

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ DE LA DIGUE ET
L'AMÉLIORATION DU SOL D'ASSISE DU PORT
DJEN-DJEN

Présenté par **Ikram RAHMANI**

Soutenu publiquement le (26/06/2023)

Sous la direction de

Mme Hafida DJABALI-MOHABEDDINE

Mme Djamila CHERID

Composition du Jury

Président	M.B.K. BENZAOUZ	MC-A	ENP
Promotrices	Mme. H. DJABALI-MOHABEDDINE	MC-A	ENP
	Mme. D. CHERID	MC-A	ENP
Examineur	M.S. LAKEHAL	MC-B	ENP
Invité	M.A. SLIMANI	Ingénieur Expert	LEM

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ DE LA DIGUE ET
L'AMÉLIORATION DU SOL D'ASSISE DU PORT
DJEN-DJEN

Présenté par **Ikram RAHMANI**

Soutenu publiquement le (26/06/2023)

Sous la direction de

Mme Hafida DJABALI-MOHABEDDINE

Mme Djamila CHERID

Composition du Jury

Président	M.B. K. BENAZZOZ	MC-A	ENP
Promotrices	Mme. H. DJABALI-MOHABEDDINE	MC-A	ENP
	Mme. D. CHERID	MC-A	ENP
Examineur	M.S. LAKEHAL	MC-B	ENP
Invité	M.A. SLIMANI	Ingénieur Expert	LEM

تلخيص:

يقوم المشروع بتقديم دراسة شاملة لسد ميناء جنجن في جيجل، وهي مقترحة من قبل مختبر الدراسات البحرية في الجزائر. الهدف من هذه الدراسة هو تحديد القوى المختلفة التي تؤثر على السد لدراسة استقراره، حيث تمت إجراء نمذجة ورسم مخطط تسليح باستخدام برامج محددة لتحديد التسليح اللازم للجدار الأمامي. بالإضافة إلى ذلك، تعرض التربة للتسييل، مما يتطلب تحسين التربة أيضاً.

كلمات مفتاحية: استقرار، موج، سد، تسييل، تحسين، تسوية.

Abstract:

The project presents a comprehensive study of breakwater construction at the port Djen-Djen in Jijel, proposed by the Maritime Studies Laboratory in Algiers. Its objective is to present the different loads in order to verify stability. The modeling and drawing of reinforcement plans were carried out using software, allowing for the determination of the reinforcement of shell wall of the frontal breakwater. Furthermore, it should be noted that the soil is prone to liquefaction, which also requires soil improvement.

Keywords: Stability, swell, breakwater, liquefaction, vibrocompaction.

Résumé :

Ce projet consiste en l'étude de la digue du port Djen-Djen à Jijel, il a été proposé par le Laboratoire des Études Maritimes d'Alger. Son objectif est de déterminer les différentes charges afin de vérifier la stabilité de la digue. La modélisation et le dessin des plans de ferrailage ont été réalisés à l'aide de logiciels, permettant de déterminer le ferrailage du voile de la paroi frontale du musoir analytiquement. De plus, il convient de noter que le sol est sujet à la liquéfaction, ce qui nécessite également une amélioration du sol.

Mots clés : Stabilité, houle, digue, liquéfaction, amélioration, vibro-compactage.

DÉDICACE

CE TRAVAIL EST DÉDIÉ

À MES CHERS PARENTS, QUI M'ONT SOUTENU ET ENCOURAGÉ

TOUT AU LONG DE CES ANNÉES D'ÉTUDES, AINSI QU'À MES

FRÈRES ET MA SŒUR.

À TOUS MES AMIS QUI M'ONT TOUJOURS ENCOURAGÉ ET À

QUI JE SOUHAINTE D'AVANTAGE DE RÉUSSITE. JE TIENS TOUT

PARTICULIÈREMENT À REMERCIER AMEL, SOUHA, KAHINA,

SOUMEYA, HIBA, AMIRA, ZOLA ET DOUNIA QUI M'ONT

REMONTÉ LE MORAL LORSQUE JE ME SENTAIS DÉBORDÉE.

À TOUS CEUX QUI ONT EU CONFIANCE EN MES CAPACITÉS ET QUI

M'ONT ENCOURAGÉ TOUT AU LONG DE MON PARCOURS.

REMERCIEMENT

Tout d'abord je tiens à remercier Allah le tout Puissant et Miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Je tiens à remercier chaleureusement mes encadrantes, Mme Hafida DJABALI-MOHABEDDINE et Mme Djamila CHERID. Leurs soutiens et leurs conseils ont été essentiels tout au long de ce processus.

J'exprime ma gratitude à M. SLIMANI de LEM pour avoir proposé ce sujet.

Un sincère remerciement est adressé à tous les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce mémoire, pour l'intérêt qu'ils lui ont porté et pour leurs remarques constructives.

Mes remerciements s'étendent également à tout le personnel du département de génie civil, aux enseignants et à tous mes camarades.

TABLE DES MATIÈRES

Table des matières	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des notations	
1	Présentation du projet21
1.1	Introduction.....21
1.2	Situation géographique21
1.3	L'extension des ouvrages de protection22
1.4	Les caractéristiques des matériaux23
1.4.1	Les dimensions.....23
1.4.2	Les données géologiques et géotechniques24
1.4.3	Les données sismologiques.....24
1.4.4	Les données océanographiques25
1.4.5	La convention de signe26
1.4.6	Les caractéristiques des matériaux26
1.5	Conclusion27
2	L'évaluation du potentiel de la liquéfaction.....29
2.1	Introduction.....29
2.2	Quelques exemples des dégâts causés par la liquéfaction29
2.3	Facteurs influençant la liquéfaction31
2.4	Sensibilité des sols vis-à-vis de la liquéfaction.....32
2.4.1	Evaluation du potentiel de la liquéfaction32
2.4.2	Rapport de contrainte cyclique (CSR).....33
2.4.3	Le facteur d'échelle33
2.4.4	Le facteur de correction pour les grandes pressions de confinement.....33

2.4.5	Facteur de correction de contraintes du cisaillement dues aux inclinaisons du sol	33
2.4.6	La détermination de MSF	34
2.4.7	La détermination de CSR	34
2.4.8	Détermination de CRR	34
2.5	Méthodes d'amélioration du sol.....	43
2.5.1	Compactage à l'explosif.....	43
2.5.2	Compactage dynamique	43
2.5.3	Vibro-compactage	44
2.6	L'évaluation du potentiel de la liquéfaction du sol traité	47
2.7	Conclusion	48
3	La vérification de la stabilité du musoir	50
3.1	Introduction.....	50
3.2	L'évaluation des pressions dues à la houle	50
3.3	Evaluation des forces du vent	56
3.4	Action accidentelle sismique suivant la méthode pseudo statique.....	59
3.4.1	La pression hydrodynamique.....	60
3.5	La poussée d'Archimède	61
3.6	Combinaisons d'actions à considérer	61
3.7	La vérification de la stabilité en condition de houle décennale	61
3.7.1	Etat limite ultime de renversement :	64
3.7.2	Etat limite de service de décompression du sol	64
3.7.3	La vérification de glissement par rapport au soubassement	65
3.7.4	La vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement.....	66
3.7.5	La stabilité au grand glissement.....	69
3.7.6	La stabilité en flottaison	71

3.8	Conclusion	73
4	Le calcul de ferrailage du caisson.....	75
4.1	Introduction.....	75
4.2	La charge de remblai sur les parois de la cellule du caisson	75
4.2.1	Explication théorique de l'assimilation silo	75
4.2.2	La vérification des conditions d'assimilation la cellule de caisson à un silo	76
4.2.3	Actions exercées sur les parois verticales.....	76
4.3	Pression de l'eau à l'intérieur	80
4.4	Charge d'exploitation	80
4.5	Poids propre de remplissage et du couronnement.....	80
4.6	Les conditions d'appui.....	81
4.7	Le ferrailage du voile de la paroi frontale	82
4.8	Conclusion	85
	Conclusion générale.....	88
	Références bibliographiques	90
	Annexe A	93
	Annexe B.....	94
	Annexe C.....	106
	Annexe D	108

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Vue satellitaire du port	21
Figure 1-2 : Plan de masse de projet de l'extension des ouvrages de protection.....	22
Figure 1-3 : Représentation de l'extension de la digue à talus (Google Earth)	22
Figure 1-4 : Dimensions du caisson	23
Figure 1-5 : Profil géotechnique.....	24
Figure 1-6 : Carte de zonage sismique du Nord d'Algérie [1]	24
Figure 1-7 : Mouvements de la mer	25
Figure 1-8 : Convention de signe	26
Figure 2-1 : Liquéfaction des sables a la plage de Corso[6].....	30
Figure 2-2 : Liquéfaction des sols à Niigata au Japon.....	30
Figure 2-3 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ selon approche basée sur SPT [3].....	35
Figure 2-4 : Coefficient de sécurité à la liquéfaction en fonction de la profondeur (SC-8)	39
Figure 2-5 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ selon approche basée sur V_s [7]	40
Figure 2-6: Coefficient de sécurité à la liquéfaction en fonction de la profondeur (SC-10)	42
<i>Figure 2-7 : Amélioration des sols par compactage dynamique</i>	<i>44</i>
Figure 2-8 : Amélioration des sols par vibro-compactage.....	45
Figure 2-9 : Vue en plan de la zone traitée	46
Figure 2-10 : Coupe transversale de la zone traitée	46
Figure 2-11 : Vue en plan de disposition des mailles.....	47
Figure 2-12 : Représentation des résultats de l'essai SPT	47
Figure 2-13 : L'implantation de l'essai SPT dans la zone traitée (PN-4-5-6-7-8).....	48
Figure 3-1 : Diagramme des pressions dues à la houle selon Goda [1]	50
Figure 3-2 : Les pressions dues à la houle décennale agissantes sur la paroi latérale.....	52

Figure 3-3 : Les pressions dues à la houle centennale agissante sur la paroi frontale	53
Figure 3-4 : La coupe transversale du caisson montrant le point de basculement	61
Figure 3-5 : Les modes d'instabilité	64
Figure 3-6 : Vérification de la stabilité au grand glissement en situation de la houle centennale (Fs=2.35)	70
Figure 3-7: Vérification de la stabilité au grand glissement en situation sans la houle (Fs=2.56)	70
Figure 3-8 : Représentation indiquant l'emplacement de lest	72
Figure 4-1 : Pressions verticales sur le plan de cote (z) [8]	75
Figure 4-2 : Actions de la matière ensilée sur la paroi [9]	76
Figure 4-3 : Pressions normale et tangentielle sur la paroi de la cellule du caisson à l'état 1 et 2	80
Figure 4-4 : La modélisation du caisson	82
Figure A-1 : Représentation du port de Djen-Djen	93
Figure B-1 : : L'essai de SPT	95
Figure B-2 : Les différentes couches du sol (SC-8)	96
Figure B-3 : L'appareil de l'essai suspension PS logger	97
Figure B-84 : Note de calcul du logiciel Talren (phase sans houle)	98
Figure B-5 : Note de calcul de logiciel Talren (houle centennale)	99
Figure B-6 : Coefficient de sécurité à la liquéfaction en fonction de la profondeur (SC-9)	102
Figure B-7: Coefficient de sécurité à la liquéfaction en fonction de la profondeur (SC-10)	103
Figure B-8 : Coefficient de sécurité à la liquéfaction en fonction de la profondeur (SC-11)	104
Figure B-9 : Coefficient de sécurité à la liquéfaction en fonction de la profondeur (SC-12)	105
Figure C-1 : Coefficient dynamique C_d	106
Figure C-2 : Facteur d'élancement Ψ_λ	106
Figure C-3: $C_{(f,0)}$ des cylindres à base circulaire pour différentes rugosités relatives k/b	107
Figure C-4 : Répartition de la pression dynamique	107

Figure D-1 : Représentation du point de basculement en cas de la houle	113
Figure D-2 : Les étapes de construction	116

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Les caractéristiques de la houle	25
Tableau 1-2 : Les caractéristiques des matériaux.....	26
Tableau 2-1 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-8	34
Tableau 2-2 : Les différents essais in situ en comparaison avec leurs avantages d'utilisation	35
Tableau 2-3 : Les facteurs de corrections [3].....	37
Tableau 2-4 : Récapitulatif des calculs de $CRR_{7.5}$ selon l'approche basée sur N pour SC-8 ..	38
Tableau 2-5 : Récapitulatif des calculs de F_s pour SC-8	38
Tableau 2-6 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-10	40
Tableau 2-7 : Récapitulatif des calculs de $CRR_{7.5}$ selon l'approche basée sur V_s pour SC-10	41
Tableau 2-8 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-10	41
Tableau 2-9 : Récapitulatif des calculs de F_s pour SC-10.....	42
Tableau 2-10 : Récapitulatif des calculs de $CRR_{7.5}$ selon l'approche basée sur N pour SC 4-5- 6-7-8.....	48
Tableau 3-1 : Les paramètres du calcul des pressions dues à la houle	53
Tableau 3-2 : Les résultats d'application de la méthode de Goda	54
Tableau 3-3 : Les forces et moments dus à la houle.....	56
Tableau 3-4 : Données relatives au site	56
Tableau 3-5 : Les pressions dues au vent en fonction de la hauteur	58
Tableau 3-6 : : Les forces et moments dus au vent dans chaque palier.....	59
Tableau 3-7 : Les charges permanentes.....	59
Tableau 3-8 : Récapitulatif des forces et moments dus au poids propre	62
Tableau 3-9 : Cas 1 de combinaison fondamentale à l'ELU	62
Tableau 3-10 : : La combinaison accidentelle à l'ELU (accidentdale)	63
Tableau 3-11 : La combinaison accidentelle à l'ELU (accidentale)	63

Tableau 3-12 : La combinaison fréquente à l'ELS.....	63
Tableau 3-13 : Récapitulatif des calculs de la surface comprimée en présence de la houle et du séisme.....	65
Tableau 3-14 : Détail des calculs pour la vérification de la stabilité au glissement en présence de la houle et du séisme	65
Tableau 3-15 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de la portance du soubassement .	68
Tableau 3-16: Détail du calcul de la contrainte admissible du soubassement	68
Tableau 3-17 : Détail du calcul de la contrainte $Q_{réf}$ transmise par le caisson au niveau du soubassement	68
Tableau 3-18: Les paramètres nécessaires pour le calcul de la portance du sol	68
Tableau 3-19 : Détail du calcul de la contrainte admissible du sol.....	69
Tableau 3-20 : Détail du calcul de la contrainte $Q_{réf}$ transmise par le caisson au niveau du sol	69
Tableau 4-1 : Les paramètres du calcul à l'état 1 de la cellule de sable.....	77
Tableau 4-2 : Les pressions normales et tangentielles de la cellule de sable à l'état 1 en fonction de la hauteur	78
Tableau 4-3 : Les paramètres de la cellule de sable à l'état 2.....	78
Tableau 4-4 : Les pressions normales et tangentielles de la cellule de sable à l'état 2 en fonction de la hauteur	79
Tableau 4-5 : Les efforts réduits	82
Tableau 4-6: Les contraintes et l'effort de compression limites	83
Tableau 4-7:Schéma du ferrailage de voile de la paroi frontale	85
Tableau B-1 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-9.....	100
Tableau B-2 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-10.....	100
Tableau B-3 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-11.....	101
Tableau B-4 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-12.....	101
Tableau B-5 : Récapitulatif des calculs de CRR7.5 selon l'approche basée sur N pour SC-9	102

Tableau B-6: Récapitulatif des calculs de F_s pour SC-9	102
Tableau B-7 : : Récapitulatif des calculs de CRR7.5 selon l'approche basée sur N pour SC-10	103
Tableau B-8 : Récapitulatif des calculs de F_s pour SC-10	103
Tableau B-9 : Récapitulatif des calculs de CRR7.5 selon l'approche basée sur N pour SC-11	104
Tableau B-10 : Récapitulatif des calculs de F_s pour SC-11	104
Tableau B-11 : Récapitulatif des calculs de CRR7.5 selon l'approche basée sur N pour SC-12	105
Tableau B-12 : Récapitulatif des calculs de F_s pour SC-12	105
Tableau D-1 : Cas 2 de combinaison fondamentale à l'ELU	109
Tableau D-2 : Cas 3 de combinaison fondamentale à l'ELU	110
Tableau D-3 : Cas 4 de combinaison fondamentale à l'ELU	110
Tableau D-4 : La combinaison rare à l'ELS	110
Tableau D-5 : Récapitulatif des calculs de la surface comprimée en présence de la houle..	111
Tableau D-6 : Détail des calculs pour la vérification de la stabilité au glissement en présence de la houle	111
Tableau D-7: Détail du calcul de la contrainte admissible du soubassement	112
Tableau D-8 : Détail du calcul de la contrainte Q_{ref} transmise par le caisson au niveau du soubassement	112
Tableau D-9 : Détail du calcul de la contrainte Q_{ref} transmise par le caisson au niveau du soubassement	112
Tableau D-10 : Détail du calcul de la contrainte admissible du sol.....	112
Tableau D-11 : Détail du calcul de la contrainte Q_{ref} transmise par le caisson au niveau du sol	113
Tableau D-12 : Récapitulatif des forces et moments dus au poids propre	114
Tableau D-13 : Combinaison rare à l'ELS	114

Tableau D-14 :Récapitulatif des calculs de la surface comprimée en condition de la houle centennale	114
Tableau D-15 : Détail des calculs pour la vérification de la stabilité au glissement.....	115
Tableau D-16 : Calcul de la contrainte admissible de soubassement.....	115
Tableau D-17 : Calcul de $Q_{réf}$ au niveau de soubassement	115
Tableau D-18 : Calcul de la contrainte admissible du sol	115
Tableau D-19 : Calcul de $Q_{réf}$ au niveau du sol.....	115

LISTE DES NOTATIONS

β	Angle formé par la normale à la façade du caisson et la direction de propagation de la houle	(°)
θ	Direction de propagation de la houle par rapport au Nord magnétique	(°)
$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$	Facteur d'échelle	
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$	Coefficient de perte de charge	
η^*	Elongation maximale de la vague sur la paroi ("run-up"),	(m)
γ_w	Poids volumique de l'eau	(N/m ³)
α	Angle inclinaison de la paroi	(°)
λ_{SL}'	Coefficient modifié de la charge de la houle agissant sur la face inclinée du caisson à face inclinée.	
λ_v	Coefficient modifié de la charge de la houle agissant sur la face verticale du caisson à face inclinée.	
K_t	Facteur de terrain	
z_0	Paramètre de rugosité	(m)
z_{min}	Hauteur minimale	(m)
C_t	Coefficient de topographie	
C_d	Coefficient dynamique	
C_f	Coefficient de force de la construction pour la direction considérée	
ϕ	Coefficient d'opacité	
μ	Viscosité cinématique	(m ² /s)
Ψ_r	Facteur de correction du coefficient de force	
Ψ_λ	Facteur d'élanement	
λ_e	Elanement effectif	
C_e	Coefficient d'exposition au vent	

