max}(40.38; 63.06; 31.5) = 63.06\text{cm}^2$$

Sur le traçant (-19.45m à -14.8m) le ferrailage devient :

Pour une seule nappe on a : $63.06/2 = 31.53\text{cm}^2$.

D'où : $7\phi 25(54\text{cm}^2)$.

Espacement entre les barres : $\frac{(15.6-11.6)}{7} = 0.57 = 0.55\text{m}$.

Pour tenir compte des coupures par longueur de scellement droit, on prendra 14 cerces de $\phi 25$ réparties sur les deux faces de l'anneau. Cette répartition est admise entre les niveaux -15.6m à -11.6m.

✓ Niveau -11.6m à -7.6m :

Le Tirant est de section (0.5*4) m sollicité par une pression horizontale de 8.24 t/m.

La fissuration est très préjudiciable. 8.24

$$N_{ser} = P * R = 8.24 * 7.25 = 59.74\text{t/ml}$$

$$N_u = P_u * R = 1.35 * 8.24 * 7.25 = 80.649\text{t/ml}$$

E.L.U :

$$A_{su} \geq \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = f_{su} = \frac{400}{1.15} = 347.8\text{MPa} = 3478\text{bars}$$

donc :

$$A_{su} \geq \frac{80.649 * 0.01}{347.8} = 0.002318\text{m}^2$$

$$A_{su} \geq 23.18\text{cm}^2$$

E.L.S :

$$A_{ss} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$$

Fissuration très préjudiciable : $|\sigma_{st} = \text{Min}[0.5f_e, 90\sqrt{\eta * ftj}]$

$$\sigma_{st} = \text{Min}[0.5 * 400, 90\sqrt{1.6 * (0.6 + 0.06 * 25)}]$$

$$\sigma_{st} = \text{Min}[200, 164.9727] = 164.97 \text{MPa}$$

$$A_{ss} \geq \frac{59.74 * 0.01}{164.97} = 0.003621 \text{m}^2$$

$$A_{ss} \geq 36.21 \text{cm}^2$$

C.N.F :

$$A_{sb} \geq B \frac{ftj}{f_e}$$

$$A_{sb} \geq (0.5 * (1)) \frac{2.52}{400} = 0.00315 \text{m}^2 = 31.5 \text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \text{Max}(A_{su}, A_{ss}, A_{sb}) = \text{Max}(23.18; 36.21; 31.5) = 36.21 \text{cm}^2$$

Sur le traçant (-11.6m à -7.6m) le ferrailage devient :

Pour une seule nappe on a : $36.21/2 = 18.10 \text{cm}^2$.

D'où : $|6\phi 20(18.85 \text{cm}^2)$.

Espacement entre les barres : $\frac{(11.6-7.6)}{6} = 0.6665 = 0.65 \text{m}$.

Pour tenir compte des coupures par longueur de scellement droit, on prendra 12 cerces de $\phi 20$ réparties sur les deux faces de l'anneau. Cette répartition est admise entre les niveaux -11.6m à -7.6m.

✓ **Niveau -7.6m à -3.6m :**

Le Tirant est de section (0.5*4) m sollicité par une pression horizontale de 5.25 t/m.

La fissuration est très préjudiciable. 8.24

$$N_{ser} = P * R = 5.25 * 7.25 = 38.0625 \text{t/ml}$$

$$Nu = Pu * R = 1.35 * 5.25 * 7.25 = 51.384 \text{t/ml}$$

E.L.U :

$$A_{su} \geq \frac{Nu}{\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = f_{su} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{MPa} = 3478 \text{bars}$$

donc :

$$A_{su} \geq \frac{51.384 * 0.01}{347.8} = 0.00147 \text{m}^2$$

$$A_{su} \geq 14.77 \text{cm}^2$$

E.L.S :

$$A_{ss} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$$

Fissuration très préjudiciable : $|\sigma_{st} = \text{Min}[0.5f_e, 90\sqrt{\eta * ftj}]$

$$\sigma_{st} = \text{Min}[0.5 * 400, 90\sqrt{1.6 * (0.6 + 0.06 * 25)}]$$

$$\sigma_{st} = \text{Min}[200, 164.9727] = 164.97 \text{MPa}$$

$$A_{ss} \geq \frac{38.0625 * 0.01}{164.97} = 0.002307 \text{m}^2$$

$$A_{ss} \geq 23.07 \text{cm}^2$$

C.N.F :

$$A_{sb} \geq B \frac{ftj}{f_e}$$

$$A_{sb} \geq (0.5 * (1)) \frac{2.52}{400} = 0.00315 \text{m}^2 = 31.5 \text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \text{Max}(A_{su}, A_{ss}, A_{sb}) = \text{Max}(14.77; 23.07; 31.5) = 31.5\text{cm}^2$$

Sur le traçant (-7.6m à -3.6m) le ferrailage devient :

Pour une seule nappe on a : $31.5/2 = 15.75\text{cm}^2$.

D'où : $8\phi 16(16.08\text{cm}^2)$.

Espacement entre les barres : $\frac{(7.6-3.6)}{8} = 0.5\text{m}$.

Pour tenir compte des coupures par longueur de scellement droit, on prendra 16 cerces de $\phi 16$ réparties sur les deux faces de l'anneau. Cette répartition est admise entre les niveaux -7.6m à -3.6m.

Et on garde cette répartition pour le reste de caisson (jusqu'à +1.1). Par ce que la condition de non-fragilité qui vérifie la section d'acier et elle ne dépende pas de l'effort appliqué N.

6.1.2.3 Flexion due au moment d'encastrement :(armatures transversales)

Les armatures de couture dans un plan horizontal doivent être telles que :

$$\frac{At}{A}\sigma_t = m * \pi * \phi * \tau d$$

$$\sigma_t = 3470\text{bars}$$

$$m = 2$$

A la base on a :

$$\phi = 25\text{mm}$$

$$\tau d = 1.25 * \psi d^2 * \sigma_b = 1.25 * 1^2 * 2.1 = 2.625\text{MPa} = 26.25\text{bars}$$

$$\frac{At}{A} = 2 * \pi * 2.5 * \frac{26.25}{3478} = 0.11849$$

$$\text{Si : } A_t = 1 \phi 20 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = 3.14 / 0.11849 = 26.5001 \text{ cm}^2$$

On prendra donc 10 ϕ 20 par ml sur les deux faces de l'anneau.

6.1.2.4 Récapitulatif :

✓ **Schéma Récapitulatif** : La figure 6.2

✓ **Tableau récapitulatif** : le tableau ci-dessous 6.2

TABLE 6.2: Tableau récapitulatif du ferrailage du caisson.

Niveau :	-19.45m à - 15.6m	-15.6m à -11.6m	-11.6m à -7.6m	-7.6m à - 3.6m	-3.6m à +0.8
$p(t/m^2) =$	23.12	14.35	8.24	5.25	
$T(t/m) =$	167.62	104.04	59.74	38.06	
$A_{su}(cm^2) =$	65.06	40.38	23.18	14.77	
$A_{ss}(cm^2) =$	101.600	63.06	36.21	23.07	
$A_{sb}(cm^2) =$	31.5	31.5	31.5	31.5	
$A_s(cm^2) =$	101.600	63.060	36.210	31.500	31.500
	22 ϕ 25	14 ϕ 25	12 ϕ 20	16 ϕ 16	16 ϕ 16
$St(m)$	0.35	0.55	0.65	0.5	0.5

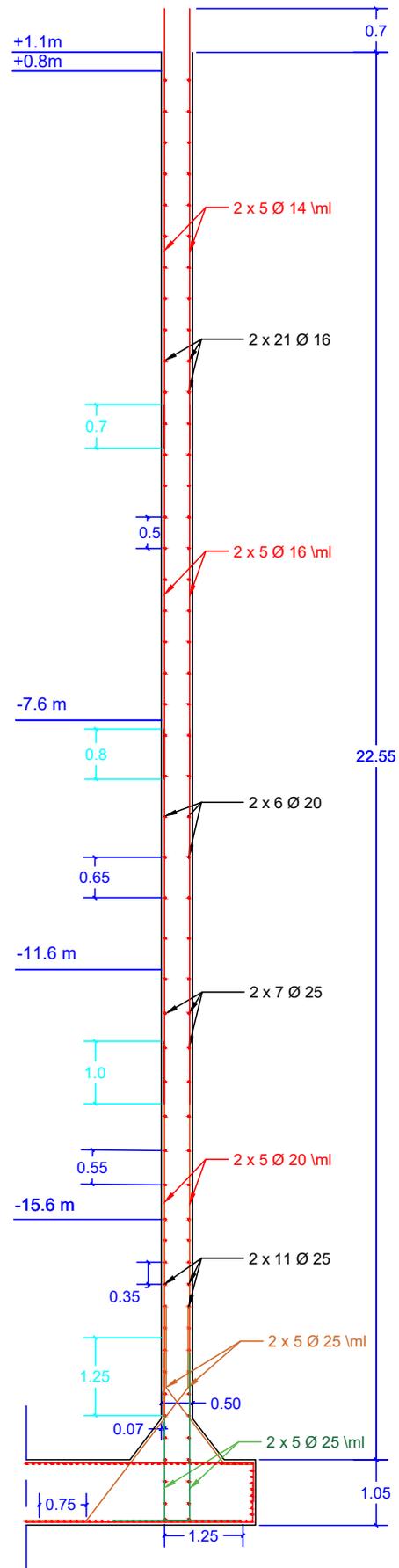


FIGURE 6.2: Schéma récapitulatif du ferrailage de la paroi verticale.

6.2 Calcul du Radier :

Le caisson est supposé être mis en place par flottation. Nous avons supposé que le radier a une forme circulaire pour la faciliter du calcul, donc le radier sera soumis à deux types d'efforts :

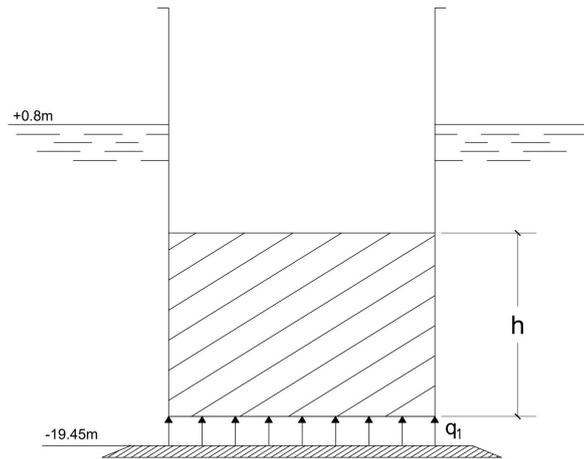


FIGURE 6.3: Schéma de pose de caisson.

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

6.2.1 Flexion due à la Pression Hydrostatique :

Le caisson terminé est transporté et mis en place par flottation. Un ballast solide assure la stabilité à la flottation.

La mise en place s'effectue par remplissage.

On peut considérer que le caisson est mis en place au niveau moyen +0.6m avec 7m de ballast et qu'à ce moment s'exerce sous le radier une pression p égale à :

$$P = (20.50 + 0.6) * 1.03 - 7.5 * 1 - 1.05 * 1.5 = 12.658t/m^2 \quad (6.3)$$

Considérons, ce qui est le plus défavorable, que le radier est simplement appuyé sur le contour de l'anneau.