R_e	Nombre de Reynolds	
F_h	Force horizontale	(N)
F_v	Force vertical	(N)
M_h	Moment dû à la force horizontale	(N.m)
M_v	Moment dû à la force verticale	(N.m)
K_h	Coefficient sismique pseudo-statique horizontal	
K_v	Coefficient sismique pseudo-statique vertical	
A	Coefficient d'accélération de zone	
e_v	excentricité de la force verticale par rapport au point de basculement	(m)
N	Effort normal	(N)
T	Effort tranchant	(N)
c'	Cohésion	(Pa)
φ'	Angle de frottement interne du sol	(°)
s_γ, s_c, s_q	Coefficients de forme	
i_γ, i_q, i_c	Coefficients d'inclinaison	
F_s	Coefficient de sécurité	
N_c, N_g, N_γ	Facteurs de portance	
r_h	Rayon hydraulique	(m)
h'	Profondeur de la rive de remplissage par rapport au plan moyen de remplissage	(m)
k_v	Module de réaction vertical	
E_M	Module pressiométrique	Pa
λ_d, λ_c	Coefficients de forme fonction du rapport L/B	
α	Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol	
λ	L'élancement mécanique	

C_u	Coefficient d'uniformité	
D_{50}	Diamètre des tamis correspondant aux passants de 50 %	mm
I_p	Indice de plasticité	
K_σ	Facteur de correction de la contrainte verticale effective	
K_α	Facteur de correction de la contrainte du cisaillement dues aux inclinaisons du sol.	
σ_{eff}	Contrainte verticale effective	Pa
a_{max}	Accélération maximale du sol	m/s ²
r_d	Coefficient réducteur des contraintes	M
τ_{st}	Contrainte de cisaillement statique horizontale	Pa
N_m	Résistance à la pénétration par mesure standard.	
C_n	Correction de la contrainte de sols sus-jacents.	
C_E	Correction du taux d'énergie de la masse.	
C_B	Correction du diamètre du forage	
C_R	Correction de la longueur du train de tiges.	
C_S	Correction du carottier avec ou sans revêtement	
P_a	Pression atmosphérique	atm
$(N_1)_{60\text{ cs}}$	Résistance équivalente au sable propre (cs : clean sand)	
$(N_1)_{60}$	Nombre de coups SPT normalisé à une pression de confinement d'environ 1 atm	
τ_{cyc}	Contrainte d cisaillement cyclique	Pa
V_s	Vitesse d'onde de cisaillement	m/s

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La présente étude s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'études proposé par le laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures du département de Génie Civil. Elle concerne l'étude de l'extension d'un ouvrage de protection.

Le développement du trafic de conteneurs dans les ports est en augmentation dans le monde, et en particulier dans notre pays. Les littoraux maritimes sont des zones sensibles, soumises à des forces naturelles puissantes telles que la force du vent et des vagues. Afin de minimiser les perturbations dans les ports, des structures de protection maritimes telles que des digues et des brise-lames s'imposent. Leurs fonctions principales sont l'absorption de l'énergie des vagues et la réflexion de la houle.

Ce travail consiste à passer en revue l'état des connaissances actuelles sur les techniques des ouvrages de protection, le phénomène de la liquéfaction et les méthodes d'amélioration du sol. À cet effet, une étude de stabilité du musoir, correspondant à la pointe extrême de la digue, section la plus exposée aux forces de la houle, a été effectuée. De plus, le potentiel de la liquéfaction du sol a été évalué.

Le plan de travail adopté est :

- Le premier chapitre est consacré à la description de l'ouvrage et à son implantation, ainsi qu'à la définition des différents matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre porte sur un passage en revue du phénomène de la liquéfaction et l'amélioration du sol. Le calcul du potentiel de liquéfaction est effectué par deux méthodes.
- Le troisième chapitre comprend l'étude de la stabilité des caissons c'est à dire la vérification de leurs instabilités vis-à-vis du glissement, du renversement et du poinçonnement en présence de la houle et séisme.
- Le quatrième chapitre comprend l'étude de la stabilité interne du caisson.

Enfin, une conclusion générale dressera un bilan du travail accompli.

CHAPITRE 1:

PRÉSENTATION DE PROJET

1.1 Introduction

Le port de commerce Djen-Djen a été construit dans les années 80-90, à environ 10 km à l'Est de l'ancien port de Jijel, avec pour objectif initial la manipulation de produits sidérurgiques, au fil du temps, il a été adapté pour accueillir également le trafic de marchandises générales. La direction de port Djen-Djen envisage d'en faire un port de transbordement de conteneurs pour cela elle prévoit de construire un quai pouvant accueillir les plus grands porte-conteneurs. Cependant, les ouvrages de protection actuels ne sont plus suffisants. Une extension de la digue Nord est prévue sur un linéaire de 428,17m, composé de 13 caissons en béton armé sur un sol liquéfiable nécessitant un traitement par vibro-compactage.

Dans ce chapitre, seront présentées la localisation, les caractéristiques de l'ouvrage d'étude et les matériaux utilisés.

1.2 Situation géographique

Le port de commerce se trouve dans la commune de Taher à 10 km de l'Est de Jijel, à 40 km de la zone industrielle de BELLARA, et à 2 km de l'aéroport de Jijel-Ferhat Abbas. De plus Une ligne ferroviaire le relie au complexe sidérurgique d'El Milia.

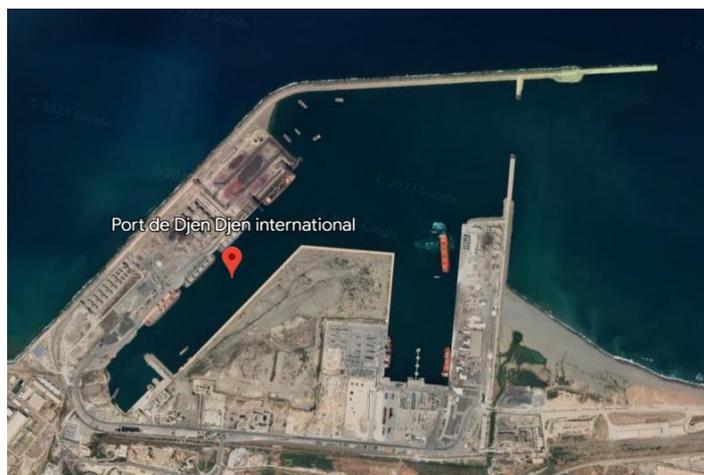


Figure 1-1 : Vue satellitaire du port

1.3 L'extension des ouvrages de protection

Le port était protégé par les jetées Nord, Ouest et Est. La jetée Nord et Ouest est longue de 3000 mètres, tandis que la jetée Est est d'un linéaire de 900 m. L'extension des ouvrages de protection consiste, à prolonger ces deux dernières, à créer un épi perpendiculaire à la digue Nord et une plage absorbante entre le quai sidérurgique et l'enrochement de la jetée nord. Deux phares de signalisation ont été installés pour indiquer les installations du port et aider à localiser les navires.

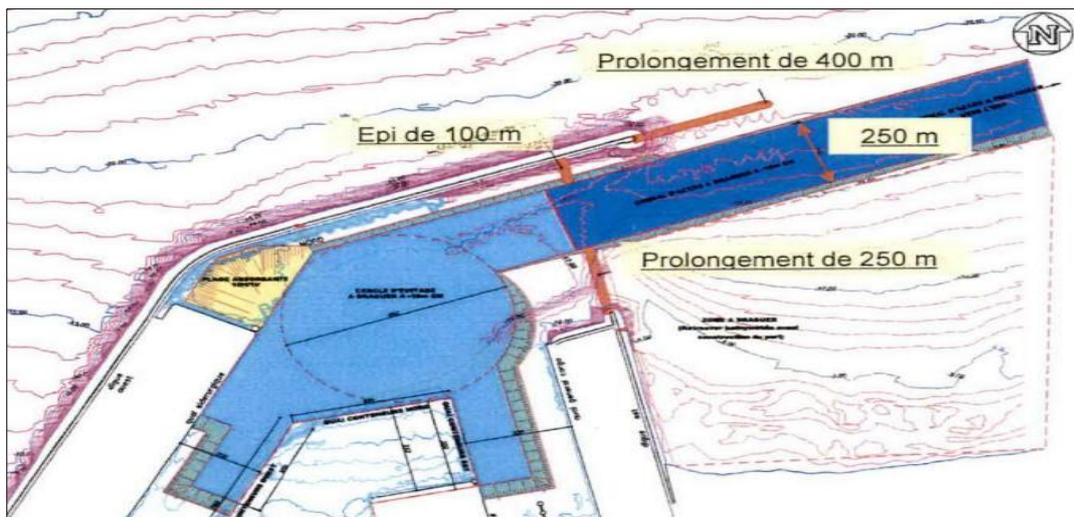


Figure 1-2 : Plan de masse de projet de l'extension des ouvrages de protection



Figure 1-3 : Représentation de l'extension de la digue à talus (Google Earth)

1.4 Les caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques du musoir comprennent les dimensions, les données géotechniques, géologiques, sismologiques, océanographiques ainsi que les caractéristiques des matériaux.

1.4.1 Les dimensions

Les dimensions sont représentées sur la figure 1-4.

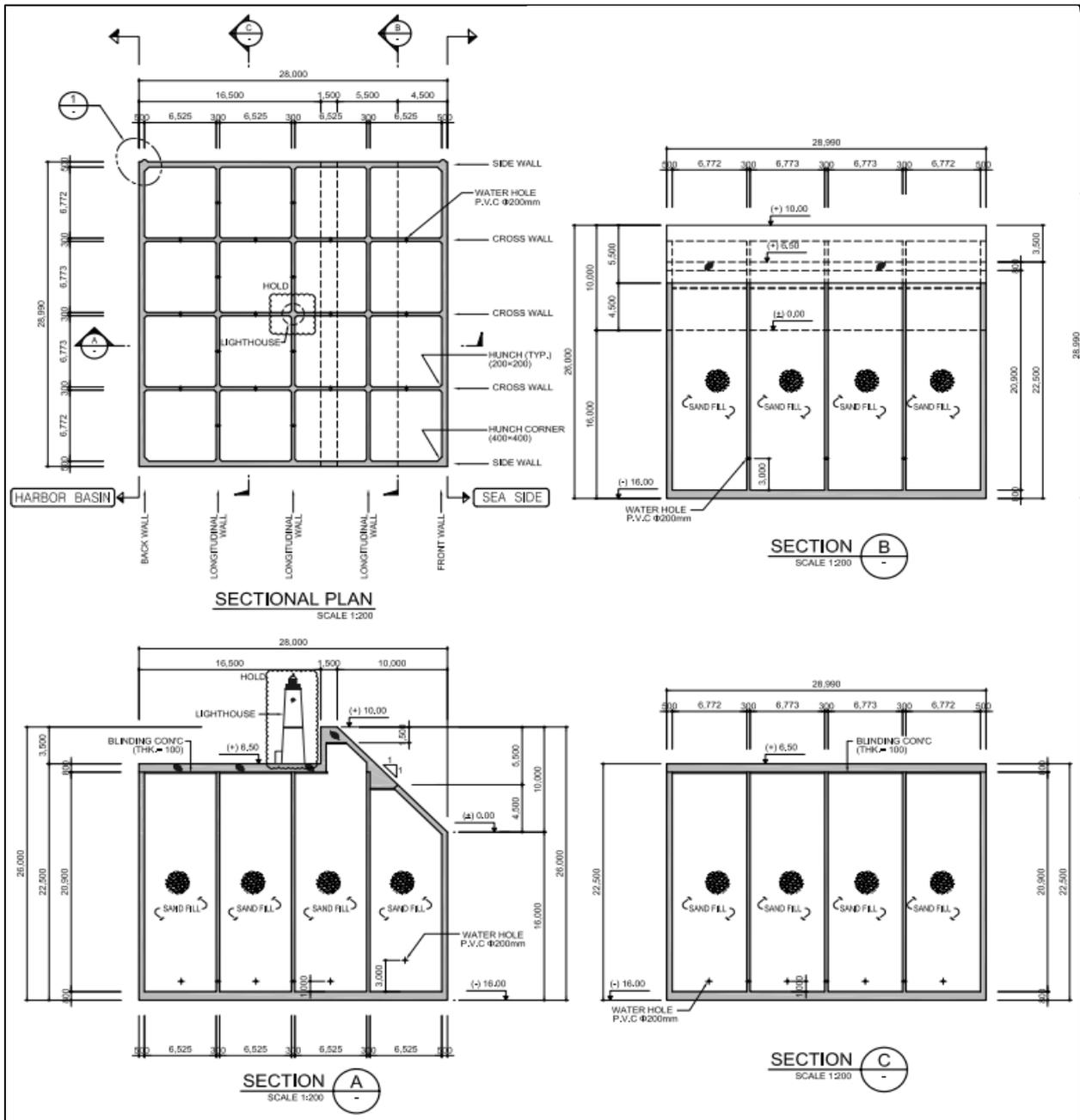


Figure 1-4 : Dimensions du caisson

1.4.2 Les données géologiques et géotechniques

Les couches de sol présent sur le site sont classées comme suit. (Figure 1-5)

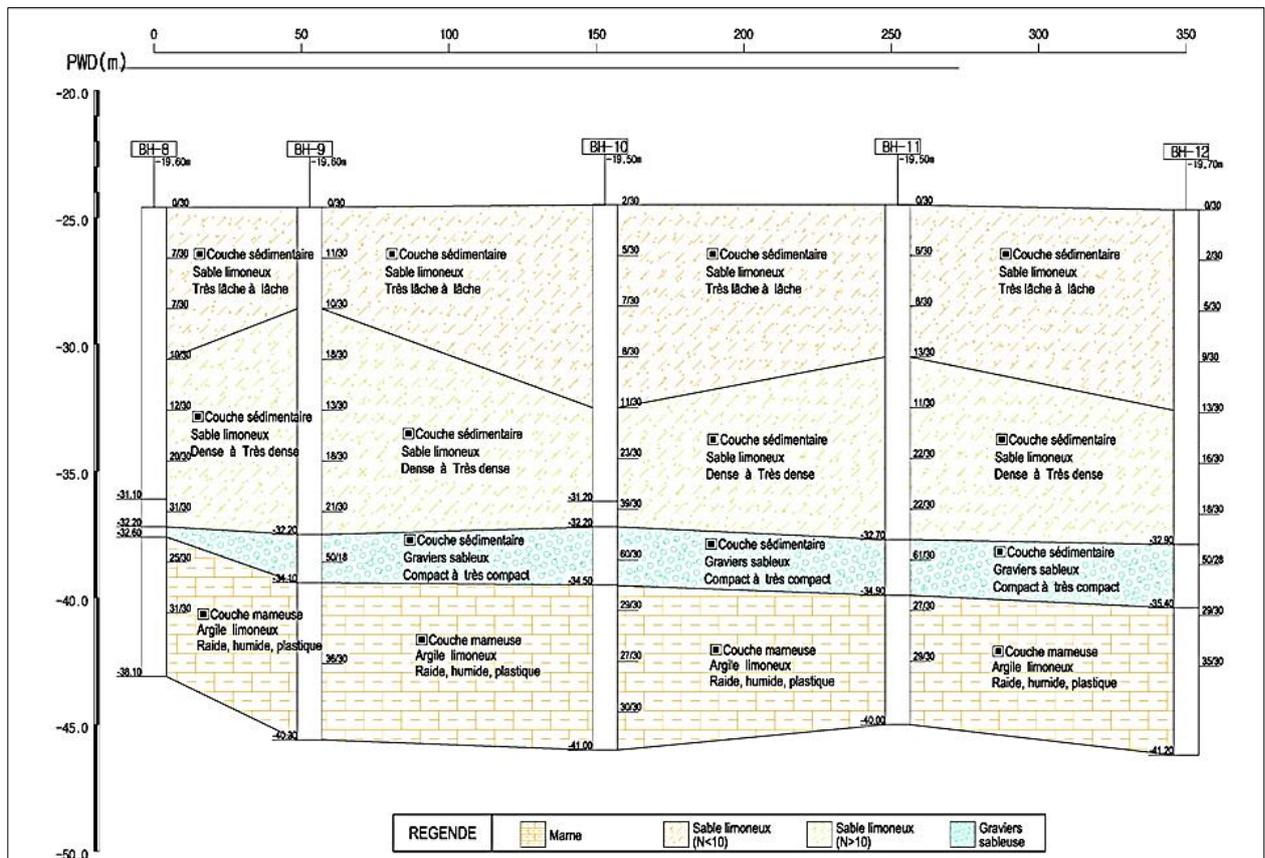


Figure 1-5 : Profil géotechnique

1.4.3 Les données sismologiques

D'après le zoning sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS) en (1999) la zone d'étude (Jijel) est caractérisée par une sismicité moyenne II_a.



Figure 1-6 : Carte de zonage sismique du Nord d'Algérie [1]

1.4.4 Les données océanographiques

Les études de l'agitation sur modèle réduit suggèrent de considérer les niveaux d'eau suivants [2] :

- Niveau d'eau à M.A.L.P.B (Marée Astronomique La Plus Basse) : +0.00/N.G.A (m).
- Niveau d'eau à M.A.L.P.H (Marée Astronomique La Plus Haute) : +1.00/ N.G.A (m).

N.G.A : Le niveau de Nivellement Général en Algérie.