L'ouvrage de A. Pucher "surfaces d'influence sur dalles élastiques " (d'après BAEL 91 [16]) donne la valeur du moment de flexion en chaque point de la dalle. Dans le cas d'une dalle circulaire de rayon 'r', simplement appuyée sur contour, le moment de flexion au centre vaut :

TABLE 6.3: La Nuance des aciers.

Nuance	FeE235		FeE400		FeE500	
	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$
f_e/γ_s	235	204	400	348	500	435
ε_{es} (%)	1,175	1,02	2,00	1,74	2,5	2,175
α_1	0,749	0,774	0,636	0,668	0,583	0,617
μ_1	0,420	0,427	0,379	0,392	0,358	0,372

D'après le tableau 6.3, Nous avons choisir la nuance d'acier : $FeE400$

$$M = \mu pr^2$$

$$\mu_{ab} = 0.392$$

$$M = 0.392 * 12.658 * (7.25)^2$$

$$M = 260.8t.m = 2.608MN.m$$

$$\mu_u = \frac{M}{b*d^2*\sigma_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{2.608}{1*0.98^2*18.13} = 0.150$$

$$\mu_u \leq \mu_l = 0,392$$

La section est à armatures simple : $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.204$

$$z = 0.98 * (1 - 0.4\alpha) = 0.90m$$

Section d'acier nécessaire :

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.608}{0.90 \cdot 348} = 83.26 \text{cm}^2$$

$$A = 83.47 \text{cm}^2 \text{ Soit } 17\phi 25/\text{ml}$$

6.2.2 Flexion due au moment d'encastrement :

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

- ✓ Le radier est supposé indéformable.
- ✓ La valeur approchée du moment d'encastrement à la base vaut :

$$M = \frac{pre}{\sqrt{12}}$$

$$P = 23.12 \text{t/m}^2. \quad r = 7.25 \text{m}. \quad e = 0.5 \text{m}.$$

$$M = \frac{pre}{\sqrt{12}} = 24.193 \text{t} \cdot \text{m}$$

Section d'aciers au niveau de l'encastrement anneau - radier :

$$A = \frac{M}{0.807 \times e \times \sigma_a} + \frac{T}{2\sigma_a}$$

$$A = \frac{24193}{0.807 \times 0.5 \times 3478} + \frac{23120 \times 7.25}{2 \times 3478} = 17.23 + 24.09 = 41.32 \text{cm}^2$$

$$A = 41.32 \text{cm}^2 \text{ Soit } 10\phi 25 (49.09 \text{cm}^2) \text{ par ml}.$$

- ✓ **Schéma Récapitulatif** : La figure 6.4

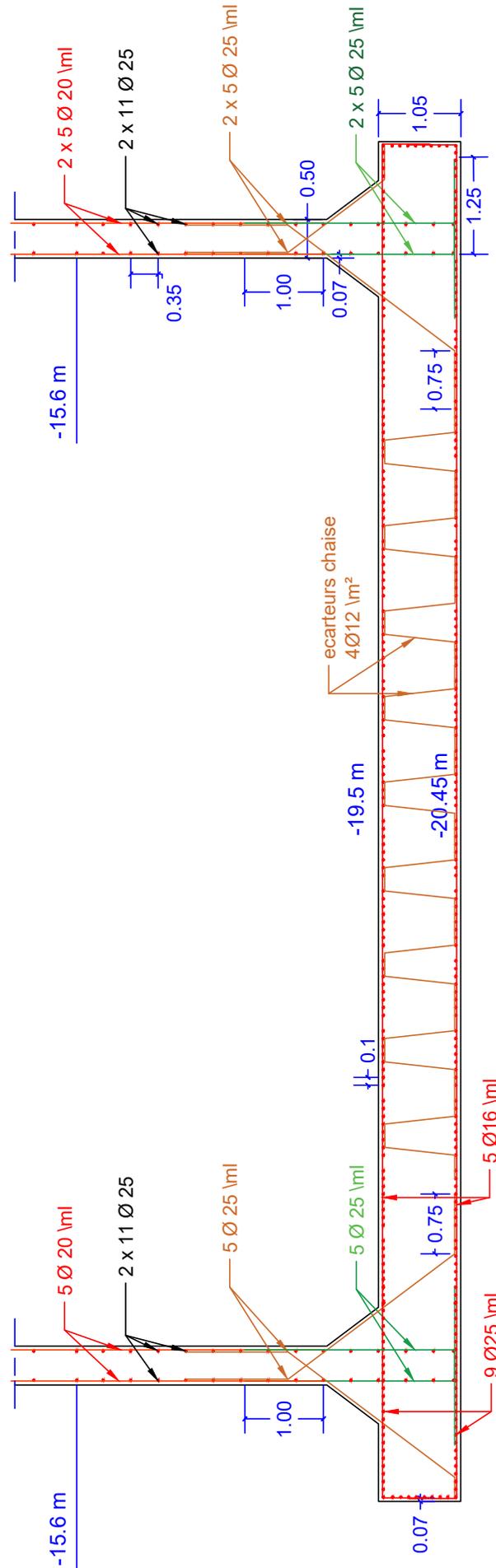


FIGURE 6.4: Schéma récapitulatif du ferrailage de Radier.

6.3 Conclusion :

Ce chapitre expose principalement une méthode Analytique du ferrailage des structures massifs de forme cylindrique telle que la structure de quai et cette étude est basée sur la théorie de calcul des silos cylindriques proposée par le LEM et le calcul des ferrailages est basé sur le règlement de calcul de Béton Armé au États Limites.

Nous avons remarqué que la structure de quai après le dimensionnement de ses différents éléments a présenté une stabilité d'ensemble satisfaisante.

Après le calcul des ferrailages, nous avons fait des schémas récapitulatifs des parois verticaux et le radier selon les exigences de marché et la mise en œuvre.

7

Calcul Numériques du Ferrailage

7.1 Modélisation de la Structure du Caisson :

7.1.1 Insertion de la structure dans le ROBOT :

Nous allons entrer les dimensions de notre structure de caisson dans le logiciel de calcul numérique 'ROBOT Structural Analysis'. On obtiendra la structure comme elle est indiquée" dans la figure 7.1 ci-après. La structure est subdivisée en des tranches égales ($4 \times 4m + 4.55m$) pour économiser la section de ferrailage.

Nous allons subdivisé le caisson en deux parties égales (côté mer et cote bassin) car dans chaque partie, on peut indépendamment appliquer leurs charges correspondantes au milieu pour qu'en puisse appliquer les charges de chaque côté seul.

(La charge de la houle concerne le côté mer et la charge hydrostatique concerne le côté bassin).

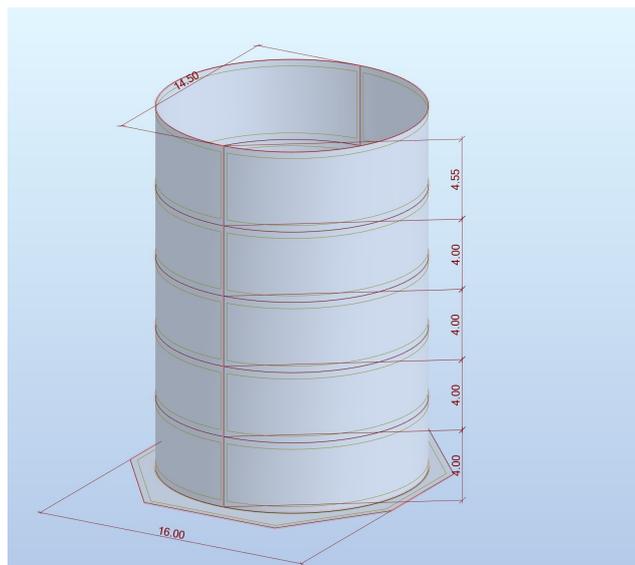
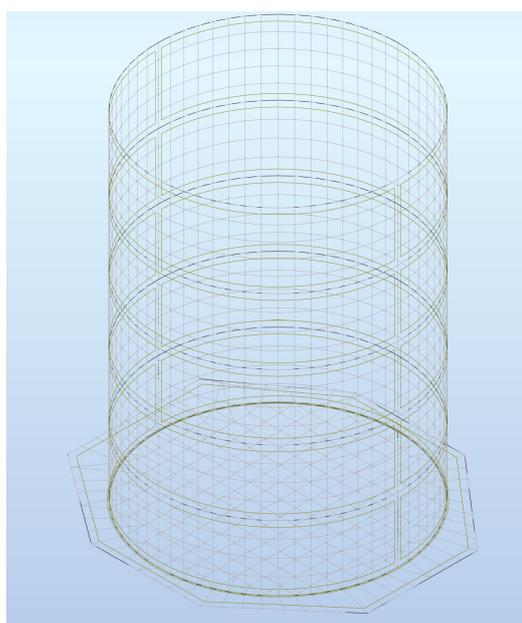
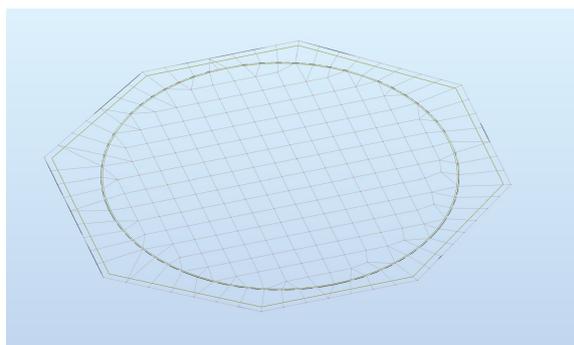


FIGURE 7.1: Schéma de la Structure dans le logiciel ROBOT.

Nous avons obtenu un bon maillage pour la structure radier et les paroi du caisson.



(a) Maillage du caisson.



(b) Maillage du radier.

FIGURE 7.2: Le Maillage de la structure du caisson.

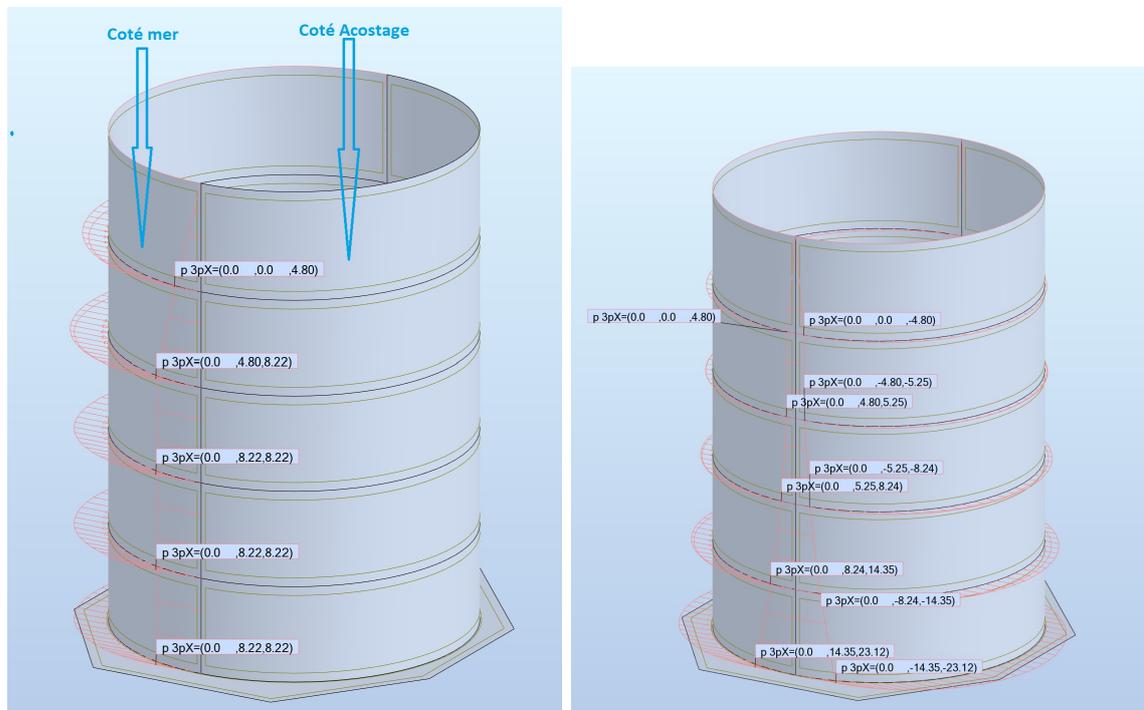
7.1.2 L'insertion et l'application des Charges :

7.1.2.1 La Force de la Houle :

La charge de la houle s'applique sur le côté mer seulement. Comme elle est indiquée dans la figure 7.3a.

7.1.2.2 La Poussée du Sol :

la poussée du sol s'applique sur les parois verticales du caisson, figure 7.3b, et leurs valeurs sont les valeurs de $P(enveloppe)[t/m^2]$ indiquée dans le tableaux 5.2.



(a) L'application de la force de la houle.

(b) La poussée du sol.

FIGURE 7.3: La force de la houle et la poussée du sol.

7.1.2.3 La Surcharge :

Surcharge uniforme égale à $q = 2t/m^2$ voir figure 7.4a.

7.1.2.4 Pression Due au Poids Propre des Remblais :

La pression due au poids propres du remblai est égale au poids de remblai sur la surface appliquée :

$$pp = \frac{3123.358}{\pi \times 7.25^2} = 20.30t/m^2$$

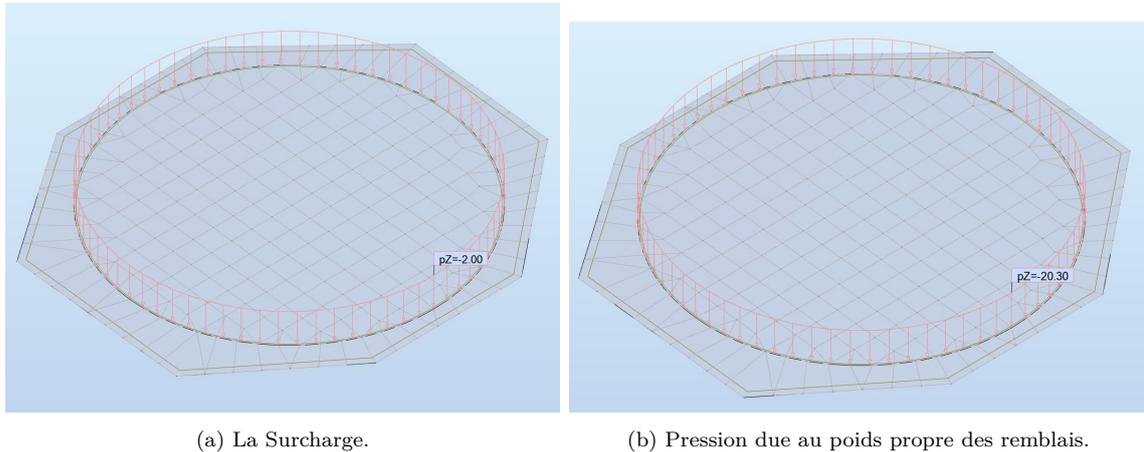


FIGURE 7.4: La surcharge et la pression due au poids propres des remblais.

7.1.2.5 Les Conditions d'appui :

Le sol a été modélisé comme des appuis élastiques avec une masse volumiques $8000t/m^3$ est une donnée de base. (voir figure 7.5)

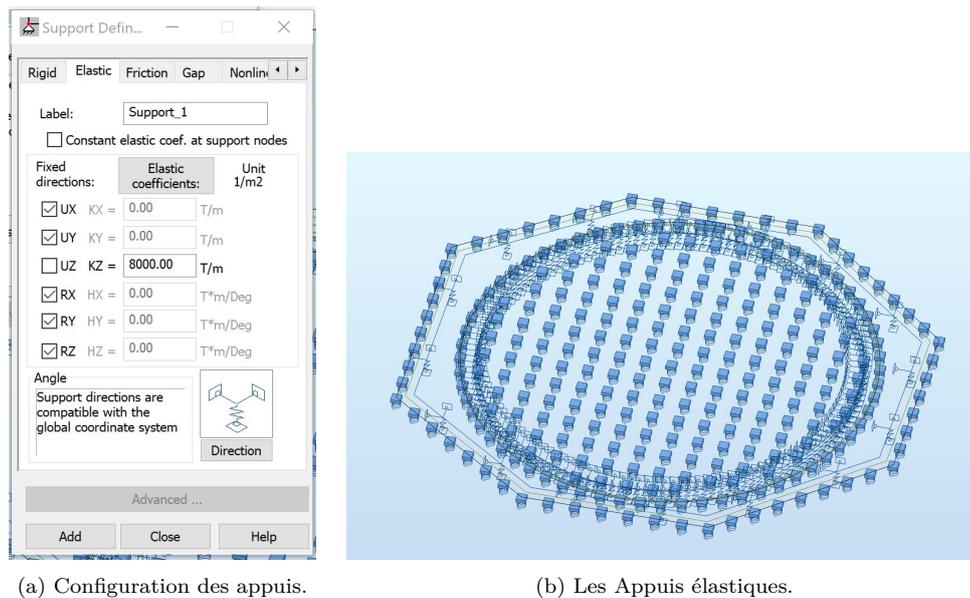


FIGURE 7.5: Les conditions d'appuis.

7.1.3 Les Combinaisons des Charges :

✓ À E.L.S :

- × E.L.S 1= poids propres + poids propre du remblai + poussée du sol
- × E.L.S 2= poids propres + poids propre du remblai + poussée du sol + Surcharge + force de la houle

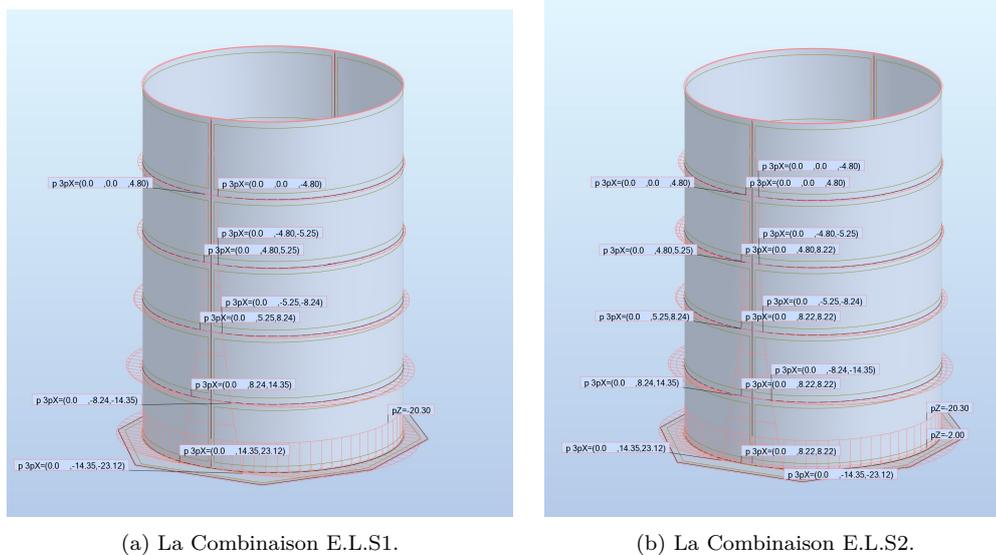


FIGURE 7.6: Combinaison E.L.S.

✓ À E.L.U :

- × E.L.U 1 = $1.35 \times [\text{poids propres} + \text{poids propre du remblai} + \text{poussée du sol}] + 1.5 \times [\text{Surcharge}]$
- × E.L.U 2= $1.35 \times [\text{poids propres} + \text{poids propre du remblai} + \text{poussée du sol}] + 1.5 \times [\text{Surcharge} + \text{force de la houle}]$

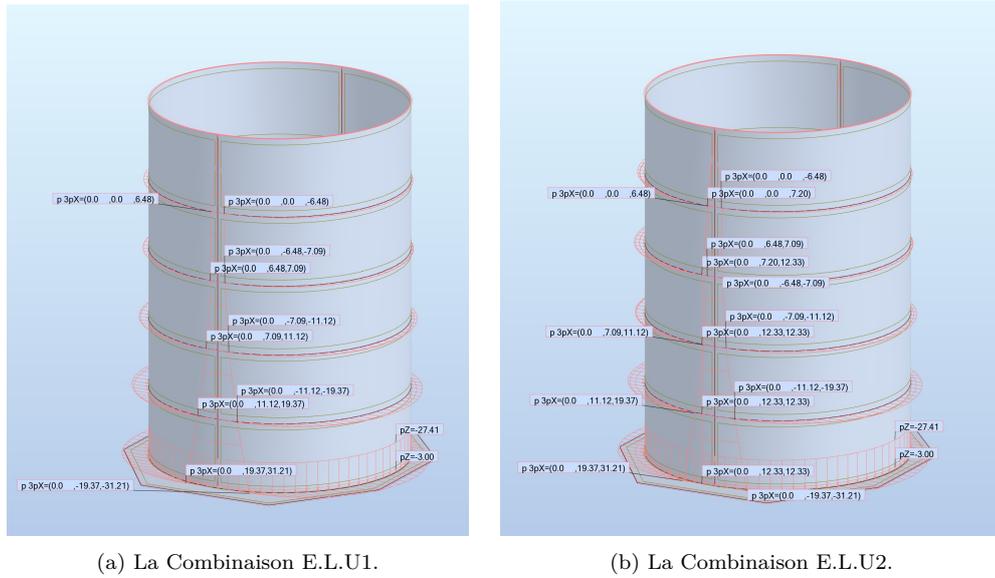


FIGURE 7.7: La Combinaison E.L.U.