1.4.4.1 La houle

Le concept de houle fait référence aux vagues qui continuent à se propager après avoir quitté le fetch ou lorsque le vent s'arrête. Il s'agit d'un groupe d'ondulations, qui se propagent sans être altérées tant que la profondeur de l'eau est suffisante et qu'il n'y a pas d'obstacle. (Figure 1-7)

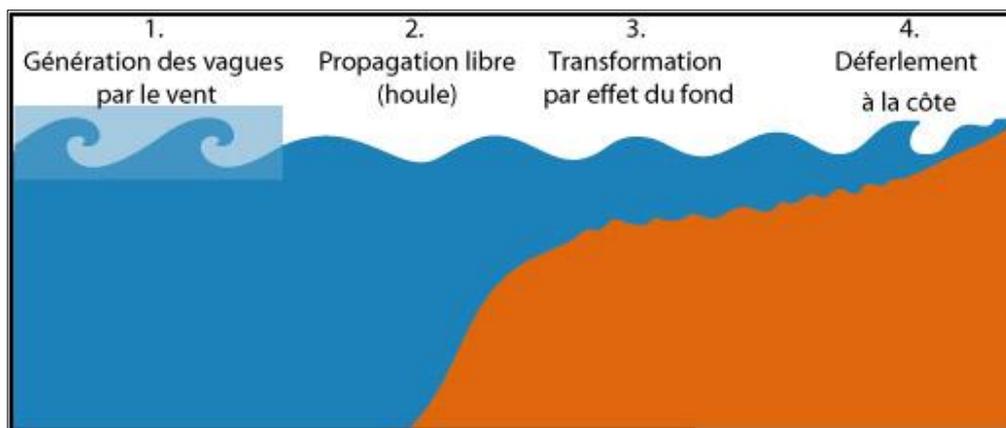


Figure 1-7 : Mouvements de la mer

Les caractéristiques de houle sont données dans le tableau 1-1.

Tableau 1-1 : Les caractéristiques de la houle

La paroi sollicitée	Paroi frontale	Paroi latérale
Période de la houle, [ans]	100	10
Hauteur significative de la houle (H_s), [m]	10.50	4.50
Hauteur maximale de la houle [m]	16.00	8.10
Période significative de la vague (T_s), [sec]	15.50	14.00
Direction de la houle, [°]	N 360	N 45

1.4.4.2 Les courants

A proximité des côtes, les courants sont essentiellement induits par des vents de basse altitude et n'exercent quasiment pas de force sur les caissons de la digue au point d'être négligeables.

1.4.5 La convention de signe

La convention de signe prise en compte dans les calculs est illustrée dans la figure 1-8.

	Signe positif +	Signe négatif -
Forces verticales	↓	↑
Forces horizontales	←	→
moments	Moment Stabilisant 	Moment renversant 

Figure 1-8 : Convention de signe

1.4.6 Les caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont définies dans le tableau 1-2.

Tableau 1-2 : Les caractéristiques des matériaux

Description	Poids volumique γ [kN/m ³]	Angle interne de frottement [φ , °]
Pierre cassée de l'enrochement	18	40
Sable de remplissage	21	30
Béton armé	23	-
Béton	25	-
Eau de mer	10.25	-

Le béton armé des caissons a pour caractéristiques :

Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 40$ MPa

Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction f_{t28} est définie à partir de la résistance à la compression f_{c28}

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (1-1)$$

$$f_{t28} = 3 \text{ MPa}$$

1.4.6.1 Les armatures

Les aciers à haute adhérence seront du FeE500 ($f_e=500$ MPa)

○ A l'état limite de service (ELS)

La fissuration est considérée comme très préjudiciable :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] \quad 1-2)$$

η : Coefficient de fissuration ;

σ_{st} : Contrainte admissible à la traction ;

○ A l'état limite ultime

Fondamentale $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435$ MPa

Accidentelle $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500$ MPa

1.5 Conclusion

Ce chapitre est dédié à la présentation des données essentielles du projet, qui seront ensuite utilisées pour évaluer la stabilité de l'ouvrage. On s'intéresse également à l'analyse du potentiel de liquéfaction du site susceptible (Port DJEN-DJEN) de se liquéfier, en appliquant des méthodes empiriques basées sur les résultats des essais SPT et PS Suspension Logger.

CHAPITRE 2 :
L'ÉVALUATION DU POTENTIEL
DE LIQUÉFACTION

2.1 Introduction

Le phénomène de liquéfaction des sols engendre des dégâts irréparables sur les structures érigées tels que l'affaissement, le basculement et la rupture des ouvrages. L'évaluation de ce dernier s'avère nécessaire pour minimiser les risques et prendre des mesures pour améliorer les caractéristiques du sol. La liquéfaction des sols se produit lorsque les couches de sable saturé à l'état lâche en condition non drainé subissent une augmentation de la pression interstitielle sous un chargement dynamique, ce qui entraîne une perte momentanée de résistance au cisaillement par diminution jusqu'à l'annulation de la contrainte effective dans le sol.

Pour l'évaluation de la résistance des sols à la liquéfaction, une méthode simplifiée est devenue une référence. Cette méthode a été développée par Seed et Idriss (1971) suite aux séismes dévastateurs en Alaska et à Niigata au Japon en 1964 basée sur l'essai de pénétration standard (SPT) et l'essai de mesure des vitesses d'ondes de cisaillement (V_s). [5]

Ce chapitre est consacré à l'évaluation du potentiel de la liquéfaction en utilisant deux méthodes basées sur les essais in situ avant et après le traitement de sol par la méthode de vibro-compactage.

2.2 Quelques exemples des dégâts causés par la liquéfaction

Séisme de Boumerdes Algérie :

Le séisme s'est produit le 21 mai 2003 avait une magnitude de 6,8 sur l'échelle de Richter. Ce séisme a engendré plusieurs phénomènes géotechniques tels que la liquéfaction des sols meubles saturés, des glissements de terrain, notamment au niveau des dunes, des plages et des routes, et des ruptures de berges d'oueds. Le séisme a également provoqué un tsunami de faible amplitude qui a touché la côte espagnole. [6]



Figure 2-1 : Liquéfaction des sables a la plage de Corso[6]

Séisme de Niigata, Japon

Le 16 juin 1964, un séisme d'une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter s'est produit dans la région de Niigata, sur la côte ouest de Honshū au Japon. Le séisme a provoqué de graves dommages, notamment les glissements de terrain et la liquéfaction du sol, qui ont causé la destruction de 3 534 bâtiments et des dommages à environ 11 000 autres. Le séisme a également fait 36 morts et disparus, ainsi que 385 blessés. La déformation du sol marin a généré un tsunami qui a touché une grande partie de la côte ouest de Honshū, atteignant plus de 4 mètres de hauteur à Iwafune, 3 mètres sur l'île de Sado et 1,8 mètre à Niigata.



Figure 2-2 : Liquéfaction des sols à Niigata au Japon

2.3 Facteurs influençant la liquéfaction

Plusieurs facteurs peuvent influencer la liquéfaction d'un sol, Les principaux paramètres à prendre en compte sont les suivants :

a) La nappe phréatique :

La pression interstitielle peut augmenter lorsque le sol est saturé en eau donc plus la nappe phréatique est près de la surface du sol plus le potentiel de la liquéfaction sera important.

b) L'intensité et la durée de tremblement de terre :

Le potentiel de liquéfaction augmente à mesure de l'augmentation de la durée et l'intensité de secousse.

c) Type de sol :

Les argiles molles sous chargement cyclique sont sujettes au phénomène de radoucissement cyclique.

d) Les conditions de drainage :

Si le sol est bien drainé, l'eau peut s'écouler librement et la surpression interstitielle peut se dissiper.

e) Les Pressions de confinement :

Lorsque la pression de confinement est élevée, elle exerce une force sur les particules de sol, les rapprochant les unes des autres et augmentant ainsi la densité relative du sol.

f) L'âge géologique et la cimentation :

Les sols plus anciens et mieux cimentés ont tendance à être plus résistants à la liquéfaction car ils sont plus compacts.

g) L'historique de chargement :

Si un sol a été soumis à plusieurs tremblements de terre dans le passé, cela peut entraîner une consolidation du sol, ce qui peut augmenter sa résistance à la liquéfaction.

h) L'indice de densité :

Le phénomène de liquéfaction affecte les sables moyennement lâches, ce phénomène est différent de la mobilité cyclique qui affecte les sables dilatants saturés.

2.4 Sensibilité des sols vis-à-vis de la liquéfaction

Parmi les premiers critères utilisés pour vérifier la susceptibilité d'un sol à se liquéfier sont les propriétés mécaniques de sol. Les sols susceptibles de se liquéfier sont en général des matériaux sans cohésion saturés situés dans les vingt premiers mètres de profondeur, présentant une granulométrie uniforme ($C_u = D_{60} / D_{10} < 15$) et un D_{50} compris entre 0.05 mm et 1.5 mm. [3]

Les résultats de l'analyse granulométrique effectuée sur la jetée nord indiquent que le sol présente des caractéristiques favorables à la liquéfaction, car les conditions requises sont remplies :

$S_r \sim 100\%$

S_r : Degré de saturation

$2.7 < C_u < 9.8 < 15$

$0.05 \text{ mm} < 0,129 \leq D_{50} \leq 0,168 < 1.5 \text{ mm}$

2.4.1 Evaluation du potentiel de la liquéfaction

La méthode de l'évaluation du potentiel de liquéfaction est basée sur le calcul du rapport de contrainte cyclique de cisaillement induit par le séisme «**Cyclic Stress Ratio, CSR,**» et le rapport de résistance cyclique «**Cyclic Resistance Ratio, CRR,**» pour un séisme de magnitude de moment égale à 7,5. Il convient de noter que cette méthode est applicable uniquement aux sites présentant une faible pente et à des profondeurs inférieures à environ 15 mètres. Afin de prendre en compte les caractéristiques spécifiques du site, des corrections appropriées doivent être appliquées. [4]

$$F_s = \frac{CRR_{7.5} \times MSF \times K_\sigma \times K_\alpha}{CSR} \quad (2-1)$$

K_σ : Facteur de correction de contrainte verticale effective ($K_\sigma = 1$ pour $\sigma_{eff} < 100$ kPa).

MSF : Facteur correcteur de la magnitude réelle sismique comparée à la magnitude 7,5.

K_α : Facteur de correction des contraintes de cisaillement dues aux inclinaisons du sol.

F_s : coefficient de sécurité vis-à-vis la liquéfaction.

Les sols sont liquéfiables lorsque le coefficient de sécurité vis-à-vis la liquéfaction est inférieure à 1,25

2.4.2 Rapport de contrainte cyclique (CSR)

La contrainte de cisaillement cyclique générée par un séisme est normalisée par la contrainte verticale effective [5], donnée par l'équation (2-2)

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma_{eff}} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{tot}}{\sigma_{eff}} \cdot r_d \quad (2-2)$$

τ_{cyc} : Contrainte cyclique de cisaillement induite par le séisme.

a_{max} : Accélération maximum du sol (PGA)

σ_{tot} : La contrainte verticale totale au niveau considéré.

σ_{eff} : La contrainte verticale effective au niveau considéré.

g : Accélération gravitationnelle (m/s^2).

r_d : Coefficient réducteur des contraintes, donné en fonction de la profondeur par les équations 2-3 ;2-4 ;2-5. [4]

$$\begin{cases} r_d = 1 - 0.00765 z & \text{pour } z < 9.15m \\ r_d = 1.174 - 0.0267z & \text{pour } 9.15m < z < 23m \end{cases} \quad \text{Liao et Whitman} \quad 2-3)$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 \times z \quad \text{pour } 23 < z \leq 30 m \quad \text{Robertson et Wride} \quad 2-4)$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{pour } z > 30 m \quad \text{Marcuson} \quad 2-5)$$

2.4.3 Le facteur d'échelle

Introduire un facteur d'échelle est nécessaire pour adapter le CRR aux séismes de magnitude différente de 7,5.

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_s^{2.56}} \quad \text{Seed et Idriss} \quad (2-6)$$

2.4.4 Le facteur de correction pour les grandes pressions de confinement

D'après les essais de laboratoire effectués sous chargement cyclique, il a été démontré que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'accroissement de la contrainte effective de confinement, bien que cela ne soit pas linéaire, Seed (1983) a proposé l'utilisation du facteur de correction de contrainte verticale effective K_σ pour extrapoler la méthode simplifiée à des couches de sol avec des pressions de confinement supérieures à 100 kPa.[6]

2.4.5 Facteur de correction de contraintes de cisaillement dues aux inclinaisons du sol

Seed (1983) a introduit un facteur de correction K_α pour tenir en compte la contrainte de cisaillement statique initiale dépendant de la pente du dépôt.

$$\alpha = \frac{\tau_{st}}{\sigma_{eff}} \quad (2-7)$$

τ_{st} : La contrainte de cisaillement statique horizontale.

σ_{eff} : La contrainte effective.

2.4.6 La détermination de MSF

L'évaluation du potentiel de liquéfaction devra être envisagée dans le cas des ouvrages du Groupe 1A en zones sismiques II_a. [3]

Accélérations maximales du sol prises égales à la valeur du coefficient de zone A (%g).

Magnitude d'ondes de surface M_s égale à 6.5 en zones sismiques II-a.

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{6.5^{2.56}} = 1.44$$

2.4.7 La détermination de CSR

Tableau 2-1 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-8

Z(m)	PWD (m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	σ_{tot} (kPa)	σ_{eff} (kPa)	r_d (m)	a_{max} /g	CSR
-0	-14.4	17	-	-	1	0.25	-
-2.0	-16.4	17	34	14	0.985	0.25	0.389
-4.0	-18.4	17	68	28	0.970	0.25	0.383
-6.0	-20.4	17	102	42	0.954	0.25	0.377
-8.0	-22.4	18	138	58	0.939	0.25	0.363
-10.0	-24.4	18	174	74	0.907	0.25	0.347
-12.6	-27	18	220.8	94.8	0.838	0.25	0.317

2.4.8 Détermination de CRR

Il existe également des essais in situ pour évaluer la résistance à la liquéfaction, tels que le test de pénétration standard (SPT), et des mesures de vitesse d'onde de cisaillement (V_s) à l'aide de l'essai Suspension Logger.

Tableau 2-2 : Les différents essais in situ en comparaison avec leurs avantages d'utilisation

Description	SPT	V _s
Contrôle de qualité et la répétitivité	Passable à bien	Bien
Détection d'une variabilité d'un dépôt de sol	Bien	Moyen
type de sol	Non gravier	Tout
Si l'essai procure un échantillon du sol	Oui	Non

2.4.8.1 Approche basée sur l'essai SPT (Standard Penetration Test)

La méthode Seed est basée sur une corrélation établie entre nombre de coups corrigés et la performance observée des dépôts de sable sous chargement sismique. Dans cette corrélation, la performance de plus de cent sites après le chargement sismique a été évaluée. Pour la couche critique de chaque site, le rapport de contrainte cyclique estimé induit par le séisme a été déterminé et tracé en fonction du nombre de coups corrigé SPT. [3]

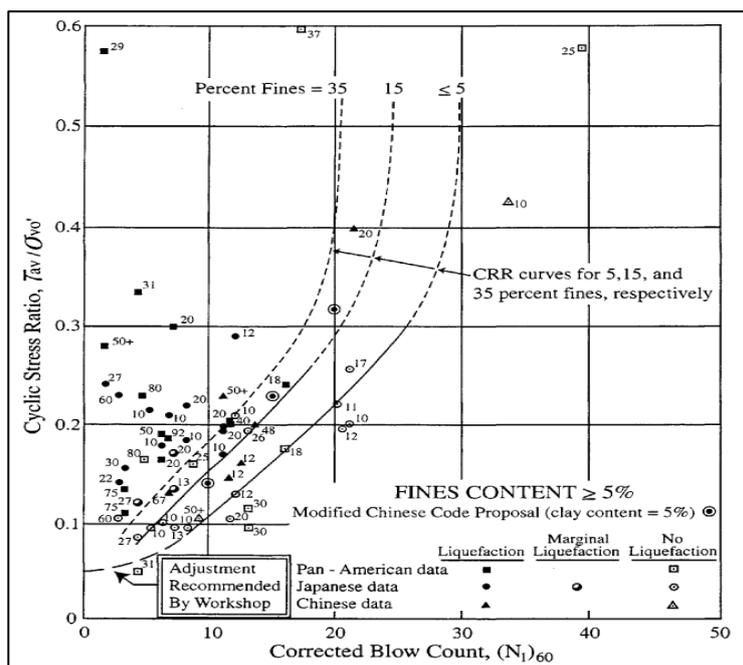


Figure 2-3 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ selon approche basée sur SPT [3]

Le nombre de coups SPT corrigés

L'un des facteurs les plus importants qui affectent les résultats de l'essai SPT est l'énergie fournie par la machine d'essai SPT. Cela est généralement exprimé en termes de rapport d'énergie de la machine (ER). Un rapport 60% est accepté comme valeur de référence.

Le nombre de coups SPT corrigé est donné par formule suivante :

$$(N_1)_{60} = N_m \times C_n \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (2-8)$$

$(N_1)_{60}$: Le nombre de coups SPT normalisé à une pression de confinement d'environ 1 atm et un rapport d'énergie de mouton 60%.

N_m : La résistance à la pénétration par mesure standard.

C_n : La correction de la contrainte de sols sus-jacents.

C_E : La correction du taux d'énergie de la masse.

C_B : La correction du diamètre du forage.

C_R : La correction de la longueur du train de tiges.

C_S : La correction du carottier avec ou sans revêtement.

Tableau 2-3 : Les facteurs de corrections [3]

Facteurs	Equipement variable	Notation	Correction
Contrainte de sols sus-jacent.	-	C_n	$\frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma_{eff}}{P_a}}$ Avec $C_n \leq 1.7$ Seed et Idriss (1982)
Rapport d'énergie	Mouton en Donut Mouton de sécurité Mouton automatique	$C_E = \frac{ER}{60\%}$	0,5 à 1,0 0,7 à 1,2 0,8 à 1,3
Diamètre de forage	65mm à 115mm 150 mm 200mm	C_B	1,00 1,05 1,15
Longueur du train de tiges	3m à 4m 4m à 6m 6m à 10m 10m à 30m	C_R	0,75 0,85 0,95 1,00
Méthode du carottage	Carottage standard Carottage sans Revêtement	C_S	1,00 1,1 à 1,3

Les facteurs de correction C_E , C_B , C_R et C_S ont tous une valeur égale à 1.

Influence du contenu de fines

La résistance au cisaillement cyclique augmente en fonction de la teneur en fines, pour pouvoir utiliser la méthode simplifiée, les équations suivantes ont été développées par Idriss et Seed pour la correction de $(N_1)_{60}$ à une valeur équivalente de sable propre $(N_1)_{60\text{ cs}}$.

$$(N_1)_{60\text{ cs}} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (2-9)$$

$(N_1)_{60\text{ cs}}$: La résistance équivalente au sable propre (cs : clean sand).

α et β : Coefficients à déterminer

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = 0 \text{ et } \beta = 1 & \text{pour } FC \leq 5\% \\ \alpha = e^{(1.76-190FC^2)} \text{ et } \beta = 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000} & \text{pour } 5\% < FC < 35\% \\ \alpha = 5 \text{ et } \beta = 1.2 & \text{pour } FC \geq 35\% \end{array} \right.$$

FC : Définie comme le pourcentage de passant au tamis de 80 µm.