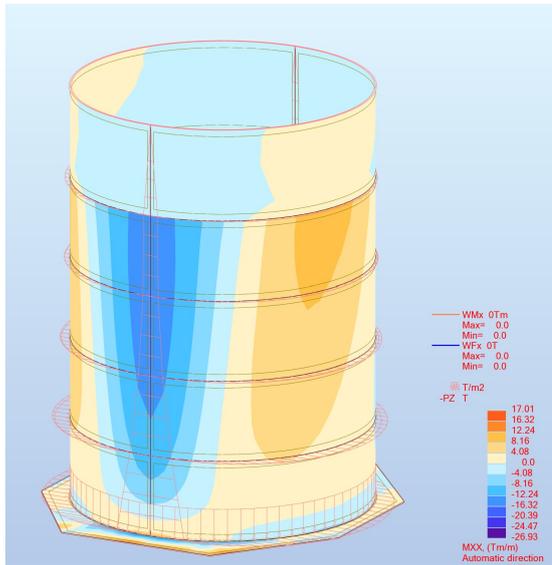
7.1.4 Les Résultats des Moments et les Efforts Tranchant :

Nous avons modélisé la structure de caisson dans le ROBOT pour voir les sections les plus sollicitées. Nous n'avons pas pris en considération la force du séisme dans la modélisation, parce que :

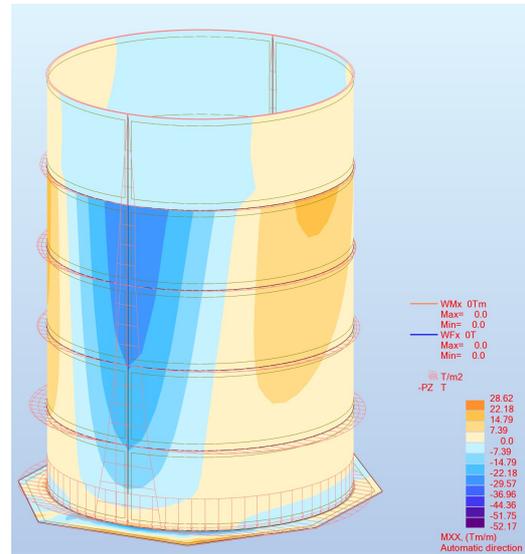
Par manque de temps, nous avons fait juste une initiation dans le logiciel ROBOT pour maîtriser l'aspect numérique.

7.1.4.1 Résultats des moments :

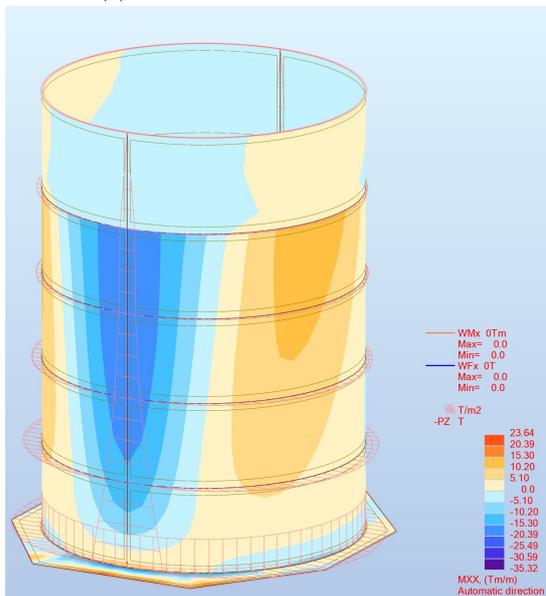
✓ Par rapport à X :(voir figure 7.8)



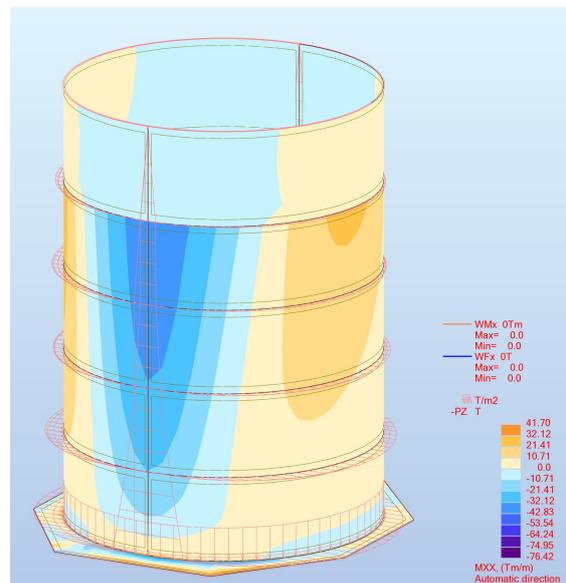
(a) Moment due au combinaison E.L.S1.



(b) Moment due au combinaison E.L.S2.



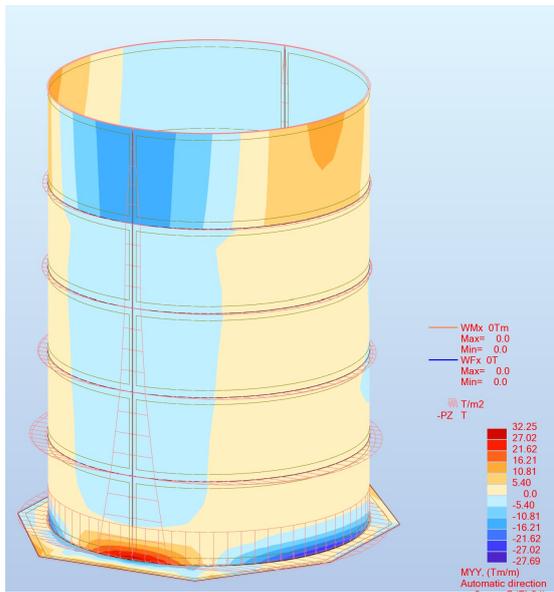
(c) Moment due au combinaison E.L.U1.



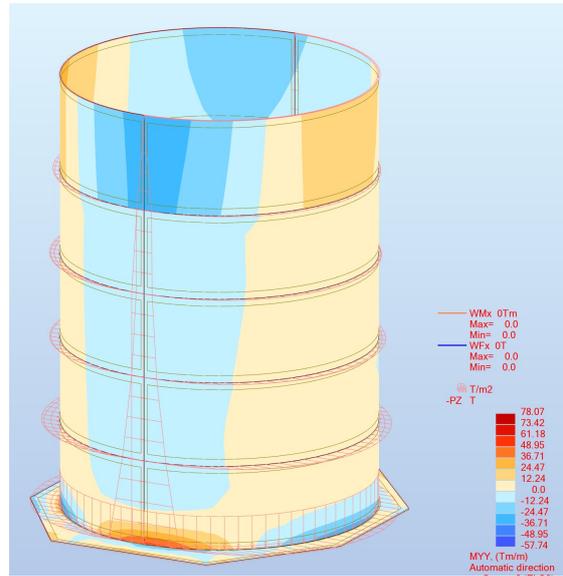
(d) Moment due au combinaison E.L.U2.

FIGURE 7.8: Résultats des moments par rapport à X.

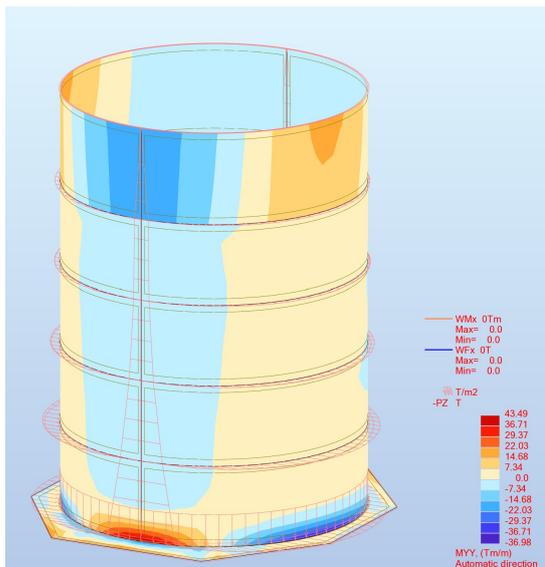
✓ Par rapport à Y :(voir figure 7.9)



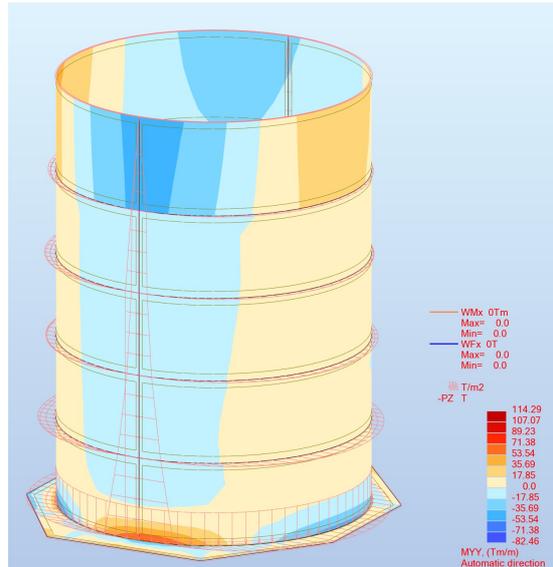
(a) Moment due au combinaison E.L.S1.



(b) Moment due au combinaison E.L.S2.



(c) Moment due au combinaison E.L.U1.

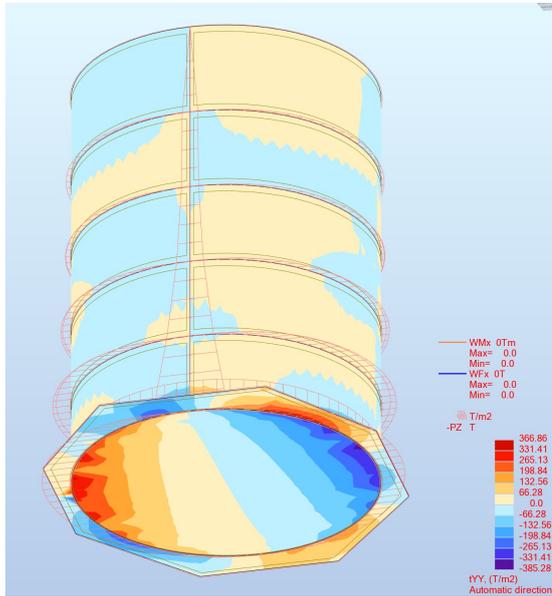


(d) Moment due au combinaison E.L.U2.

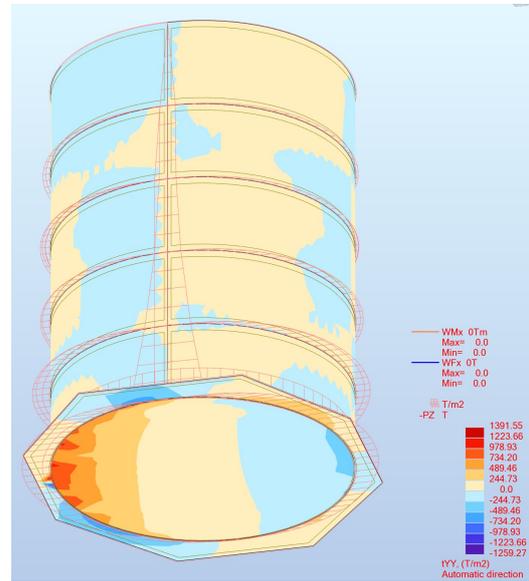
FIGURE 7.9: Résultats des moments par rapport à Y.

7.1.4.2 Résultats des Efforts Tranchant :

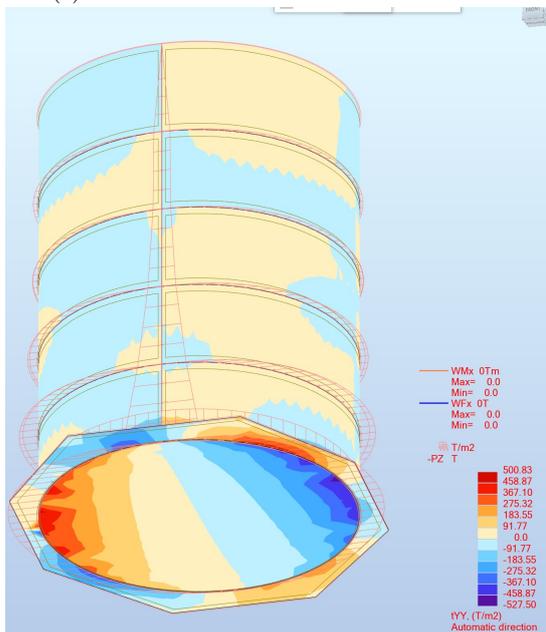
✓ Par rapport à Y :(voir figure 7.10)



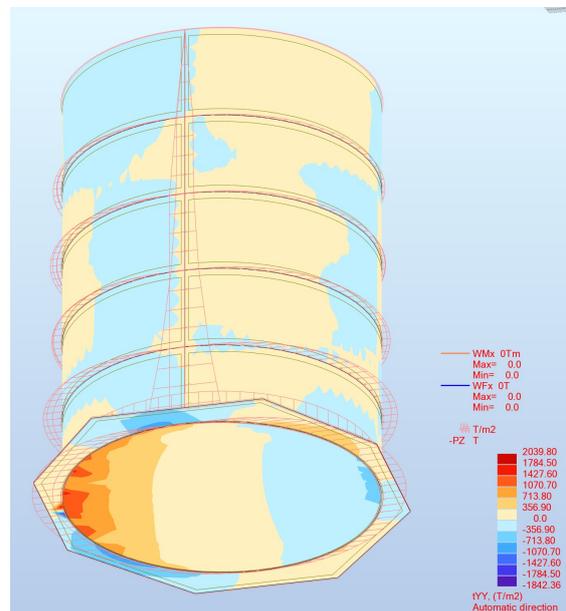
(a) Efforts Tranchant due au combinaison E.L.S1.



(b) Efforts Tranchant due au combinaison E.L.S2.



(c) Efforts Tranchant due au combinaison E.L.U1.



(d) Efforts Tranchant due au combinaison E.L.U2.

FIGURE 7.10: Résultats des Efforts Tranchant par rapport à Y.

7.1.4.3 Résultats et discussion :

Ces figures nous permettent de voir plus clairement les sections les plus sollicitées qu'on doit bien renforcer. Pour les moments par rapport à X, nous avons obtenu ces moments maximum à gauche dans la figure 7.8 en couleurs bleu et rouge, et dans les encastremets.

- ELS $Moment_{max} = -52t \cdot m$.
- ELU $Moment_{max} = -76t \cdot m$.

Idem par rapport à Y, nous avons obtenu ces moments maximaux d'après l'analyse du ROBOT. Donc les valeurs extrêmes de ces moments sont au niveaux de l'encastrement dans la figure 7.9 en couleurs bleu et rouge.

- ELS $Moment_{max} = 78t \cdot m$.
- ELU $Moment_{max} = 114t \cdot m$.

D'après cette analyse, nous avons conclu que les moments par rapport à Y sont plus grand que les moments par rapport à X.

7.1.5 Détermination du Ferrailage avec ROBOT Expert :

7.1.5.1 Ferrailage du paroi vertical :

La section du paroi verticale travaillant comme une section soumise à une traction simple.

- **Hypothèses :**

Béton : $f_{c28} = 32.0(MPa)$ et **Acier :** $f_e = 400.0(MPa)$

- × Fissuration très préjudiciable
- × Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- × Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

- **Section :**

- × $b = 50.0$ (cm)

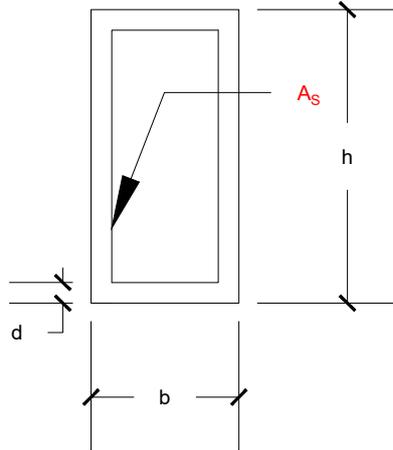


FIGURE 7.11: Section du traction simple.

× $h = 100.0$ (cm)

× $d = 7.0$ (cm)

✓ Niveau -19.45m à -15.6m :

◇ Forces :N (kN)

État Limite Ultime (fondamental) 2262.87

État Limite de Service 1676.20

État Limite Ultime (Accidentel) 0.00

◇ Résultats :

Acier :

Section théorique $A_s = 94.9(cm^2)$

Section minimum $A_{smin} = 31.5(cm^2)$

ρ_{min} minimum $\rho_{min} = 0.63$ (%)

◇ Analyse par Cas :

Cas ELU $N = 2262.87(kN)$

Contrainte de l'acier : $\sigma_s = 238.5(MPa)$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 1.19\text{‰}$

Cas ELS $N = 1676.20(kN)$

Contrainte de l'acier : $\sigma_s = 176.7(MPa)$

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{slim} = 176.7(MPa)$

✓ **Niveau -15.6m à -11.6m :**

◇ Forces :N (kN)

État Limite Ultime (fondamental) 1404.50

État Limite de Service 1040.38

État Limite Ultime (Accidentel) 0.00

◇ Résultats :

Acier :

Section théorique $A_s = 58.9(cm^2)$

Section minimum $A_{smin} = 31.5(cm^2)$

$\rho_{thé}$ théorique $\rho_{thé} = 1.77 (\%)$

ρ_{min} minimum $\rho_{min} = 0.63 (\%)$

◇ Analyse par Cas :

Cas ELU $N = 1404.50(kN)$

Contrainte de l'acier : $\sigma_s = 238.5(MPa)$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 1.19\text{‰}$

Cas ELS $N = 1040.38(kN)$

Contrainte de l'acier : $\sigma_s = 176.7(MPa)$

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{slim} = 176.7(MPa)$

✓ **Niveau -11.6m à -7.6m :**

◇ Forces :N (kN)

État Limite Ultime (fondamental) 806.49

État Limite de Service 597.40

État Limite Ultime (Accidentel) 0.00

◇ Résultats :

Acier :

Section théorique $A_s = 33.8(cm^2)$

Section minimum $A_{smin} = 31.5(cm^2)$

$\rho_{thé}$ théorique $\rho_{thé} = 1.01 (\text{‰})$

ρ_{min} minimum $\rho_{min} = 0.63 (\text{‰})$

◇ Analyse par Cas :

Cas ELU $N = 806.49(kN)$

Contrainte de l'acier : $\sigma_s = 238.5(MPa)$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 1.19\%$

Cas ELS $N = 597.40(kN)$

Contrainte de l'acier : $\sigma_s = 176.7(MPa)$

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{slim} = 176.7(MPa)$

✓ **Niveau -7.6m à +1.1 :**

◇ Forces :N (kN)

État Limite Ultime (fondamental) 513.84

État Limite de Service 380.63

État Limite Ultime (Accidentel) 0.00

◇ Résultats :

Acier :

Section théorique $A_s = 31.5(cm^2)$

Section minimum $A_{smin} = 31.5(cm^2)$

$\rho_{thé}$ théorique $\rho_{thé} = 0.95 (\%)$

ρ_{min} minimum $\rho_{min} = 0.63 (\%)$

◇ Analyse par Cas :

Cas ELU $N = 513.84(kN)$

Contrainte de l'acier : $\sigma_s = 163.1(MPa)$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0.82\text{‰}$

Cas ELS $N = 380.63(kN)$

Contrainte de l'acier : $\sigma_s = 120.8(MPa)$

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{lim} = 176.7(MPa)$

7.1.5.2 Flexion due au moment d'encastrement avec Expert :

Dans l'encastrement la section du paroi est considéré comme une poutre avec un moment d'encastrement qu'est calculé.

- **Hypothèses :**

Béton : $f_{c28} = 32.0(MPa)$ et **Acier :** $f_e = 400.0(MPa)$

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

- **Section :**

- × $b = 50.0$ (cm)
- × $h = 100.0$ (cm)
- × $d_1 = 7.0(cm)$
- × $d_2 = 7.0(cm)$

- **Moments appliqués :**

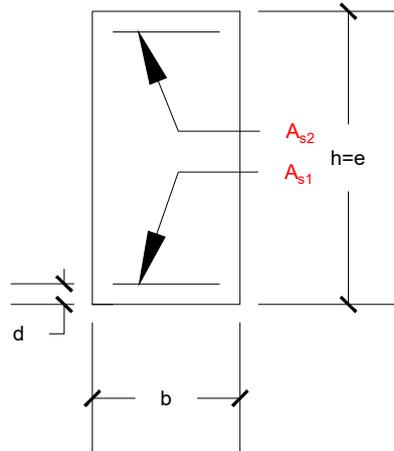


FIGURE 7.12: Section du flexion due au moment d'encastrement.

	$M_{max}(kNm)$	$M_{min}(kNm)$
État Limite Ultime (fondamental)	241.93	0.00
État Limite de Service	241.93	0.00
État Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

◇ Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 38.4(cm^2)$

Section minimum $A_{smin} = 3.4(cm^2)$

$\rho_{thé}$ théorique $\rho_{thé} = 1.79 (\%)$

ρ_{min} minimum $\rho_{min} = 0.16 (\%)$

◇ Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{max} = 241.93(kN \cdot m)$	$M_{min} = 0.00(kN \cdot m)$
Coefficient de sécurité :	1.97	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 18.4$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 35.6$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3.50\%$	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_b = 4.68\%$	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 347.8(MPa)$	
Cas ELS	$M_{max} = 241.93(kN \cdot m)$	$M_{min} = 0.00(kN \cdot m)$
Coefficient de sécurité :	1.00	
Position de l'axe neutre :	$y = 22.0$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 35.7$ (cm)	
Contrainte maximum du béton :	$\sigma_b = 12.3(MPa)$	
Contrainte limite :	$0,6f_{cj} = 19.2(MPa)$	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 176.7(MPa)$	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{slim} = 176.7(MPa)$	

7.1.5.3 Flexion due a la pression hydrostatique :

- **Hypothèses :**

Béton : $f_{c28} = 32.0(MPa)$ et **Acier :** $f_e = 400.0(MPa)$

× Fissuration très préjudiciable.

× Prise en compte des armatures comprimées.

× Pas de prise en compte des dispositions sismiques.

× Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

• **Section :**

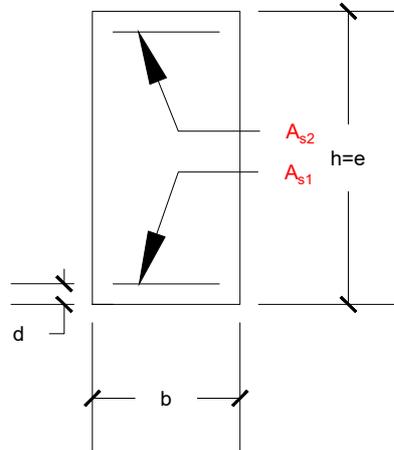


FIGURE 7.13: Section du flexion due a la pression hydrostatique.

× $b = 100.0$ (cm)

× $h = 105.0$ (cm)

× $d_1 = 7.0$ (cm)

× $d_2 = 7.0$ (cm)

• Moments appliqués :

	$M_{max}(kNm)$	$M_{min}(kNm)$
État Limite Ultime (fondamental)	2608.00	0.00
État Limite de Service	2608.00	0.00
État Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

◇ Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 83.3(\text{cm}^2)$

Section minimum $A_{smin} = 13.1(\text{cm}^2)$

$\rho_{thé}$ théorique $\rho_{thé} = 0.85 (\%)$

ρ_{min} minimum $\rho_{min} = 0.13 (\%)$

◇ Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 2608.00(\text{kN} \cdot \text{m})$ $M_{min} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 20.0 (\text{cm})$

Bras de levier : $Z = 90.0 (\text{cm})$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2.56\%$

Déformation de l'acier : $\epsilon_b = 10.00\%$

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 347.8(\text{MPa})$

7.2 Comparaison des Résultats Analytiques avec les Résultats Numériques :

Le ferrailage analytique et le ferrailage numérique avec expert sont basés sur des formules exactes du BAEL 91[16]. Nous avons fait un tableau récapitulatif entre les deux méthodes :

D'après ce tableau qui représente une étude comparative entre les deux méthodes analytique et numérique, on voit bien que le ferrailage analytique est légèrement supérieur à celui du ferrailage numérique, c'est dû à :

Nous avons utilisé des valeurs arrondies supérieures dans le processus de calcul analytique de ferrailage par contre logiciel font des calculs exacts.

Dans le niveau -7,6 au +1,1 les valeurs sont les mêmes parce que la condition de non-fragilité qui vérifie le ferrailage, et elle ne dépend que de la géométrie de la section du béton, leur class et la nuance des aciers utilisés.

TABLE 7.1: Ferrailage des parois.

		Les parois de caisson			
Méthodes	niveau	-19,45m au -15,6m	-15,6m au -11,6m	-11,6m au -07,6m	-07,6m au +01,1m
Numérique	$As(cm^2)$	94,9	58,9	33,8	31,5
Analytique	$As(cm^2)$	101,6	63,06	36,21	31,5

TABLE 7.2: Ferrailage du Radier.

		Le radier de caisson	
Méthodes	niveau	Flexion due au moment d'encastrement	Flexion due à la Pression Hydrostatique
Numérique	$As(cm^2)$	38,4	83,3
Analytique	$As(cm^2)$	41.32	83,47

7.3 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait une initiation sur l'outil numérique dans le calcul des structures telles que les structures cylindriques et nous avons amélioré nos connaissances sur ces outils, qui ont une exigence très forte sur le marché de travail actuel.

Finalement, il est donc nécessaire d'avoir une main-d'œuvre hautement qualifiée lors de la réalisation et nécessite des précautions à prendre afin de garantir la qualité

et la stabilité de l'ouvrage. De plus, ces ouvrages nécessitent un entretien et un suivi afin de garantir une circulation sécuritaire d'une part et d'autre part prolonger la durée de vie de l'ouvrage.

Conclusion Générale

Cette étude a été effectuée pendant la période de stage de fin de cycle. Elle a abouti, entre autres, à la mise en place d'une variante d'existence d'un port minéralier de la zone de Béthioua à Oran et le dimensionnement des différents ouvrages qui s'y sont inclus. La concrétisation de cette étude a suivi les étapes suivantes :

- ✓ Recherche bibliographie sur les généralités des ports maritimes.
- ✓ La collecte et l'analyse des données.
- ✓ Calculs et présentations des différentes charges. Vérification de la stabilité d'ensemble du quai.
- ✓ Calcul analytique du ferrailage.
- ✓ Modélisation de la structure de quai avec ROBOT.
- ✓ Calculs numériques du ferrailage avec ROBOT Expert.

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

Les Références Bibliographiques

- [1] Wikipédia. les ports. [en ligne]. [consulter en mars 2020]. Disponible sur <https://fr.wikipedia.org/wiki/Port>.
- [2] Techniques de l'ingénieur. définition et rôle des ports maritimes. [en ligne]. [consulter en avril 2020]. disponible sur <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/ingenierie-des-transports-th14/infrastructures-environnement-et-transport-par-voie-d-eau-42617210/principes-d-implantation-et-d-amenagement-des-ports-maritimes-c4630/definition-et-role-des-ports-maritimes-c4630v2niv10001.html>.
- [3] cours de ports, quais, digues, accostage et ouvrages maritimes procédés généraux de construction 2.pdf.
- [4] blogspot. ouvrages de protection. [en ligne]. [consulter en avril 2020]. Disponible sur <http://forum-btp.blogspot.com/2016/05/ouvrages-de-protection.html>.
- [5] Wikipédia. les plan d'eau. [en ligne]. [consulter en mars 2020]. Disponible sur https://fr.wikipedia.org/wiki/Plan_d%27eau.
- [6] Hafid TABET. *Ouvrages d'accostage 0405.pdf | Séminaire sur la maintenance des infrastructures portuaires LEM, 10-11 avril 2005-Alger.*
- [7] MEBARKI Abdellatif & ZITOUN Youcef . *Étude d'extension du port de pêche de Khemisti wilaya de Tipaza. [Projet de Fin d'étude]. Génie civil :université de Bejaia .L'année de soutenance 2015/2016. [consulter en 15Mars 2020].*
- [8] Wikipédia. mer. [en ligne]. [consulter en avril 2020]. Disponible sur <https://fr.wikipedia.org/wiki/Mer>.
- [9] hmf.enseeiht. *Introduction aux phénomènes de propagation et de déferlement de la houle.[cours en ligne].[Consulter 4 Avril 2020].* Disponible sur <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD0001/travaux/optsee/bei/3/g30/theorie.htm>.

- [10] Ifermer environnement. la houle, le clapot et la "mer de vent". [en ligne]. [consulter en mars 2020]. Disponible sur https://www.researchgate.net/publication/319244149_Regles_Parasismiques_Algeriennes_RPA_99Version_2003_pour_les_Structures_de_Batiments_en_Beton_Arme_Interpretations_et_Propositions.
- [11] ZORKANI Mohammed. diffraction – radiation par un pieux énergétique, réfraction , diffraction et réflexion des ondes résonance portuaire les théories des caustiques et tsunamis. Disponible sur <https://civilengineering725.files.wordpress.com/2016/10/ch02.pdf>.
- [12] Wikipédia. la marée. [en ligne]. [consulter en mars 2020]. Disponible sur <https://fr.wikipedia.org/wiki/Mar%C3%A9e>.
- [13] Wikipédia. le courant marin. [en ligne]. [consulter en mars 2020]. Disponible sur https://fr.wikipedia.org/wiki/Courant_marin.
- [14] Ministère de l'habitat . Règles parasismiques algériennes rpa 99/version 2003. Disponible sur <https://en.calameo.com/books/000175635db01a40ef775>.
- [15] Ministère des travaux publics. Règles para-sismique applicable au domaine des ouvrages d'art, rpoa 2008. Disponible sur <https://fr.slideshare.net/mmsbh/rpoa>.
- [16] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Disponible sur <http://www.sodibet.com/telechargement/BAEL%2091%20R%2099.pdf>.

Les Annexes

A

Les Épreuves de Sondage .

Voilà Deux exemplaires de coupe en colonne de sondage pour les pieux SG03 et SG07, sont présenter dans les figures A.2 et A.3 respectivement.

- ◇ **SG01, SG03, SG05, SG06, SG07** : Sondage dans le digue.
- ◇ **ZT01 et ZT02** : Sondage dans l'espace qu'on va dragué.

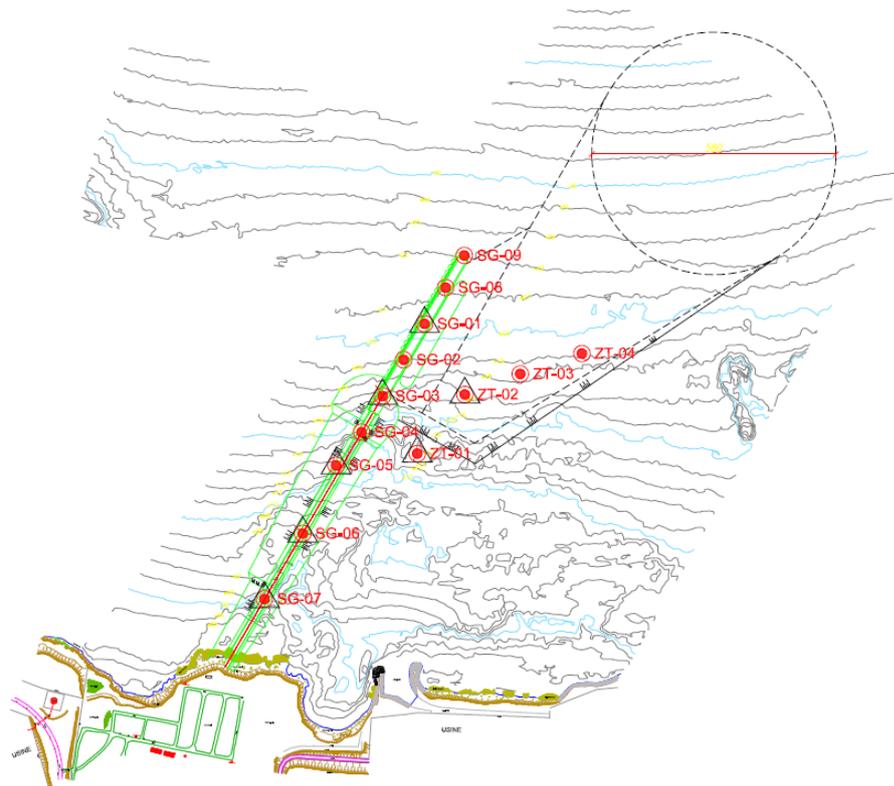


FIGURE A.1: Implantation des sondages.