La résistance à la liquéfaction

La résistance au cisaillement cyclique normalisée en fonction de $(N_1)_{60cs}$ est donnée par Rauch (1998) :

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 \cdot (N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \tag{2-10}$$

On considère que cette expression est applicable lorsque le nombre de coups est normalisé $(N_1)_{60cs} < 30$. Au-delà de ce seuil, les matériaux sont considérés comme trop denses pour se liquéfier, et aucun coefficient de sécurité n'est calculé.

SC : sondage carottier

Tableau 2-4 : Récapitulatif des calculs de $CRR_{7.5}$ selon l'approche basée sur N pour SC-8

Z(m)	PWD (m)	N	σ_{eff} (kPa)	C_n	$(N_1)_{60}$	FC(%)	$(N_1)_{60cs}$	$CRR_{7.5}$
-0	14.4	0	-	-	-	21.01	-	-
-2.0	16.4	7	14	1.642	11.493	21.01	16.264	0.173
-4.0	18.4	7	28	1.486	10.405	24.15	15.733	0.168
-6.0	20.4	10	42	1.358	13.580	24.52	19.331	0.207
-8.0	22.4	12	58	1.236	14.831	24.52	20.721	0.225
-10.0	24.4	20	74	1.134	22.680	24.52	29.445	0.433
-12.6	27	31	94.8	1.024	31.750	24.52	39.526	-

Tableau 2-5 : Récapitulatif des calculs de F_s pour SC-8

Z(m)	CSR	$CRR_{6.5}$	F_s
-0	-	-	-
-2	0.389	0.249	0.640
-4	0.383	0.242	0.632
-6	0.377	0.298	0.791
-8	0.363	0.324	0.893
-10	0.347	0.624	1.797
-12.6	0.317	-	-

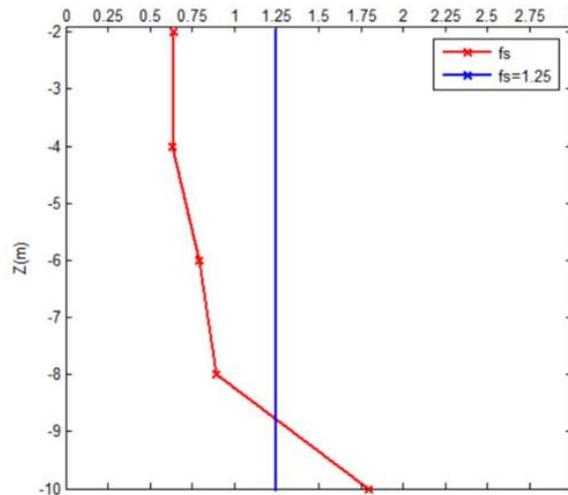


Figure 2-4 : Coefficient de sécurité à la liquéfaction en fonction de la profondeur (SC-8)

2.4.8.2 Approche basée sur les vitesses d’onde du cisaillement

Les critères de résistance à la liquéfaction, établis par Andrus et Stokoe, reposent sur la mesure de la vitesse des ondes de cisaillement V_s . Cette méthode offre la possibilité de mesurer V_s dans des sols difficiles à pénétrer, en utilisant l’essai SPT. [7]

Andrus et Stokoe (1997) ont proposé la relation suivante entre $CRR_{7.5}$ et V_{s1} :

$$CRR_{7.5} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma_{eff}} = a \times \left(\frac{V_{s1}}{100}\right)^2 + b \times \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*}\right) \quad (2-11)$$

a ; b : Paramètres d’ajustement de courbes ($a = 0.022$; $b = 2.8$) pour un séisme de magnitude de 7.5.

V_{s1}^* : Limite supérieure de V_{s1} pour que la liquéfaction se produise et qui sépare le comportement contractant et dilatant.

$$\begin{cases} V_{s1}^* = 215 \text{ m/s} & \text{pour } FC \leq 5\% \\ V_{s1}^* = 215 - 0.5 (FC - 5) \text{ m/s} & \text{pour } 5\% < FC < 35\% \\ V_{s1}^* = 200 \text{ m/s} & \text{pour } FC \geq 35\% \end{cases} \quad 2-12$$

Sykora 1987; Kayen et al. 1992; Robertson et al.1992 ont proposé une autre procédure d’évaluation de la liquéfaction en utilisant des données de performance sur le terrain provenant principalement des sites de la vallée impériale en Californie en corrigeant V_s :

$$V_{s1} = V_s \times \left(\frac{P_a}{\sigma_{eff}}\right)^{0.25} \quad 2-13)$$

P_a : Pression de référence prise égale à la pression atmosphérique (1 atm ~ 100 kPa).

σ_{eff} : La contrainte effective verticale.

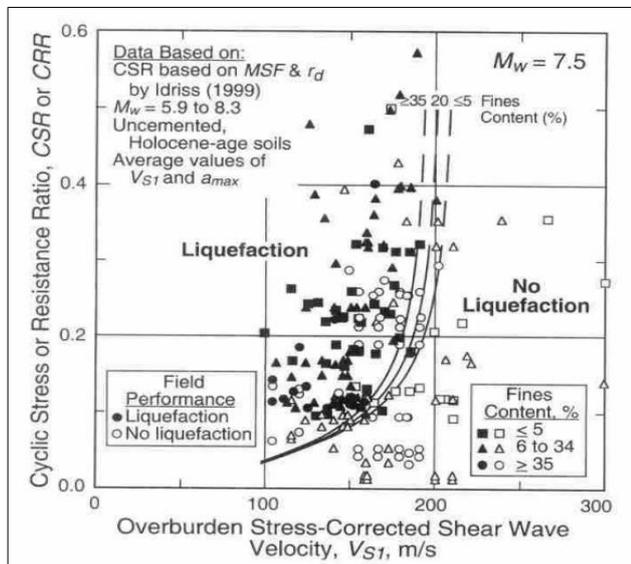


Figure 2-5 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_s=7.5$ selon approche basée sur V_s [7]

Tableau 2-6 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-10

Z(m)	σ_{tot} (kPa)	σ_{eff} (kPa)	r_d (m)	a_{max} /g	CSR
-3	51	21	0.977	0.25	0.386
-4.0	68	28	0.969	0.25	0.383
-5.0	85	35	0.962	0.25	0.380
-6.0	102	42	0.954	0.25	0.377
-7.0	119	49	0.946	0.25	0.374
-8.0	136	56	0.939	0.25	0.370
-9.0	154	64	0.931	0.25	0.364
-10.0	172	72	0.907	0.25	0.352
-11.0	190	80	0.880	0.25	0.340
-12.0	208	88	0.854	0.25	0.328

L'essai de suspension logger a été réalisé dans la zone de la digue nord seulement dans le SC-10

Tableau 2-7 : Récapitulatif des calculs de $CRR_{7.5}$ selon l'approche basée sur V_s pour SC-10

Z	γ(kN/m³)	V_s (m/s)	σ_{eff} (kPa)	V_{s1} (m/s)	FC(%)	V_{s1}^*(m/s)	$CRR_{7.5}$
-3	17	136	21	199.99	26.79	204.105	0.740
-4.0	17	137	28	188.335	26.79	204.105	0.242
-5.0	17	140	35	182.017	22.94	206.03	0.176
-6.0	17	137	42	170.180	22.94	206.03	0.128
-7.0	17	137	49	163.746	27.21	203.895	0.115
-8.0	17	141	56	162.994	27.21	203.895	0.113
-9.0	18	148	64	165.469	27.21	203.895	0.119
-10.0	18	159	72	172.609	27.21	203.895	0.141
-11.0	18	181	80	191.384	27.21	203.895	0.291
-12.0	18	211	88	217.852	27.21	203.895	-

Tableau 2-8 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-10

Z(m)	σ_{tot}(kPa)	σ_{eff} (kPa)	r_d (m)	a_{max} /g	CSR
-3	51	21	0.977	0.25	0.386
-4.0	68	28	0.969	0.25	0.383
-5.0	85	35	0.962	0.25	0.380
-6.0	102	42	0.954	0.25	0.377
-7.0	119	49	0.946	0.25	0.374
-8.0	136	56	0.939	0.25	0.370
-9.0	154	64	0.931	0.25	0.364
-10.0	172	72	0.907	0.25	0.352
-11.0	190	80	0.880	0.25	0.340
-12.0	208	88	0.854	0.25	0.328

Tableau 2-9 : Récapitulatif des calculs de F_s pour SC-10

Z (m)	CRR _{7.5}	CSR	CRR _{6.5}	F _s
-3	0.74	0.386	1.066	2.761
-4.0	0.242	0.383	0.348	0.910
-5.0	0.176	0.38	0.253	0.667
-6.0	0.128	0.377	0.184	0.489
-7.0	0.115	0.374	0.166	0.443
-8.0	0.113	0.37	0.163	0.440
-9.0	0.119	0.364	0.171	0.471
-10.0	0.141	0.352	0.203	0.577
-11.0	0.291	0.34	0.419	1.232

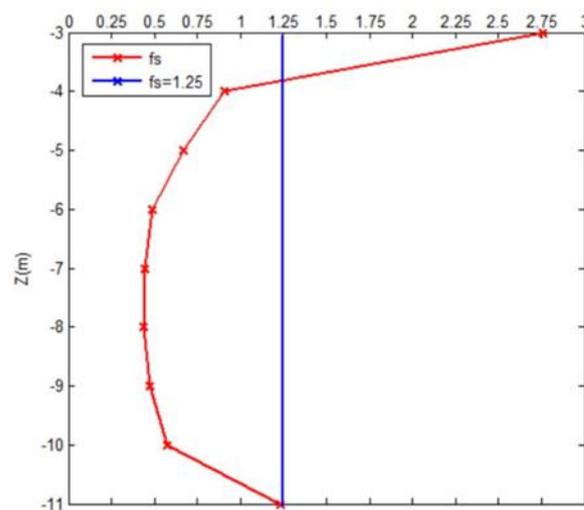


Figure 2-6: Coefficient de sécurité à la liquéfaction en fonction de la profondeur (SC-10)

Les couches de sol susceptibles à la liquéfaction sont situées dans les 10 premiers mètres. Les résultats de l'évaluation du potentiel de liquéfaction indiquent que le sol est liquéfiable lors d'une activité sismique, ce qui souligne la nécessité de mettre en place des techniques de renforcement afin d'éliminer le risque de liquéfaction.

2.5 Méthodes d'amélioration du sol

2.5.1 Compactage à l'explosif

Les charges explosives sont placées dans des forages creusés dans le sol à compacter. Pour les sables saturés, les forages peuvent être réalisés facilement par lançage, et les charges sont généralement placées à une profondeur comprise entre la moitié et les trois quarts de la zone à traiter. Le processus de compactage se déroule en plusieurs phases successives, chacune étant séparée par une période de repos du terrain. Au cours de chaque phase, les charges sont mises au feu à des profondeurs différentes et après chaque explosion, on observe une remontée d'eau et de gaz à la surface, ainsi qu'un affaissement quasi instantané du niveau de la surface du sol. Toutefois, l'effet de compactage est plus marqué en profondeur, tandis que les couches supérieures sont moins compactées. Il est donc nécessaire de prévoir une autre méthode pour compacter ces couches. [8]

2.5.2 Compactage dynamique

Après le compactage statique, le compactage dynamique est apparu comme une méthode d'amélioration des sols plus efficace pour stabiliser et densifier les couches de sols pulvérulents, Elle consiste à réarranger les particules du sol en utilisant l'énergie générée par la chute d'un poids depuis une hauteur importante. Les ondes de vibrations générées par ces impacts se propagent dans le volume de sol, réarrangeant les particules pour les rendre plus compactes. Le compactage dynamique est généralement réalisé en deux ou trois étapes, en disposant les points de compactage en un maillage primaire dans la première étape, puis en ajoutant d'autres points dans un maillage secondaire plus dense dans la deuxième étape. La surface est finalement nivelée en utilisant un compacteur vibrant pour le nivellement final. Il est courant de prévoir une couche supplémentaire de 10 à 20 cm sur la surface traitée, qui peut être recouverte d'une couche de gravier. Le réarrangement des particules se manifeste par un tassement directement visible sous l'impact, qui déplace les particules de sol pour les sols non saturés et augmente rapidement la pression interstitielle pour les sols saturés, suivie d'une dissipation rapide des surpressions interstitielles. [8]



Figure 2-7 : Amélioration des sols par compactage dynamique

2.5.3 Vibro-compactage

Le processus de vibro-compactage implique la pénétration d'une aiguille vibrante dans un sol granulaire lâche, suivie d'un mouvement pulsatoire horizontal pour réduire les frottements entre les particules de sol et liquéfier temporairement le sol. Ensuite, l'aiguille vibrante est lentement remontée en effectuant des mouvements alternatifs verticaux avec un débit de lancement réduit, ce qui entraîne le réarrangement des grains et le compactage du sol, visible par l'affaissement du sol localisé.

L'objectif du vibro-compactage est de réduire l'indice des vides du sol en augmentant sa densité, ce qui peut être utile pour réduire les tassements ou limiter le risque de liquéfaction lors de séismes. Avant de commencer le traitement, il est important de réaliser une planche d'essai pour calibrer les paramètres d'exécution tels que le choix du vibreur, la maille du traitement, la hauteur et le temps de passes de compactage, qui varient selon le vibreur [8].



Figure 2-8 : Amélioration des sols par vibro-compaction

La technique de consolidation par la technique de vibro-compaction est conseillée pour les 10 premiers mètres. La surface de traitement est (93m×407.898m). Le nombre de mailles est :

$$M_L = \frac{L}{l} = \frac{407.898}{2.598} = \mathbf{157}$$

$$M_B = \frac{B}{b} = \frac{93}{3} = \mathbf{31}$$

L : longueur de la zone traitée

B : Largeur de la zone traitée

l : Distance verticale entre deux mailles consécutives

b : Distance horizontale entre deux mailles consécutives

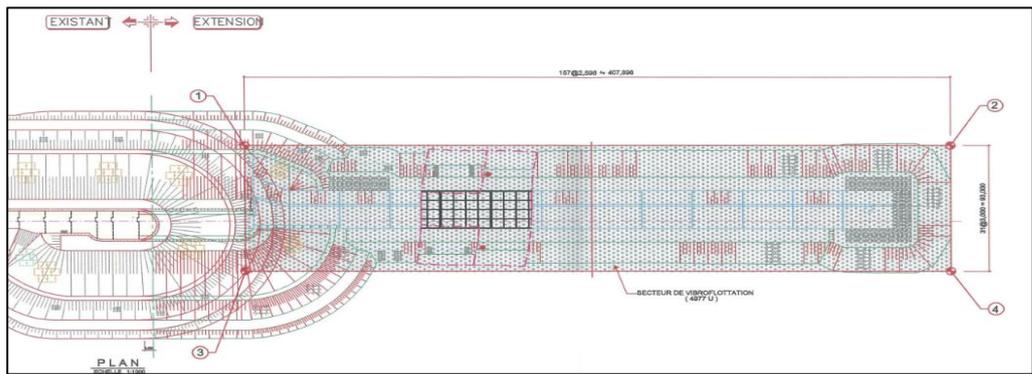


Figure 2-9 : Vue en plan de la zone traitée

Le nombre de mailles suivant la longueur et la largeur de rectangle du traitement est respectivement 157 et 31 mailles. Il est recommandé de laisser un temps entre la fin du traitement et la mesure des caractéristiques mécanique de sol.

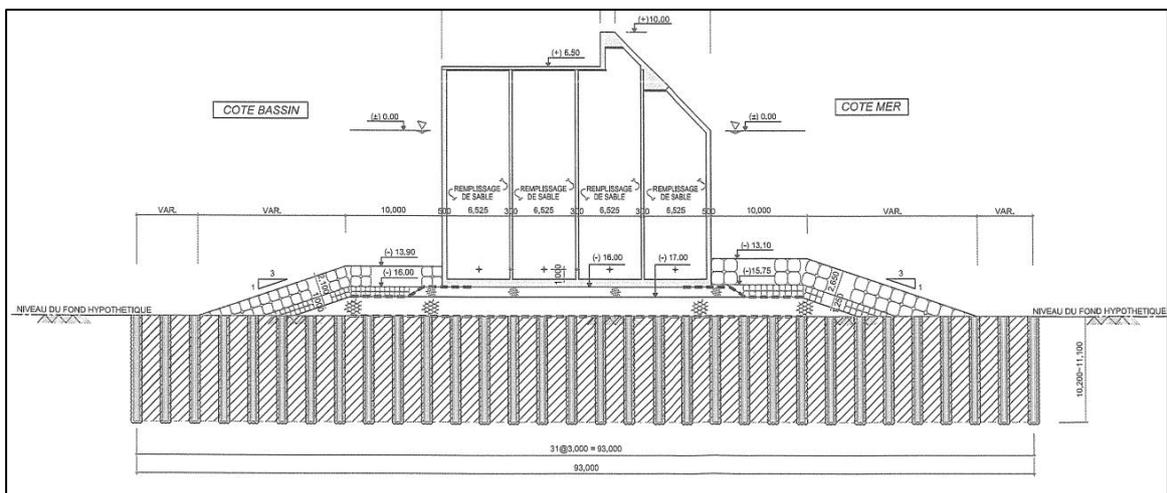


Figure 2-10 : Coupe transversale de la zone traitée [9]

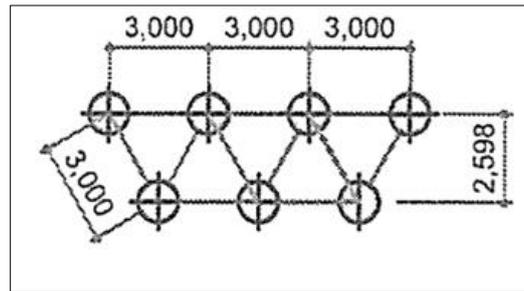


Figure 2-11 : Vue en plan de disposition des mailles

2.6 L'évaluation du potentiel de la liquéfaction du sol traité

Après avoir procédé à cette technique d'amélioration du sol, il est nécessaire de recalculer le potentiel de la liquéfaction afin de vérifier si le phénomène a été supprimé, pour cela on utilise uniquement la méthode de SPT en raison de la disponibilité des données.

Les valeurs de nombre de coups de l'essai SPT d'un sol amélioré sont résumées dans la figure 2-12.

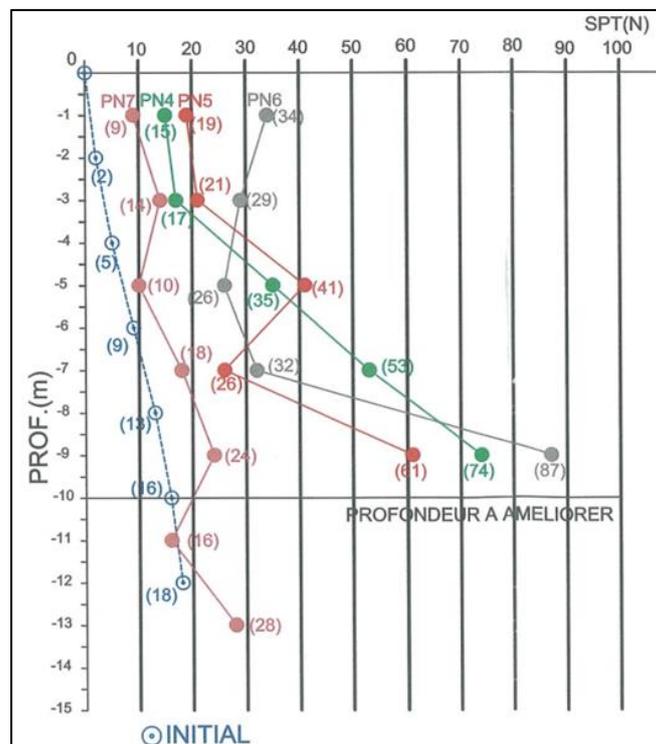


Figure 2-12 : Représentation des résultats de l'essai SPT

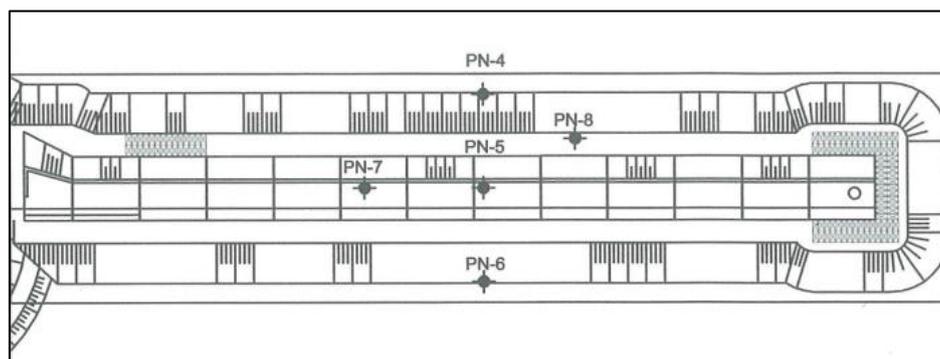


Figure 2-13 : L'implantation de l'essai SPT dans la zone traitée (PN-4-5-6-7-8)

Tableau 2-10 : Récapitulatif des calculs de $CRR_{7.5}$ selon l'approche basée sur N pour SC 4-5-6-7-8

Z(m)	$\gamma_{\text{amélioré}}$	C_n	N_{initiale}	N_{moyen}	$(N_{60})_1$	$(N_{60})_{1 \text{ CS}}$
-1	18	1.7	0	19	32.3	38.87
-3	18	1.528	2	20	30.556	36.972
-5	18	1.375	5	28	38.5	46.881
-7	19	1.202	9	32	38.47	46.881
-9	19	1.095	13	61	66.766	78.443

Le nombre $(N_{60})_{1 \text{ CS}}$ calculé en utilisant le nombre de coups moyen après l'amélioration le sol, il est supérieur à 30. Les matériaux sont considérés comme trop denses pour se liquéfier, et aucun coefficient de sécurité ne sera calculé.

2.7 Conclusion

En raison de sa complexité, l'étude de la liquéfaction des sols est un phénomène difficile à examiner. Par conséquent, il est nécessaire d'évaluer le potentiel de liquéfaction du sol en se basant sur plusieurs éléments. Tout d'abord, les résultats du sondage, les contraintes totales et effectives, ainsi que la pression interstitielle d'eau et le facteur de réduction de profondeur sont pris en compte pour déterminer le rapport de contrainte cyclique "CSR". Ensuite, la méthode d'essai de pénétration standard "SPT" et la mesure de vitesse de cisaillement sont utilisées pour déterminer la résistance en calculant la valeur corrigée du nombre de coups N et V_s . Les couches de sol ayant un " F_s " inférieur à 1,25 sont considérées comme liquéfiables. Pour éliminer le risque de liquéfaction, une méthode de vibro-compactage est utilisée afin de supprimer la liquéfaction.

CHAPITRE 3 :

LA VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU MUSOIR

3.1 Introduction

L'analyse de la stabilité du musoir est effectuée en déterminant les forces qui s'y appliquent, afin de s'assurer de sa résistance au glissement, au renversement et au poinçonnement. Le calcul des pressions de la houle sur le caisson se fera analytiquement selon la méthode de Goda. Par ailleurs, la vérification au grand glissement est effectuée numériquement.

3.2 L'évaluation des pressions dues à la houle

La méthode de **Goda** est couramment utilisée pour calculer les pressions de la houle sur les structures marines. Elle utilise une hauteur de dimensionnement plus grande que la hauteur significative de la houle [10]. Cette méthode permet de calculer les efforts maximaux sur les ouvrages verticaux pleins, en supposant que la pression des vagues d'incidence frontale le long d'un mur vertical est une distribution trapézoïdale au-dessus et en dessous d'un niveau d'eau au repos. Elle se réduit de P_1 (pression au niveau d'eau au repos) jusqu'à P_3 (pression à la base du caisson) étant considérée proportionnelle à P_1 . Aux points supérieurs au niveau d'eau au repos, les pressions de vagues diminuent jusqu'à zéro au point de Run-up théorique donné par une hauteur η^* au-dessus de niveau d'eau au repos. Les sous-pressions sont distribuées triangulairement à partir de la paroi de côté eau mer jusqu'au « 0 » à l'arrière du mur.

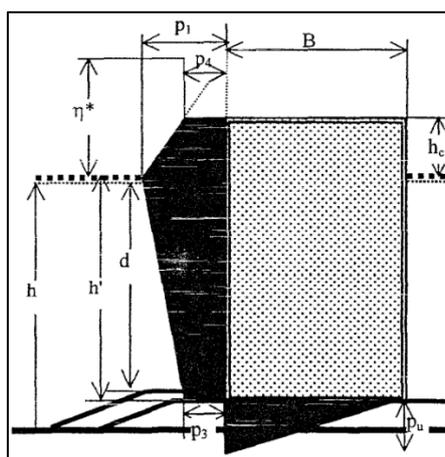


Figure 3-1 : Diagramme des pressions dues à la houle selon Goda [1]

P_4 : la pression exercée en tête de l'ouvrage [Pa]

Ces pressions sont calculées en utilisant les formules suivantes [11] :

$$P_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos\beta) (\lambda_1 \times \alpha_1 + \alpha_2 \times \lambda_2 \times \cos^2 \beta) \times \gamma_w \times H_D \quad (3-1)$$

P_3 est proportionnelle à P_1 :

$$P_3 = \alpha_3 P_1 \quad (3-2)$$

$$P_4 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) \cdot P_1 & \text{Si } \eta^* > h_c \\ 0 & \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad 3-3$$

$$P_u = \frac{1}{2} (1 + \cos\beta) \alpha_1 \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_w \cdot H_D \quad 3-4$$

$$\eta^* = 0.75 \times (1 + \cos\beta) \times \lambda_1 \times H_D \quad 3-5$$

Les facteurs de modification dépendent des caractéristiques de la houle et de la structure

($\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ sont tous égaux à 1).

Les facteurs multiplicatifs $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ varient avec les conditions hydrauliques et la géométrie de la structure. Ils sont déterminés par les relations suivantes :

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{4\pi h / L}{\sin h(4\pi h / L)} \right)^2 \quad (3-6)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \times \left(\frac{H_D}{d} \right)^2 ; \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (3-7)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \times \left(1 - \frac{1}{\cos h(2\pi h / L)} \right) \quad 3-8$$

Les paramètres de la structure

d : Profondeur de l'eau par rapport à la protection devant le caisson ;

h' : Profondeur de l'eau par rapport à la base du caisson ;

h : Profondeur totale d'eau devant le caisson ;

h_c : Hauteur du caisson émergé ;

Les paramètres de la houle

H_S : Hauteur de la houle significative, moyenne du tiers des plus grandes vagues (analyse statistique) ;

H_D : Hauteur de la houle de dimensionnement prise comme la hauteur maximale d'un échantillon de 250 vagues dans un enregistrement ;

h_b : Profondeur de l'eau au large ;

$$h_b = h + 5 H_s \times \tan\theta \quad 3-9)$$

θ : Direction de propagation de la houle par rapport au Nord magnétique ;

L : Longueur d'onde

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad 3-10)$$

β : Angle formé par la normale à la façade du caisson et la direction de propagation de la houle ;

T_s : Période significative de la houle

α : Coefficient de perte de charge (Coefficient de GODA)

λ : Facteur d'échelle (Coefficient de Takahashi et Shimosako)

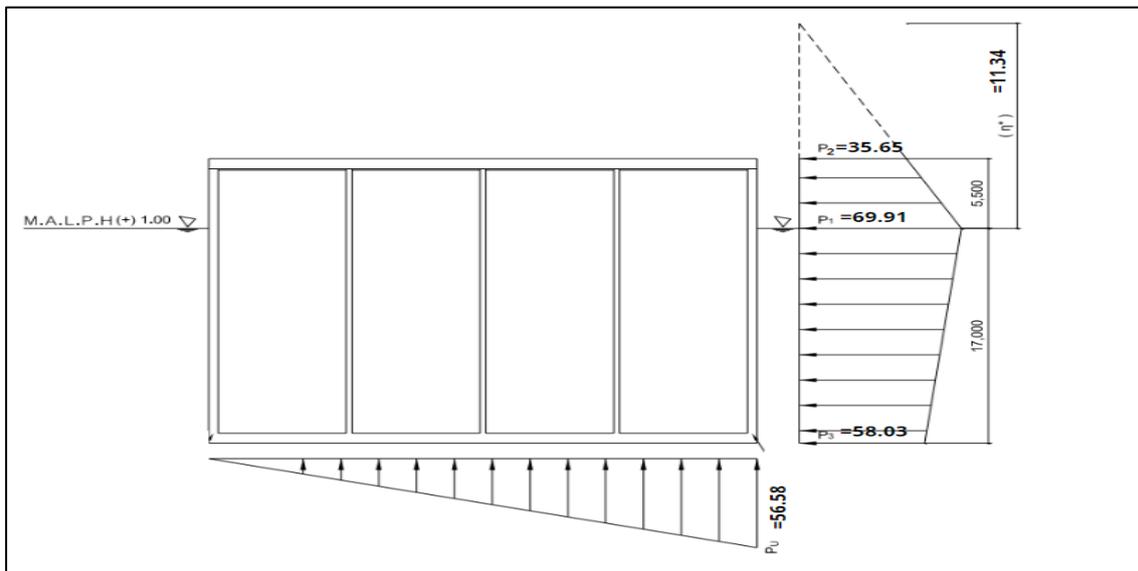


Figure 3-2 : Les pressions dues à la houle décennale agissantes sur la paroi latérale

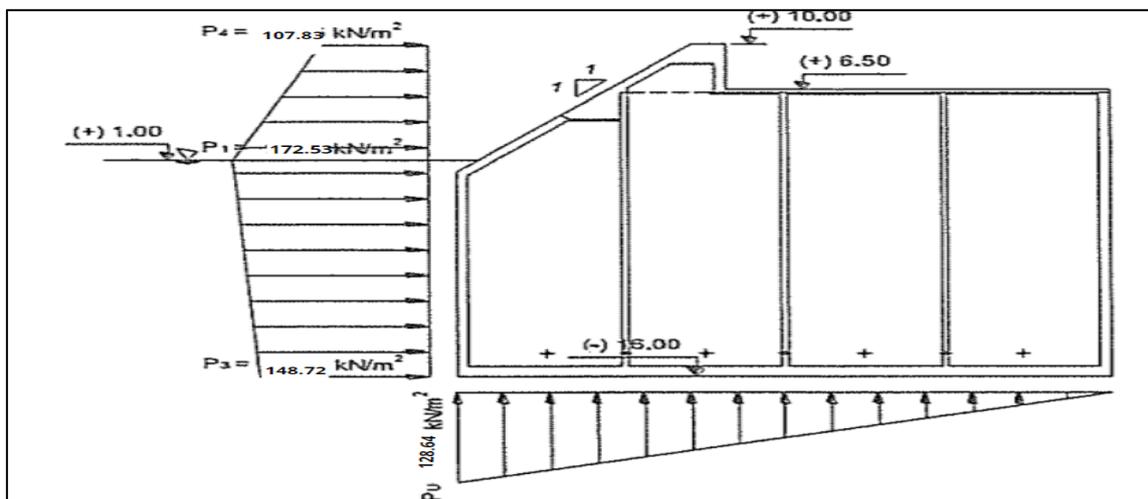


Figure 3-3 : Les pressions dues à la houle centennale agissante sur la paroi frontale

Détermination des pressions dues à la houle :

Les pressions dues à la houle sont calculées en considérant le niveau d'eau : +1 m/ N.G.A

Tableau 3-1 : Les paramètres du calcul des pressions dues à la houle

Caractéristique	Houle décennale agissante sur la paroi latérale	Houle centennale agissante sur la paroi frontale
d (m)	14.75	14.1
h'(m)	17	17
h (m)	20	20
hc (m)	5.5	9
Hs	4.5	10.5
H _D	8.1	16
hb (m)	20.45	21.05
L (m)	182.5	204.8
β (°)	30	0
T(s)	14	15.5
Direction (°)	45	360

Tableau 3-2 : Les résultats d'application de la méthode de Goda

	Houle décennale agissante sur la paroi latérale	Houle centennale agissante sur la paroi frontale
α_1	0.88	0.91
α_2	0.03	0.142
α_3	0.83	0.862
η^* (m)	11.34	24
P_1 (kN/m ²)	69.91	172.53
P_3 (kN/m ²)	58.03	148.72
P_4 (kN/m ²)	35.65	107.83
P_u (kN/m ²)	56.58	128.64

Les pressions appliquées sur la paroi inclinée sont corrigées en fonction du coefficient de correction et de l'angle d'inclinaison (α). Il faut bien noter que les pressions de soulèvement appliquées à la face inférieure de la paroi verticale restent inchangées.

Les pressions de la houle sur une face verticale :

$$P_1 = 172.53 \text{ kN/m}^2$$

$$P_2 = 171.13 \text{ kN/m}^2 \text{ (La valeur déterminée numériquement)}$$

$$P_3 = 148.72 \text{ kN/m}^2$$

$$P_4 = 107.83 \text{ kN/m}^2$$

Les pressions modifiées dues à la présence d'une face inclinée sont calculées par les formules suivantes :

Les pressions agissantes sur la face inclinée :

$$P_2 \times \lambda_{SL}' \times \sin\alpha = 171.13 \times 1.288 \times 0.707 = 155.83 \text{ kN/m}^2$$

$$P_1 \times \lambda_{SL}' \times \sin\alpha = 172.53 \times 1.288 \times 0.707 = 157.11 \text{ kN/m}^2$$

$$P_4 \times \lambda_{SL}' \times \sin\alpha = 107.83 \times 1.288 \times 0.707 = 98.19 \text{ kN/m}^2$$

Les pressions agissantes sur la face droite :

$$P_2 \times \lambda_v = 171.13 \times 0.85 = 145.46 \text{ kN/m}^2$$

$$P_3 \times \lambda_v = 148.72 \times 0.85 = 126.41 \text{ kN/m}^2$$

λ_{SL}' : Coefficient modifié de la charge de la houle agissant sur la face inclinée du caisson à face inclinée.

λ_v : Coefficient modifié de la charge de la houle agissant sur la face verticale du caisson à face inclinée.

α : Inclinaison en degrés de la face inclinée du caisson ($^\circ$).

Pour le cas des caissons de la jetée Nord, nous avons :

$$H_s = 10,5 \quad L = 204,80 \quad H_s/L = 0,051$$

α : Inclinaison en degrés de la face inclinée du caisson ($^\circ$) = 45°

$$\tan \alpha = 1 \quad ; \quad \cos \alpha = 0,707 \quad ; \quad \sin \alpha = 0,707$$

d_c : Distance entre le niveau de l'eau et le bas de la face inclinée (m).

Les coefficients de correction sont :

$$\lambda_{SL}' = \min \left[\max \left\{ 1.0 \quad ; \quad -23 \times \frac{H_s}{L} + \frac{0.46}{\tan^2 \alpha} \right\} + \frac{1}{\sin^2 \alpha} ; \frac{1}{\sin^2 \alpha} \right] \quad 3-11$$

$$\lambda_{SL}' = \min[\max\{1.0 \quad ; \quad 1.288\} ; 2]$$

$$\lambda_{SL}' = \mathbf{1.288}$$

$$\lambda_v = \min \left[1.0 \quad ; \quad \max \left\{ 1.1 \quad ; \quad 1.1 + 11 \times \frac{d_c}{L} \right\} - 5 \times \frac{H_s}{L} \right] \quad 3-12$$

$$\lambda_v = \min[1.0 \quad ; \quad \max\{1.1 \quad ; \quad 1.15\} - 5 \times 0.051]$$

$$\lambda_v = \mathbf{0.85}$$

Les forces et les moments de flexion dus aux pressions de la houle

Tableau 3-3 : Les forces et moments dus à la houle

Description	F_h (kN)	M_h (kN.m)	F_v (kN)	M_v (kN.m)
Houle décennale	38578.4	424941	-	-
Soulèvement dû à la houle décennale	-	-	-22963.6	443809.8
Houle centennale	81972.7	862643.83	18920.61	486259.70
Soulèvement dû à la houle centennale	-	-	-52209.83	974583.5

3.3 Evaluation des forces du vent

Conformément au **Règlement Neige et Vent de 1999**, et étant donné que le phare est une structure circulaire, on prend en compte une seule direction pour calculer la pression du vent.

Tableau 3-4 : Données relatives au site

V_{ref} (m/s)	q_{ref} (N/m ²)	K_t	z_0 (m)	z_{min} (m)	C_t
25 m/s (zone I , Jijel)	375	0.17	0.01	2	1

q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes dont la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans.