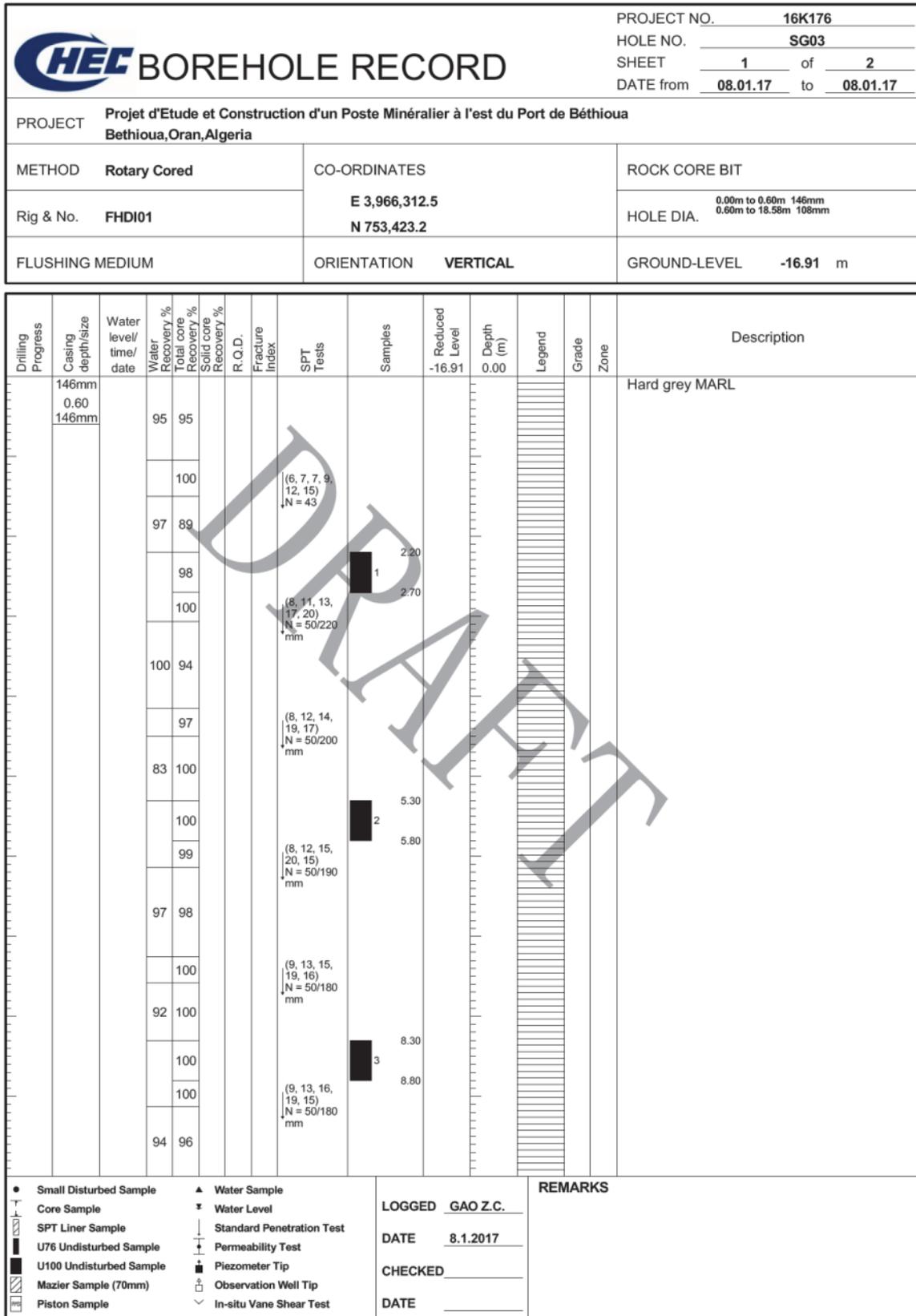


FIGURE A.2: Coupe en colonne de sondage pour SG03 projet.

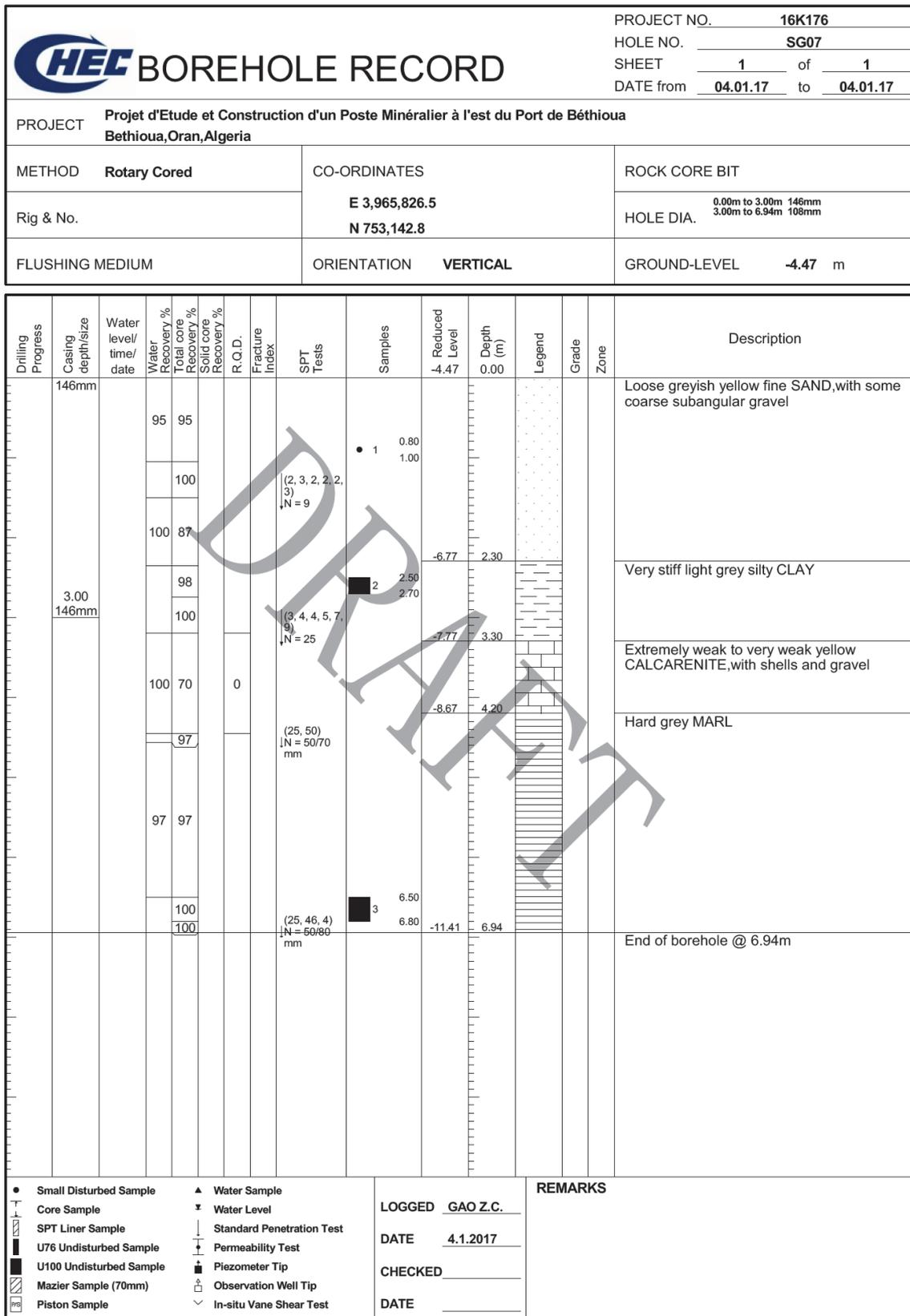


FIGURE A.3: Coupe en colonne des sondage SG07 du projet.

B

Normes de Conception et les Guides d'étude .

Dans l'étude du projet, les spécifications techniques applicables comprennent mais d'une manière non exhaustive les normes et les guides suivants :

TABLE B.1: Normes de conception.

Références	Titre
BS EN 1990 :2002	Eurocode 0 : Base de calcul des structures
BS EN 1991-1-1 :2002	Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-1 : Actions générales - Densités, charge morte, charges appliquées pour les bâtiments
BS EN 1992-1-1 : 2004	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
BS EN 1997-1 : 2004	Eurocode 7 : Calcul géotechnique Partie 1 : Règles générales
BS EN 1998-1 :2004	Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments
BS EN 1998-5 :2004	Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5 : Fondations, ouvrages de retenue et géotechnique
BS 6349-1-1 : 2013	Travaux maritimes - Partie 1-1 : Généralités- Règles de l'art pour la planification et la conception des opérations

BS 6349-1-3 : 2012	Travaux maritimes - Partie 1-3 : Généralités- Règles de l'art pour l'étude géotechnique
BS 6349-1-4 : 2013	Travaux maritimes - Partie 1-4 : Généralités- Règles de l'art pour les matériaux
BS 6349-2 :2010	Travaux maritimes - Partie 2 : Règles de l'art pour la conception des murs de quai, jetées et bollards
BS 6349-4 : 2014	Travaux maritimes - Partie 4 : Règles de l'art pour la conception des systèmes de défense et d'amarrage
BS EN 206 :2013	Concrete - Specification, performance, production and conformity
BS6031 : 2009	Règles de l'art pour le terrassement
BS 8500 : 2015	Béton - Norme britannique complémentaire à BS EN 206-1

TABLE B.2: Guides de conception.

Références	Titre
RPA 99 / 2003	RÈGLES PARA-SISMIQUES ALGÉRIENNES, VERSION 2003
EAU 2004	Recommandations du comité pour les ouvrages au bord de mer, les ports et les cours d'eau
CIRIA/CUR Rapport 154	Publication spéciale 83 de CIRIA - Manuel d'utilisation de pierres dans l'ingénierie côtière et littorale
Thoresen	Manuel du concepteur de port : Recommandations et instructions
CIRIA C683	Manuel de Pierres, Utilisation de pierres dans l'ingénierie hydraulique (2 ^{ème} édition), 2007

OCDI 2009	Institut japonais de développement de la zone côtière d'outre-mer : Spécifications techniques et instructions pour les installations portuaires au Japon 2009
ROM 0.5-05	Propositions géotechniques pour l'étude des travaux maritimes et portuaires, Janvier 2008
PIANC	Instructions pour la conception des systèmes de défense, 2002
	Instructions d'étude sismique pour les ouvrages portuaires 2006
	Rapport N180-2015 de PIANC Instructions pour la protection des ouvrages d'accostage contre l'affouillement causé par les navires
Eurotop	Eurotop-Déversement d'onde par les protections contre la mer et ouvrages connexes : Manuel d'évaluation, 2008
Braja M.Das	Principes de l'ingénierie géotechnique (5 ^{ème} édition), 2006

C

Les Plans de la Structure Générale du Quai

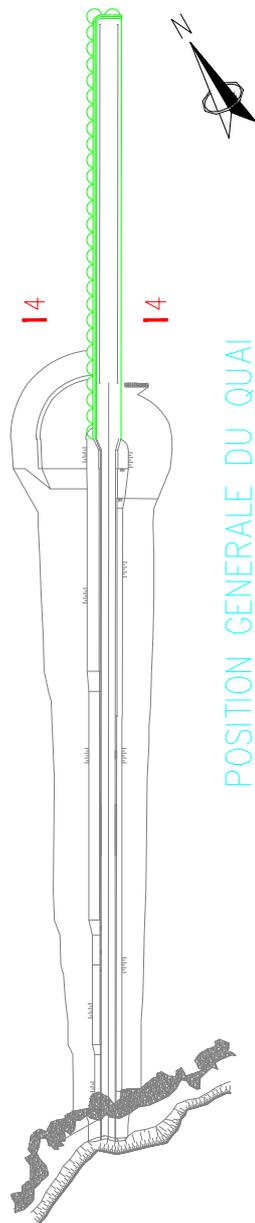


FIGURE C.1: Position Générale du Quai.