K_t : Facteur de terrain.

z_{min} : La hauteur minimale.

z_0 : Le paramètre de rugosité

Le coefficient dynamique (C_d) est donné en fonction de :

- b : Le rayon (m).

- h : La hauteur totale de la construction (m).

La valeur de C_d est déterminée par l'abaques d'annexe C.

$C_d = 1 < 1.2$. La structure sera donc considérée peu sensible aux excitations dynamiques.

C_f : Le coefficient de force de la construction pour la direction considérée

$$C_f = C_{f,0} \times \Psi_r \times \Psi_\lambda \quad (3-13)$$

Ψ_r : Un facteur de correction du coefficient de force, il est égal à 1 pour l'ensemble des constructions, exceptées pour les constructions à base rectangulaire à angles arrondies.

$$(\Psi_r = 1)$$

Ψ_λ : Le facteur d'élanement est donné en fonction de l'élanement effectif et pour différents coefficients d'opacité ϕ (Annexe C) ($\Psi_\lambda = 0.67$)

Coefficient d'opacité ϕ : Pour les constructions fermées ($\phi = 1$)

L'élanement effectif : $\lambda_e = 23/3 = 7.67$.

$C_{f,0}$: est donné en fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité relative par l'abaque d'annexe C.

La rugosité équivalente $k = 0,2$ mm (béton lisse).

La rugosité relative k/b est égale à $\frac{0.2}{3000} = 0.000067$

Le nombre de Reynolds :

$$Re = \frac{V_m \times b}{\mu} \quad (3-14)$$

La vitesse moyenne V_m du vent est la vitesse moyenne :

$$V_m = C_r \times C_t \times V_{ref} \quad (3-15)$$

La viscosité cinématique de l'air : $\mu = 0.000015 \text{ m}^2/\text{s}$

C_r : Le coefficient de rugosité est défini par la loi logarithme :

$$C_r = K_t \times \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right) \text{ pour } z_{min} < z < 200 \text{ m} \quad (3-16)$$

La pression dynamique

La hauteur de phare est supérieure à 10 m, la pression dynamique du vent doit être calculée en subdivisant la surface totale en n éléments de surface, de hauteurs égales h_i (Figure).

$$n = E \left\{ \frac{h}{3} \right\} = 7$$

h (en m) : Hauteur totale de phare.

$$h_i = \frac{h}{n} = \frac{23}{7} = 3 \text{ m}$$

La pression dynamique du vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

Pour les structures permanentes :

$$q_{dyn} = q_{ref} \times C_e \quad (3-17)$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent

$$C_e = C_t^2 \times C_r^2 \times \left(1 + 7 \times \frac{K_t}{C_r \times C_t}\right) \quad (3-18)$$

q_j : Pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times C_f \quad (3-19)$$

Pression du vent en fonction de la hauteur

Le calcul de la pression du vent se résume dans le tableau 3-5.

Tableau 3-5 : Les pressions dues au vent en fonction de la hauteur

Z_j (m)	C_r	C_e	q_{dyn} (N/m ²)	V_m (m/s)	R_e (×10 ⁶)	$C_{f,0}$	C_f	q_j (N/m ²)
6.5	1.1	2.52	946	27.5	5.51	0.65	0.4355	412.0
9.5	1.17	2.75	1029.6	29.1	5.83	0.65	0.4355	448.4
12.5	1.21	2.91	1092.1	30.3	6.06	0.65	0.4355	475.6
15.5	1.25	3.05	1142.1	31.2	6.24	0.65	0.4355	497.4
18.5	1.28	3.16	1184.1	32	6.39	0.65	0.4355	515.7
21.5	1.3	3.25	1220.2	32.6	6.52	0.65	0.4355	531.4
24.5	1.33	3.34	1252	33.2	6.63	0.65	0.4355	545.3
27.5	1.35	3.41	1280.5	33.7	6.73	0.65	0.4355	557.6
29.5	1.36	3.46	1297.9	34	6.79	0.65	0.4355	565.2

Forces et moments dus au vent

Les forces et les moments dus au vent sont calculés par palier de 3 m.

Tableau 3-6 : : Les forces et moments dus au vent dans chaque palier

Hauteur (m)	Calcul de la force du vent $q_j \times b \times h_i$	Force du vent (kN)	Calcul de bras de levier	Longueur de bras (m)	Moment (kN·m)
6.5-9.5	$0.43 \times 3 \times 3$	3.87	$0.5 \times 3 + 22.5$	24	92.92
9.5-12.5	$0.46 \times 3 \times 3$	4.16	$0.5 \times 3 + 25.5$	27	112.27
12.5-15.5	$0.49 \times 3 \times 3$	4.38	$0.5 \times 3 + 28.5$	30	131.35
15.5-18.5	$0.51 \times 3 \times 3$	4.56	$0.5 \times 3 + 31.5$	33	150.44
18.5-21.5	$0.52 \times 3 \times 3$	4.71	$0.5 \times 3 + 34.5$	36	169.62
21.5-24.5	$0.54 \times 3 \times 3$	4.84	$0.5 \times 3 + 37.5$	39	188.95
24.5-27.5	$0.55 \times 3 \times 3$	4.96	$0.5 \times 3 + 40.5$	42	208.45
27.5-29.5	$0.56 \times 3 \times 2$	3.37	$0.5 \times 2 + 43.5$	44.5	149.9
Total	-	34.86	$0.5 \times 23 + 22.5$	34	1185.08

Les charges permanentes considérées sont illustrées dans le tableau 3-7

Tableau 3-7 : Les charges permanentes

Description	Force verticale (kN)
Phare	1650
Caisson en béton	89710.2
Remplissage	301437.3
Somme (W)	392797.5

3.4 Action accidentelle sismique suivant la méthode pseudo statique

Analyse pseudo-statique constitue une première évaluation de la stabilité de caisson en condition du séisme.

Les forces sismiques F_h et F_v agissantes sur le caisson respectivement dans les directions horizontale et verticale, doivent être prises telles que :

$$F_h = K_h \cdot W \quad (3-20)$$

$$F_v = K_v \cdot W \quad (3-21)$$

K_h : Coefficient sismique pseudo-statique horizontal.

K_v : Coefficient sismique pseudo-statique vertical.

W : Poids total de caisson (kN).

Coefficient d'accélération de zone :

Le site choisi pour l'étude se trouve dans la Wilaya de Jijel qui fait partie de la zone à sismicité moyenne de (II- a).

Les ouvrages d'importance vitale, sont classés dans le groupe 1A ($A=0.25$)

Les coefficients sismiques sont donnés par les expressions suivantes [12]:

$$k_h = A (\%g) \quad (3-22)$$

$$k_v = \pm 0.3 k_h \quad (3-23)$$

L'action sismique verticale doit être considérée comme agissante vers le haut ou vers le bas.

$$F_h = 98199.375 \text{ kN}$$

$$\text{Cas ascendant : } F_v = -29459.813 \text{ kN}$$

$$\text{Cas descendant : } F_v = 29459.813 \text{ kN}$$

3.4.1 La pression hydrodynamique

La formulation de **Westergaard** est utilisée pour déterminer les pressions hydrodynamiques qui agissent sur la structure en ajoutant des masses (forces inertielles ajoutées). La résultante est donnée par mètre linéaire, agissantes à $0,4 h_w$ à partir de la base de la paroi :

$$P_w = \frac{7}{12} \times \alpha \times \gamma_w \times h_w^2 \quad (kN/m) \quad (3-24)$$

α : Coefficient sismique horizontal

h_w : La profondeur de l'eau.

γ_w : Poids volumique de l'eau de mer.

$$P_w = 12095.854 \text{ kN}$$

$$M_{P_w} = 82251.808 \text{ kN.m}$$

3.5 La poussée d'Archimède

La poussée d'Archimède est égale au poids du volume d'eau déplacé par le caisson.

$$F_v = - \gamma_w \times h_w \times B \times L \quad (3-25)$$

$$F_v = -141442.2 \text{ kN}$$

3.6 Combinaisons d'actions à considérer

Le caisson transmet les efforts auxquels il est soumis au sol de fondation en travaillant comme une fondation superficielle, les combinaisons d'états limites à considérer sont l'état-limite ultime et l'état-limite de service, traités de façon distincte en se référant au **fascicule 62 titre 5**.

3.7 La vérification de la stabilité en condition de houle décennale

En conditions de houle décennale agissante sur la paroi latérale, en crête de houle aucune surcharge n'est prise en compte

- A l'extrémité de la paroi latérale.
- Quand le niveau de la marée est à M.A.L.P.H. ((+) 1.00 m /N.G.A).

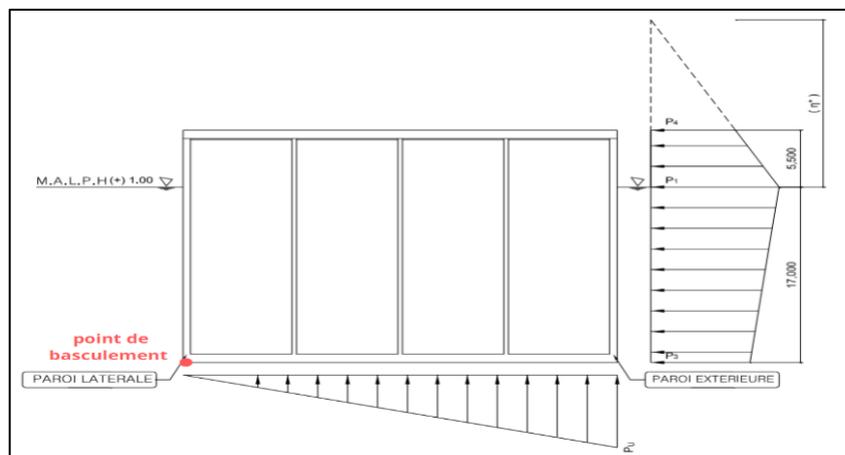


Figure 3-4 : La coupe transversale du caisson montrant le point de basculement

Les détails des calculs sont donnés dans le tableau 3-8.

Tableau 3-8 : Récapitulatif des forces et moments dus au poids propre

Description	V (kN)	e_v (m)	Moment (kN.m)
Phare	1650	14.5	23925
Caisson en béton	89710.2	14.5	1300797.9
Remplissage	301437.3	14.5	4370840.9
Somme	392797.5	-	5695563.8

e_v : excentricité de la force verticale par rapport au point de basculement

Le cas de combinaisons fondamentale à l'état-limite ultime à vérifier est représenté dans le tableaux 3-9.

Tableau 3-9 : Cas 1 de combinaison fondamentale à l'ELU

ELU 1	F_v (kN)	M_v (kN.m)	F_h (kN)	M_h (kN.m)
Houle $\times 1.5$	-	-	57867.6	637411.5
Soulèvement $\times 1.5$	-34445.4	665713.5	-	-
Vent $\times 1.5$	-	-	52.29	1777.62
PP du caisson en BA	91360.17	1324722.5	-	-
PP du remplissage	301437.3	4370840.9	-	-
Flottaison $\times 1.125$	-159122.48	2307276	-	-
Total	199229.595	-	57919.89	639189.12

Les 2 cas de combinaisons accidentelles à l'état-limite ultime à vérifier sont représentés dans les tableaux 3-10 ; 3.11, 3-12

Tableau 3-10 : La combinaison accidentelle à l'ELU (accidentelle)

ELU	F_v	M_v	F_h	M_h
Cas ascendant	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
Force sismique (h)	-	-	78559.5	864940.1
Force sismique (v)	-23567.9	341734.55	-	-
Force hydrodynamique	-	-	9676.7	65802.2
PP du caisson en BA	91360.17	1324722.5	-	-
PP du remplissage	301437.3	4370840.9	-	-
Flottaison	-141442.2	2050912	-	-
Total	227787.37	-	88236.2	930742.3

Tableau 3-11 : La combinaison accidentelle à l'ELU (accidentelle)

ELU	F_v	M_v	F_h	M_h
Cas descendant	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
Force sismique (h)	-	-	78559.5	864940.1
Force sismique (v)	23567.9	341734.55	-	-
Force Hydrodynamique	-	-	9676.7	65802.2
PP de caisson en BA	91360.17	1324722.5	-	-
PP de remplissage	301437.3	4370840.9	-	-
Flottaison	-141442.2	2050912	-	-
Total	274923.17	-	88236.2	930742.3

Le cas de combinaison à l'état-limite de service à vérifier est représentés dans le tableau 3-12.

Tableau 3-12 : La combinaison fréquente à l'ELS

ELS	F_v	M_v	F_h	M_h
Fréquente	(kN)	(kN·m)	(kN)	(kN·m)
Houle ×0.6	-	-	23147.04	254964.6
Soulèvement ×0.6	-13778.16	266285.4	-	-
Vent ×0.6	-	-	20.916	711.048
PP de caisson en BA	91360.17	1324722.5	-	-
PP de remplissage	301437.3	4370840.9	-	-
Flottaison	-141442.2	2050912	-	-
Total	237577.11	-	23167.956	255675.65

La vérification de la stabilité externe du musoir consiste à vérifier

- La résistance au renversement.
- La résistance au glissement.
- La portance de soubassement.
- La portance de sol traité.
- La stabilité au grand glissement.

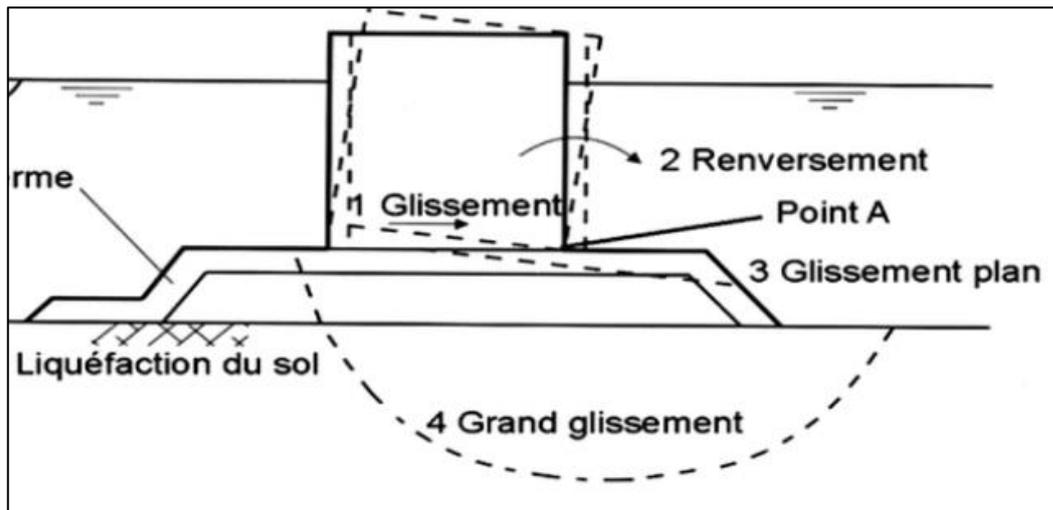


Figure 3-5 : Les modes d'instabilité

3.7.1 Etat limite ultime de renversement :

On vérifiera que la surface du sol comprimée sous le caisson sera au moins égale à 10% de la surface totale de celui-ci.[13]

3.7.2 Etat limite de service de décompression du sol

Combinaison rare :

La surface du sol comprimée sous le caisson doit être au moins égale à 75% de sa surface totale.[13]

Combinaison fréquente :

Le sol sous le caisson doit rester entièrement comprimé. [13]

Tableau 3-13 : Récapitulatif des calculs de la surface comprimée en présence de la houle et du séisme

Combinaison	Effort vertical total (kN)	Moment total (kN.m)	e (m)	% de surface comprimée
ELU 1	199229.595	2083384.8	4.04	100%
ELS Fréquente	237577.11	3122690.35	1.35	100%
ELU Cas ascendant	221895.458	2054057.2	4.1	100%
ELU Cas descendant	280815.08	2908391.8	3.4	100%

Or $B/6 = 4.832$

Pour chaque combinaison possible, la base est complètement comprimée, ce qui signifie que la résistance au renversement et à la décompression du sol est vérifiée.

3.7.3 La vérification de glissement par rapport au soubassement

Toutes les combinaisons doivent satisfaire la formule suivante [13] :

$$H \leq \frac{V \cdot \operatorname{tg} \varphi'}{\gamma_{g1}} + \frac{c' \cdot A'}{\gamma_{g2}} \quad (3-26)$$

H et V : Composantes de calcul horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation.

A' : Surface comprimée de la fondation.

c' : Terme de cohésion dans notre cas (c' ~ 0).

φ' : Angle de frottement interne de l'assise du caisson (40°).

- $\gamma_{g1} = 1.2$
- $\gamma_{g2} = 1.5$

Tableau 3-14 : Détail des calculs pour la vérification de la stabilité au glissement en présence de la houle et du séisme

Combinaison	H (kN)	V. $\operatorname{tg} \varphi' / \gamma_{g1}$ (kN)
ELU 1	57919.89	139311.543
ELS Fréquente	23167.956	166125.794
ELU Cas ascendant	110295.23	155141.907
ELU Cas descendant	110295.23	196336.545

$$H \leq V \cdot \operatorname{tg} \varphi' / \gamma_{g1}$$

La condition est satisfaite pour toutes les combinaisons ce qui permet de conclure que la résistance au glissement est assurée.

3.7.4 La vérification de la stabilité vis-à-vis du poinçonnement

La vérification est faite à la fois au niveau du soubassement et au niveau du sol traité

3.7.4.1 La capacité portante du sol [14]

La capacité portante du sol est donnée par l'équation 3-27.

$$Q_u = 0.5 \times \gamma'_1 \times B' \times N_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma + N_c \times c \times s_c \times i_c + N_q \times s_q \times i_q (\gamma'_2 \times D + q) \quad 3-27$$

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si le sol est immergé, γ'_1 et γ'_2

Influence de la forme de la semelle :

La forme de la semelle est rectangulaire

$$s_\gamma = 1 - 0.2 \times \frac{B}{L} \quad 3-28$$

$$s_c = 1 + 0.2 \times \frac{B}{L} \quad 3-29$$

$$s_q = 1 \quad (3-30)$$

Influence de l'excentrement de la charge :

Si l'excentricité « e » est parallèle à « B », on remplace dans tout ce qui précède B par une largeur réduite B' :

$$B' = B - 2e \quad 3-31$$

Si l'excentricité « e' » est parallèle à « L », on remplace L par une longueur réduite L' :

$$L' = L - 2e' \quad (3-32)$$

Influence de l'inclinaison de la charge :

Une inclinaison δ de la charge par rapport à la verticale.

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi'}\right)^2 \quad (3-33)$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2 \times \delta}{\pi}\right)^2 \quad 3-34)$$

$$\delta = \arctg\left(\frac{H}{V}\right) \quad 3-35)$$

N_{γ}, N_c et N_q : Facteurs de portance donnés en fonction de l'angle de frottement interne du sol φ sous la base de la fondation.

D : Encastrement (m)

q : Surcharge (kN/m^2)

c : Cohésion (kN/m^2)

3.7.4.2 La contrainte admissible du sol

La contrainte admissible est la pression maximale qui puisse être appliquée par une structure sur le sol sans qu'il y ait des tassements excessifs et des risques de rupture du sol.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_s} \quad (3-36)$$

Le coefficient de sécurité F_s est pris égal à $\begin{cases} 2 & \text{pour état limite ultime.} \\ 3 & \text{pour état limite de service.} \end{cases}$

3.7.4.3 La contrainte de référence $Q_{réf}$ transmise par l'ouvrage au sol

On peut utiliser la méthode de Meyerhof pour les semelles rectangulaires, qui considère la contrainte de référence comme une contrainte uniforme.

$$Q_{réf} = \frac{V}{(L - 2 \cdot e)} \quad 3-37)$$

La vérification de la portance du sol, en termes de contraintes, à l'état limite est formulée comme suit :

$$Q'_{ref} \leq Q_{adm} \quad (3-38)$$

3.7.4.4 La vérification de la portance du soubassement

Les caractéristiques de la couche d'assise et le détail des calculs sont donnés par les tableaux ci-dessous (Tableaux 3-15 ;3-16 ;3-17)

Tableau 3-15 : Les paramètres nécessaires pour le calcul de la portance du soubassement

c (kN/m ²)	φ (°)	γ' (kN/m ³)	B (m)	L (m)	D (m)	N _g	N _q	S _q
~0	40	11	28	28.99	2.1	79.5	64.2	1

Tableau 3-16: Détail du calcul de la contrainte admissible du soubassement

Combinaison	B'	δ	s _g	i _g	i _q	Q _u (kN/m ²)	Q _{adm} (kN/m ²)
ELU 1	19.92	16.21	0.863	0.354	0.672	3654.48	1827.2
ELS Fréquente	25.3	5.57	0.825	0.741	0.880	8070.62	2690.2
ELU Cas ascendant	19.8	21.19	0.863	0.221	0.585	2519.86	1259.9
ELU Cas descendant	21.2	17.79	0.854	0.308	0.644	3394.56	1697.3

Tableau 3-17 : Détail du calcul de la contrainte Q_{ref} transmise par le caisson au niveau du soubassement

Combinaison	V (kN)	L' =L-2e' (m)	Q _{ref} (kN/m ²)
ELU 1	199229.95	20.91	340.28
ELS Fréquente	237577.11	26.29	322.74
ELU Cas ascendant	227787.37	20.83	390.56
ELU Cas descendant	274923.17	22.23	441.69

3.7.4.5 La vérification de la portance du sol traité

Les caractéristiques de sol traité par vibro-compactage et le détail des calculs sont données dans les tableaux 3-18 ;3-19 ; 3-20.

Tableau 3-18: Les paramètres nécessaires pour le calcul de la portance du sol

C (kN/m ²)	φ (°)	γ_2' (kN/m ³)	B (m)	L (m)	D (m)	N _c	N _g	N _q
10	32	10	28	28.99	2.1	35.5	20.8	23.15

$$P_{assise} = \gamma_1' \times B_1' \times h_1 \times L \quad (3-39)$$

$$B_1' = B - 2 \times e + h_1 \quad (3-40)$$

h_1 : hauteur de la couche d'enrochement (3.7 m)

$$\delta_2 = \arctg\left(\frac{H}{V+P_{assise}}\right) \quad 3-41)$$

Tableau 3-19 : Détail du calcul de la contrainte admissible du sol

Combinaisons	B' ₁	P _{assise} (kN)	δ ₂	s _c	S _g	i _g	i _q	Q _u (kN/m ²)	Q _{adm} (kN/m ²)
ELU 1	23.62	27869.07	14.3	1.245	0.87	0.306	0.707	1320.22	660.1
ELS Fréquente	29	34216.90	4.87	1.200	0.800	0.719	0.895	2593.71	864.57
ELU Cas ascendant	23.5	27727.49	19.06	1.247	0.838	0.164	0.621	942.072	471.04
ELU Cas descendant	24.9	29379.34	16.17	1.233	0.828	0.245	0.673	1179.25	589.62

Tableau 3-20 : Détail du calcul de la contrainte Q_{ref} transmise par le caisson au niveau du sol

Combinaison	L' = L-2e' (m)	Q _{ref} (kN/m ²)	L ₁ =L'+h ₁ (m)	Q' _{ref} (kN/m ²)
ELU 1	20.91	340.28	24.61	329.82
ELS Fréquente	26.29	322.74	29.99	323.62
ELU Cas ascendant	20.83	390.56	24.53	372.35
ELU Cas descendant	22.23	441.69	25.93	419.36

$$Q'_{ref} \leq Q_{adm}$$

La condition est satisfaite pour toutes les combinaisons en situation de houle décennale et de séisme.

3.7.5 La stabilité au grand glissement

Le logiciel "TALREN" de l'éditeur "Terrasol" est utilisé pour évaluer la stabilité globale au glissement dans les situations de calme, de la houle. Les détails des vérifications sont fournis en annexe B.

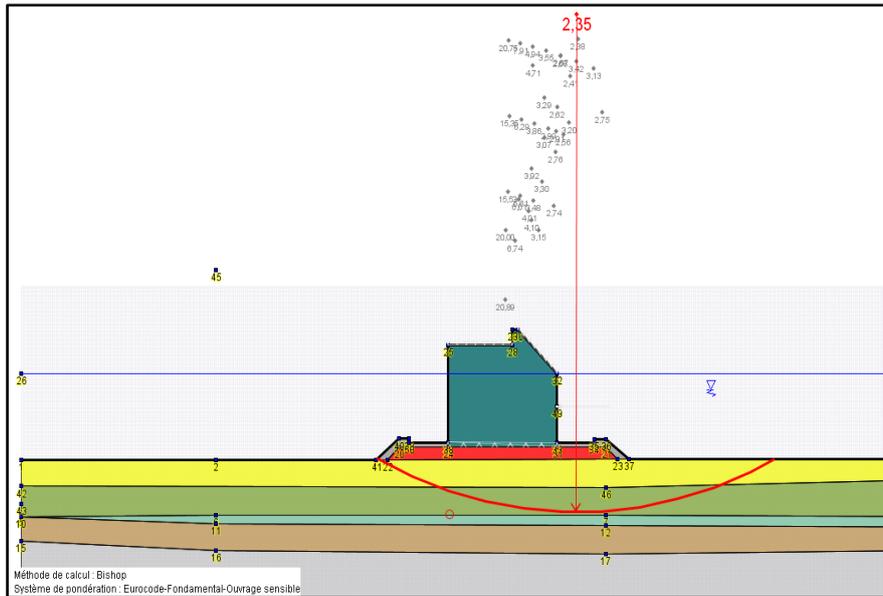


Figure 3-6 : Vérification de la stabilité au grand glissement en situation de la houle centennale ($F_s=2.35$)

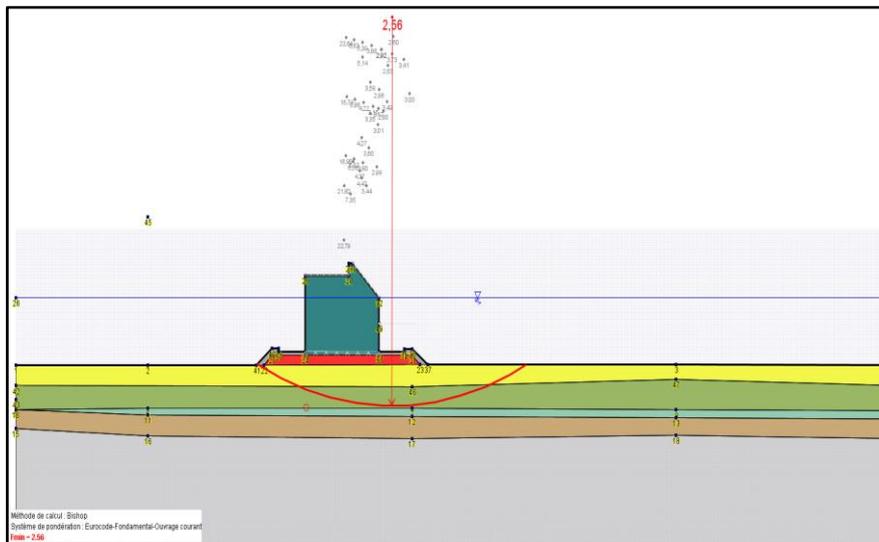


Figure 3-7: Vérification de la stabilité au grand glissement en situation sans la houle ($F_s=2.56$)

Les coefficients de sécurité montrent que le caisson est stable vis à vis du grand glissement.

3.7.6 La stabilité en flottaison

La stabilité des caissons en flottaison est étudiée de sorte que les caissons ne se renversent ni ne penchent lors de leur mise en eau. Cette condition est basée sur le principe d'Archimède. Pour assurer la stabilité en flottaison, on doit respecter les distances suivantes : La distance séparant entre le fond du caisson et le métacentre (M) doit être supérieure à la distance entre le fond du caisson et son centre de gravité (G), et la distance entre le centre de gravité (G) et le métacentre (M) doit dépasser de 5% le tirant d'eau.

Rayon métacentrique, formule de **Bouguer** :

$$r = \frac{I}{V} \quad (3-42)$$

r : rayon métacentrique (m)

I : moment d'inertie de la surface de flottaison (m⁴)

V : volume de l'eau déplacé (m³)

3.7.6.1 L'étude de la stabilité en flottaison pour la hauteur de 11.7 m

Les forces agissantes sur le caisson sont les suivantes

La poussée d'Archimède :

$$P_a = V_{c\text{ immergée}} \times \gamma_{mer} \quad (3-43)$$

$$P_a = 28 \times 28.99 \times 10.25 \times h = 8320.13 h \text{ (kN)}$$

h : Tirant d'eau du caisson vide.

La force due au poids propre du caisson :

$$P_c = V_c \times \gamma_{ba} \quad (3-44)$$

$$P_c = 104.7 \times 11.7 \times 25 = 30624.75 \text{ (kN)}$$

Surface du caisson :

$$S = 28 \times 28.99 - (8 \times 6.525 \times 6.772 + 8 \times 6.525 \times 6.773) = 104.7 \text{ m}^2$$

Afin de satisfaire l'équation d'équilibre, le tirant d'eau est égal à 3.68 m.

Le métacentre :

$$r = \frac{\frac{LB^3}{12}}{B \times L \times h} = 17.75 \text{ m}$$

Centre de gravité de caisson est déterminé numériquement ($Z_G = 3.2 \text{ m}$)

Les deux conditions à vérifier

$$r - Z_G = 17.75 - 3.2 = 14.55 \text{ m} > 0$$

$$r - Z_G = 14.55 > 0.05 \times 3.68 = 0.184 \text{ m}$$

Les deux conditions sont satisfaites.

3.7.6.2 L'étude de la stabilité en flottaison pour la hauteur de 21.7 m

Fabrication en mer :

Lors de la deuxième phase de construction, une asymétrie entre les sections situées à droite et à gauche du caisson a entraîné une excentricité. Cette dernière a induit une inclinaison du caisson en flottaison, affectant sa stabilité. Pour corriger ce déséquilibre, l'eau de mer a été utilisée comme lest dans la chambre située du côté de la mer.

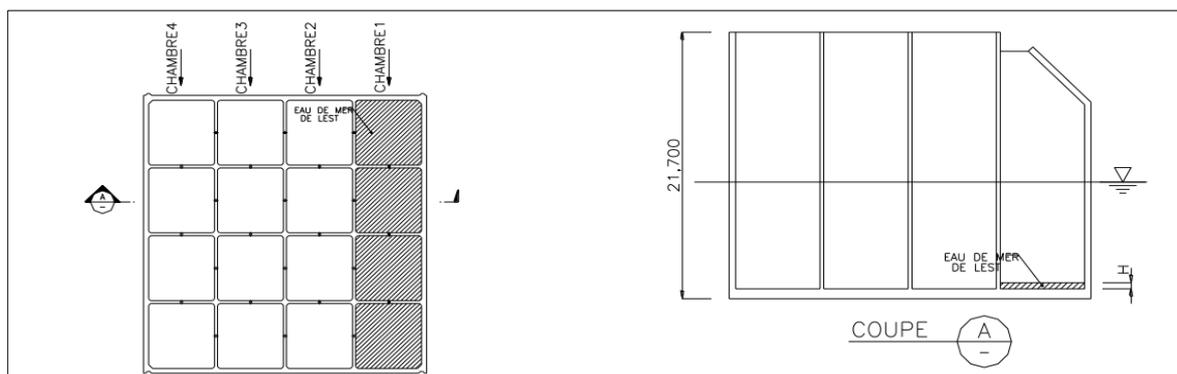


Figure 3-8 : Représentation indiquant l'emplacement de lest

Les données :

Hauteur de la construction (21.7 m)

Excentricité (0.17 m)

Hauteur de **lest** (chambre 1, m) : 0.65 m

Les forces agissantes sur le caisson sont les suivantes

La poussée d'Archimède :

$$P_a = V_{c\text{immergée}} \times \gamma_{\text{mer}} = 28 \times 28.99 \times 10.25 \times h$$

$$P_a = 8320.13 \times h \text{ (kN)}$$

La force due au poids propre de caisson :

$$P_c = V_c \times \gamma_{ba} + h_0 \times \gamma_{mer} (2 \times S_1 + 2 \times S_2)$$

$$P_c = 104.7 \times 21.7 \times 25 + 10.25 \times 0.65 \times (6.525 \times 6.772 \times 2 + 6.525 \times 6.773 \times 2)$$

$$P_c = 57977.4 \text{ (kN)}$$

D'après la deuxième loi fondamentale de la statique :

$$\sum \text{force}_{\text{ext}} = 0$$

$$P_c - P_a = 0$$

$$57977.4 - 8320.13 \times h = 0$$

$$\text{Le tirant d'eau : } h = 6.97 \text{ m}$$

$$\text{Le métacentre : } r = 10.05 \text{ m}$$

Centre de gravité de caisson est déterminé numériquement ($Z_G = 6.92 \text{ m}$).

Les deux conditions à vérifier :

$$r - Z_G = 3.13 \text{ m} > 0$$

$$r - Z_G > 0.05 \times 6.97 = 0.35 \text{ m}$$

Les deux conditions sont satisfaites. La stabilité en flottaison est vérifiée, les quantités supplémentaires d'eau de remplissage ne sont pas nécessaires

3.8 Conclusion

La stabilité externe du musoir est d'une importance cruciale pour assurer son bon fonctionnement dans des conditions normales et extrêmes. Elle englobe sa capacité à résister aux différentes sollicitations, telles que les forces dues à la houle. La stabilité externe garantit la résistance du musoir aux glissements, renversements, poinçonnements et décompressions du sol. En s'assurant de sa stabilité, on garantit sa sécurité dans toutes les conditions auxquelles il peut être exposé.

CHAPITRE 4 :

LE FERRAILLAGE DU CAISSON

4.1 Introduction

Le ferrailage du caisson est effectué selon deux approches. La modélisation et le chargement du caisson sont réalisés à l'aide du logiciel Robot afin de déterminer les efforts réduits nécessaires pour effectuer le ferrailage du voile le plus sollicité analytiquement. Cela est réalisé en utilisant la flexion composée.

4.2 La charge de remblai sur les parois de la cellule du caisson

4.2.1 Explication théorique de l'assimilation silo

Pour calculer l'action de la matière ensilée sur la paroi verticale on procède à une méthode basée sur l'équilibre d'une tranche de la matière comprise entre deux surfaces U et $U + dU$, dites 'conjuguées'. Le volume de la matière compris entre ces deux surfaces est en équilibre sous l'action de son poids, de la matière située au-dessus et au-dessous du volume considéré et aussi du frottement sur les parois. [15]

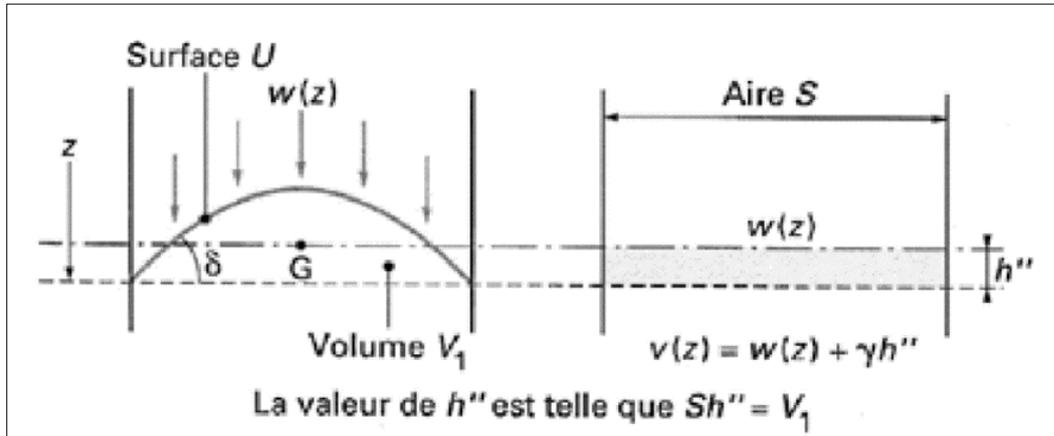


Figure 4-1 : Pressions verticales sur le plan de cote (z) [8]

Les conditions à vérifier pour assimiler l'ouvrage à un silo sont les suivantes [16] :

Le rayon hydraulique est le rapport de l'aire de base d'une cellule à son périmètre.

$$r_h \leq 7.5\text{m}$$

$$\text{L'élanement} : \frac{H}{r_h} \geq 3.5$$

$$h - h' \geq 0.6 \times H$$

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

h : La profondeur de la base de la cellule.

h' : Profondeur de la rive de remplissage par rapport au plan moyen de remplissage.

4.2.2 La vérification des conditions d'assimilation la cellule de caisson à un silo

Le caisson se compose de quatre chambres, et chacune de ces chambres est composée de quatre cellules, ayant des dimensions de $6.525 \times 6.772 \times 22.5 \text{ m}^3$.