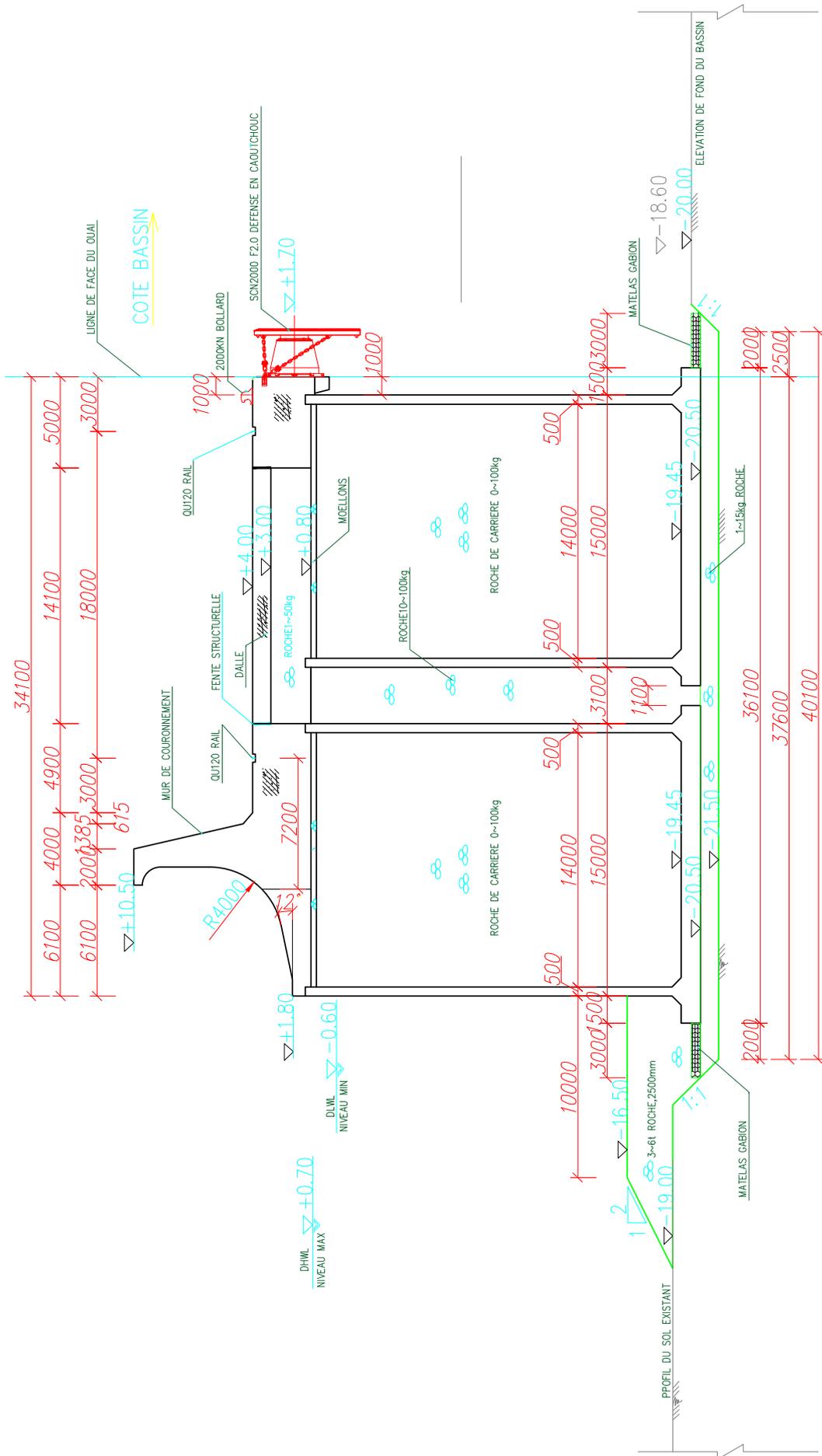
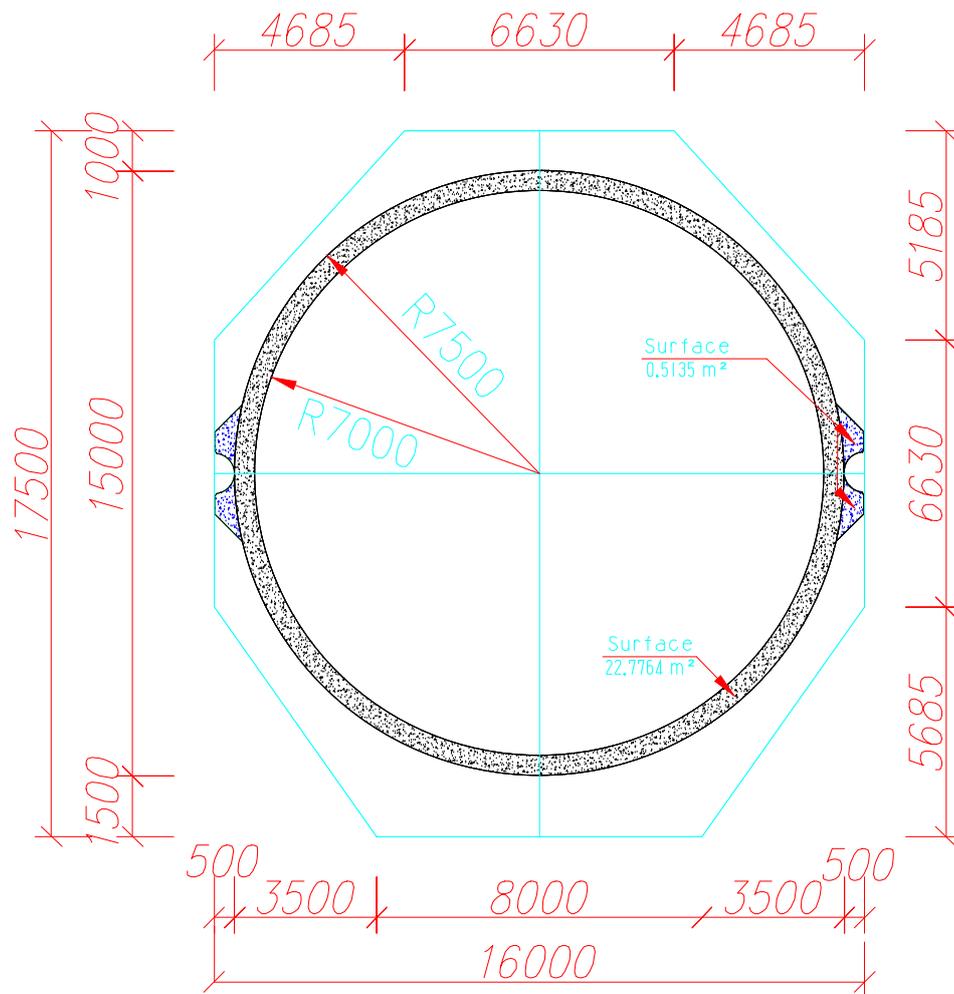


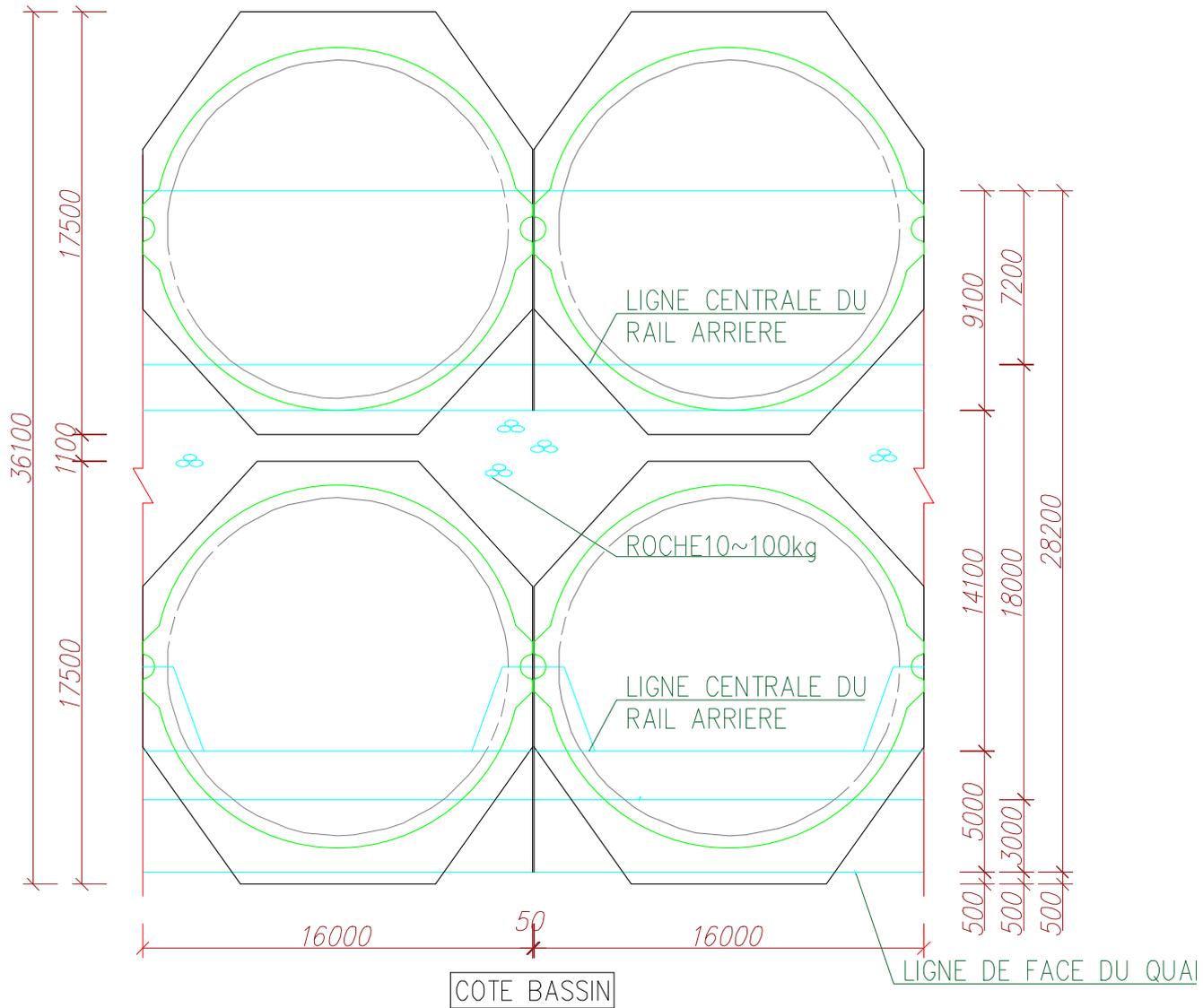
FIGURE C.2: Section Traçons générale du quai.

SECTION DU TRONCON GENERAL DU QUAI (4-4)



PLAN DE STRUCTURE DU CAISSON

FIGURE C.3: Plan de structure du caisson.



PLAN D'INSTALLATION DU CAISSON

FIGURE C.4: Plan de structure générale.