Le rayon hydraulique :

$$r_h = \frac{S}{L} = \frac{6.525 \times 6.772}{2(6.525 + 6.772)} = 1.66 \text{ m} \leq 7.5 \text{ m}$$

L'élanement :

$$\frac{H}{r_h} = \frac{22.5}{1.66} = 13.55 \geq 3.5$$

$\beta = 0$ et $h = H$;

$$h' = \frac{2}{3} \times r_h \times \tan\beta \quad 4-1)$$

$$\frac{h - h'}{H} = \frac{22.5 - 0}{22.5} = 1 \geq 0.6$$

Les conditions ci-dessus sont vérifiées, on peut assimiler la cellule du caisson à un ouvrage type silo.

4.2.3 Actions exercées sur les parois verticales

La matière ensilée exerce sur la paroi verticale une contrainte q , d'obliquité δ sur l'horizontale.

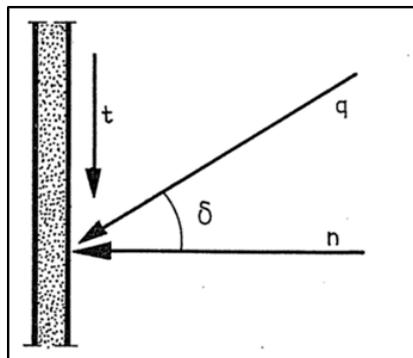


Figure 4-2 : Actions de la matière ensilée sur la paroi [9]

δ : Angle de frottement de la matière ensilée sur la paroi d'un silo ;

n : La composante horizontale de la contrainte (normale à la paroi);

t : La composante verticale de la contrainte (tangentielle à la paroi);

w : La contrainte verticale par unité de surface en projection horizontale agissant en tout point de la surface U, et supposée constante sur toute cette surface ;

λ : Le rapport n/w

Il est nécessaire de prendre en compte deux états d'équilibre, présentant la particularité que le paramètre λ conserve une valeur constante pour toutes les surfaces.

Selon les états d'équilibre λ_1, λ_2 , on fait correspondre une hauteur de référence Z_0 définie par

$$Z_0 = \frac{r_h}{\lambda \tan \delta} \quad (4-2)$$

La composante horizontale n est donnée par l'équation

$$n(z) = \gamma \cdot \lambda \cdot Z_0 \left(1 - e^{-\frac{z-h''}{Z_0}} \right) \quad 4-3$$

$$t(z) = n(z) \times \tan \delta$$

La cellule a section une section rectangulaire $2a \times 2b$ ($a < b$)

$$h'' = \frac{a}{2} \left(3 - \frac{a}{8} \right) \cdot \tan \delta \quad 4-4$$

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3; \varphi = 30^\circ; a=3.263 \text{ m}; b=3.386 \text{ m}$$

Le premier état d'équilibre

Il est produit en général après un remplissage lorsque la matière ensilée demeure au repos.

$$\lambda_1 = \frac{1 - m \cdot \sin \varphi}{1 + m \cdot \sin \varphi} \times \cos^2 \delta \quad 4-5$$

$$m = \sqrt{1 - \rho^2} \quad (4-6)$$

$$\rho = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi} \quad 4-7$$

Tableau 4-1 : Les paramètres du calcul à l'état 1 de la cellule de sable

r_h (m)	δ	ρ	m	λ_1	h'' (m)	Z_0 (m)
1.66	20	0.630	0.777	0.389	1.539	11.724

Tableau 4-2 : Les pressions normales et tangentielles de la cellule de sable à l'état 1 en fonction de la hauteur

Z(m)	n (kN/m ²)	t (kN/m ²)	Z(m)	n (kN/m ²)	t (kN/m ²)
0	0.000	0.000	17	70.157	25.535
2	3.693	1.344	18	72.251	26.297
3	11.221	4.084	19	74.174	26.997
4	18.134	6.600	20	75.940	27.640
5	24.482	8.911	21	77.562	28.230
6	30.310	11.032	22	79.051	28.772
7	35.663	12.980	22.5	79.749	29.026
8	40.577	14.769			
9	45.090	16.411			
10	49.234	17.920			
11	53.039	19.305			
12	56.533	20.576			
13	59.741	21.744			
14	62.687	22.816			
15	65.392	23.801			
16	67.876	24.705			

Le deuxième état d'équilibre

Il peut se produire à un moment quelconque de l'histoire du stock.

$$\lambda_2 = \cos^2 \delta$$

Tableau 4-3 : Les paramètres de la cellule de sable à l'état 2

λ_2	Z ₀ (m)
0.883	5.165

Tableau 4-4 : Les pressions normales et tangentielles de la cellule de sable à l'état 2 en fonction de la hauteur

Z (m)	n (kN/m²)	t (kN/m²)	Z (m)	n (kN/m²)	t (kN/m²)
0	0.000	0.000	18	91.820	33.420
2	8.178	2.977	19	92.516	33.673
3	23.597	8.589	20	93.089	33.882
4	36.302	13.213	21	93.562	34.054
5	46.770	17.023	22	93.952	34.196
6	55.396	20.162	22.5	94.120	34.257
7	62.504	22.749			
8	68.360	24.881			
9	73.186	26.637			
10	77.162	28.085			
11	80.438	29.277			
12	83.138	30.260			
13	85.362	31.069			
14	87.195	31.736			
15	88.705	32.286			
16	89.949	32.739			
17	90.975	33.112			

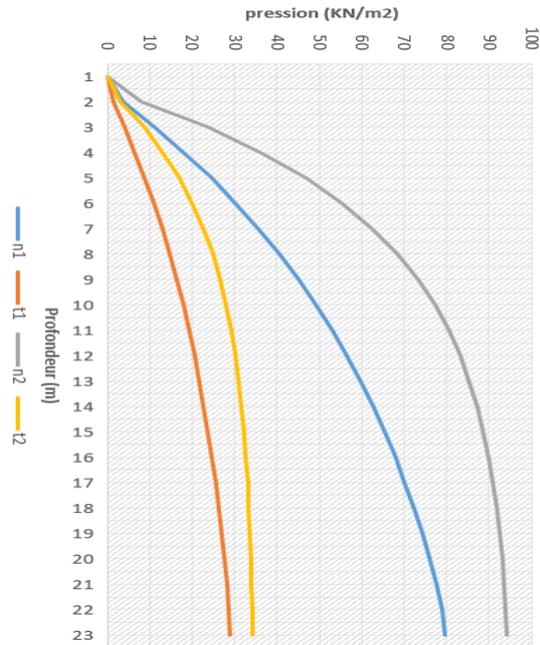


Figure 4-3 : Pressions normale et tangentielle sur la paroi de la cellule du caisson à l'état 1 et 2

D'après les graphes, l'état 2 a donné des pressions supérieures à celles de l'état 1. On retient les actions du sable sur la paroi de la cellule à l'état 2.

4.3 Pression de l'eau à l'intérieur

$$P_{w1} = \gamma_w \times H_1 = 10.25 \times 4.6$$

$$P_{w1} = 47.15 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{w2} = \gamma_w \times H_2 = 10.25 \times 3.046$$

$$P_{w2} = 31.26 \text{ KN/m}^2$$

P_{w1} : Pression de l'eau à l'intérieur appliquée à la paroi arrière et aux parois latérales des chambres 2 à 4.

P_{w2} : Pression de l'eau à l'intérieur appliquée à la paroi frontale

4.4 Charge d'exploitation

Charge d'exploitation est appliquée sur la surface de $16.5 \times 28.99 \text{ m}^2$

4.5 Poids propre de remplissage et du couronnement

$$W_{r1} = \gamma_{\text{sable}} \times H_1 + \gamma_{\text{béton}} \times h$$

$$W_{r1} = 21 \times 19.25 + 23 \times 0.1$$

$$W_{r1} = 406.55 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{r2} = \gamma_{\text{sable}} \times H_2 + \gamma_{\text{béton}} \times h$$

$$W_{r2} = 21 \times 20.8 + 23 \times 0.1$$

$$W_{r2} = 439.1 \text{ kN/m}^2$$

W_{r1} : Poids propre du sable de remplissage et du béton de couvercle appliqué à la chambre 1.

W_{r2} : Poids propre du sable de remplissage et du béton de couvercle appliqué aux chambres 2 à 4.

H_1 : Hauteur du sable de remplissage de la chambre 1 (19.25 m).

H_2 : Hauteur du sable de remplissage des chambres 2 à 4 (20.8 m).

h : Hauteur du béton de couvercle (0.1 m).

4.6 Les conditions d'appui

Le sol a été modélisé comme des appuis élastiques pour cela il faut calculer le coefficient de réaction du sol vertical sous une fondation superficielle à partir des essais au pressiométriques.

Pour les sols homogènes la valeur de k_v est donnée par l'équation [13]:

$$\frac{1}{K_v} = \frac{\alpha}{9} \times \frac{B}{E_M} \times \lambda_c + \frac{2}{9} \times \frac{B_0}{E_M} \times \left(\lambda_d \times \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad 4-8)$$

B : Largeur de fondation

B_0 : Dimension de référence égale à 0.6 m

λ_d, λ_c : Coefficients de forme donnée en fonction des dimensions de la fondation

$L/B = 1.03$ on aura : $\lambda_d = 1.12$; $\lambda_c = 1.1$

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (sable surconsolidée α égale à 0.5)

E_M : Module pressiométrique de Menard, jetée Nord (12168 kN/m²)

$$\frac{1}{K_v} = \frac{0.5}{9} \times \frac{28}{12168} \times 1.1 + \frac{2}{9} \times \frac{0.6}{12168} \times \left(1.12 \times \frac{28}{0.6} \right)^{0.5}$$

$$K_v = 4548.69 \text{ kN/m}$$

4.7 Le ferrailage du voile de la paroi frontale

La modélisation de caisson est réalisée à l’aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. La structure est indiquée" dans la figure ci-après.

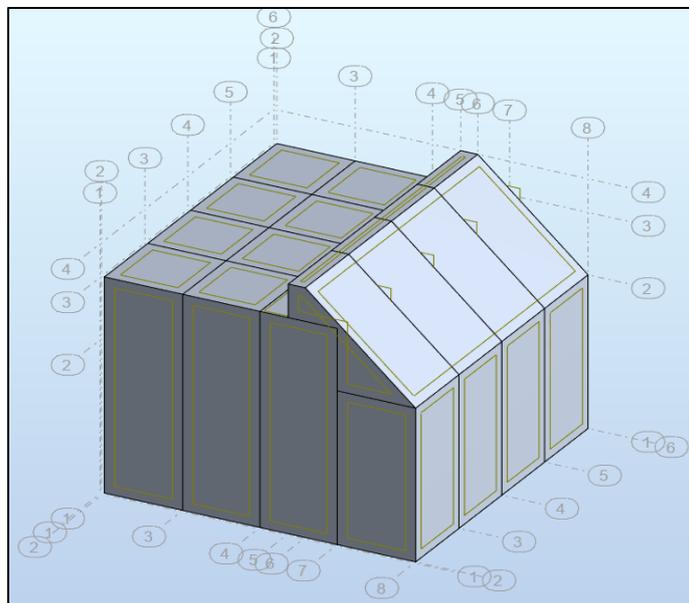


Figure 4-4 : La modélisation du caisson

Les panneaux jouent le rôle d’un système porteur et de contreventement à la fois, La section de ferrailage d’un élément panneau situé dans la paroi frontale est calculé analytiquement par la flexion composée avec l’effort tranchant. Elle est basée sur le principe du travail du voile dans son plan en tant qu’une section BA.

On considère les combinaisons suivantes [17]:

ELU : 1.35G+1.5Q (en situation houle centennale)

ELA : 0.8G+E_y (séisme)

Le tableau ci-dessous représente les efforts réduits déterminés numériquement.

Tableau 4-5 : Les efforts réduits

Combinaison	N(kN)	M (kN.m)	V(kN)	σ _g (MPa)	σ _d (MPa)
ELU	35088.17	-15687.62	1506.79	6.13	13.45
ELA	-29360.00	9039.35	3895.68	-6.08	-10.30

Données :

Longueur : L=7.17 m

L’épaisseur : a= 0.5 m

Hauteur : $H = 4 \text{ m}$

Enrobage : $r = 7 \text{ cm}$

$$\gamma_b \begin{cases} 1.5 \text{ ELU} \\ 1.15 \text{ ELA} \end{cases}$$

Longueur de flambement [18] :

$$L_{f,nba} = 0.9 \times 4 = 3.6 \text{ m}$$

$$L_{f,ba} = 0.85 \times 4 = 3.4 \text{ m}$$

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} \quad 4-9)$$

$$\lambda_{nba} = 24.94$$

$$\lambda_{ba} = 23.55$$

L'effort normal limite :

L'effort limite ultime est donné par la formule suivante :

$$N_{lim} = \alpha \times \left(B_r \times \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad 4-10)$$

$$\alpha_{nba} = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2} = 0.57$$

$$\lambda \leq 50, \text{ alors } \alpha_{ba} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.779$$

$$B_r = L \times (a - 0.02) = 7.17 \times (0.5 - 0.02) = 3.442 \text{ m}^2$$

Tableau 4-6: Les contraintes et l'effort de compression limites

$N_{lim,nba}$ (MN)	$N_{lim,ba}$ (MN)	$\sigma_{lim,nba}$ (MPa)	$\sigma_{lim,ba}$ (MPa)
58.13	79.45	16.21	22.16

$$N_{max} < N_{lim}$$

$$35.1 \text{ (MN)} < 79.45 \text{ (MN)}$$

$$35.1 \text{ (MN)} < 58.13 \text{ (MN)}$$

Condition vérifiée, pas besoin d'armatures de compression.

Vérification vis à vis le cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit [19] :

$$\tau_u < \tau_{lim} = 0.2 f_{c28}$$

ELA :

$$V_u = 3.896 \text{ MPa}$$

$$V_u^* = 1.4 \times V_u = 5.45 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^*}{0.9 a.L} = 1.69 \text{ (MPa)}$$

$$1.69(\text{MPa}) < 8(\text{MPa}) \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u < \tau_{lim} = 0.05 f_{c28}$$

$$1.69 < 2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le béton peut reprendre les efforts de cisaillement, il faut juste placer un minimum d'armatures

A_h

Les armatures verticales :

Dans la combinaison de ELA, La section de voile est entièrement tendue. L'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

$$A_{v1} = \frac{N_t}{f_e} = \frac{29.36}{500} = 587.2 \text{ cm}^2$$

Armatures de couture :

$$A_{v2} = 1.1 \times \frac{V_u}{f_e} = 85.712 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 85.712 + 587.2 = 672.912 \text{ cm}^2$$

Section minimale exigée par le RPA [3] :

$$A_{min/zone tendue} = 0.2\% \cdot a.L_t = 71.7 \text{ cm}^2$$

Un ferrailage minimal :

$$A_{min} = 0,15\% a.L = 53.775 \text{ cm}^2$$

La section d'acier verticale :

$$A_v = \max(26.88; 71.7; 672.912) = 672.912 \text{ cm}^2$$

$$A_v/\text{face/ml} = 672.912/(2 \times 7.17) = 46.93 \text{ cm}^2/\text{face/ml}$$

$$10 \text{ barre D25}/\text{face/ml} \quad (A_s=49.09 \text{ cm}^2)$$

Les armatures horizontales :

$$A_h = 0,15\% a. L = 53.775 \text{ cm}^2$$

$$A_h /\text{face/ml} = 53.775/(2 \times 4) = 6.72 \text{ cm}^2/\text{face/ml}$$

$$9 \text{ barre D10}/\text{face/ml} \quad (A_s=7.07 \text{ cm}^2)$$

Espacement

Soit l'espacement de 10 cm, il doit vérifier les trois conditions ci-dessous :

$$s \leq \min(1.5 a ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

L'espacement à l'extrémité : $10 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm}$

$$s \leq 25 \text{ cm}$$

Nombre d'épingles :

Les deux nappes d'armatures doivent reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

$$n = 4 \times 0.5 \times 7.17 = 15$$

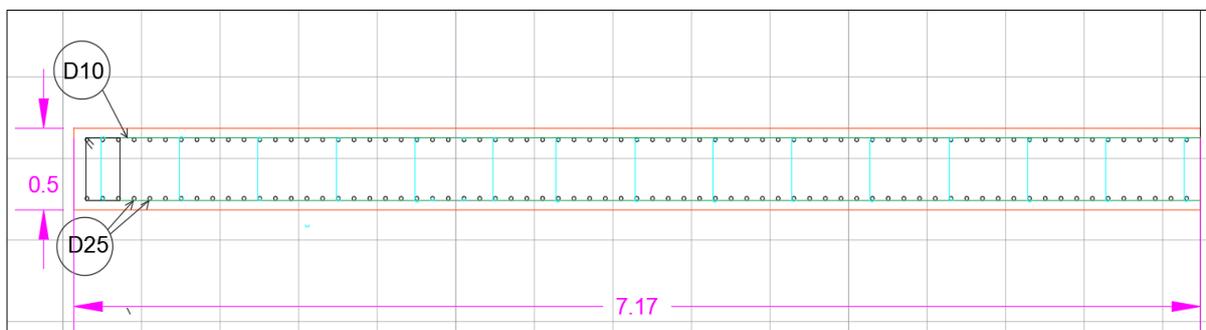


Tableau 4-7: Schéma du ferrailage de voile de la paroi frontale

4.8 Conclusion

Selon ces calculs, il est observé que le musoir présente une stabilité globale satisfaisante en termes de glissement, de renversement et de poinçonnement. Ce chapitre présente principalement une méthode analytique du ferrailage des caissons, basée sur la théorie du calcul des silos. Le calcul de l'armature est effectué conformément aux règlements de calcul du

Béton Armé aux États Limites, ainsi que aux règlements parasismiques. La structure, après le dimensionnement, présente une stabilité d'ensemble satisfaisante.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Cette étude de la stabilité de la digue et de l'amélioration du sol d'assise du port Djen-Djen, m'a permis d'acquérir diverses connaissances sur les ouvrages maritimes, en particulier les digues, et de découvrir l'étendue du domaine des travaux maritimes, qui est pluridisciplinaire.

A cet effet, on a commencé par localiser le port de Djen-Djen, puis on a évalué les différentes sollicitations et les matériaux utilisés pour la réalisation de cet ouvrage. Etant en présence d'un sol d'assise sujet au phénomène de liquéfaction, il a été nécessaire d'évaluer le potentiel de liquéfaction du sol en se basant sur plusieurs éléments.

La méthode de l'évaluation du potentiel de liquéfaction est basée sur le calcul du rapport de contrainte cyclique de cisaillement induit par le séisme «**Cyclic Stress Ratio, CSR,** » et la résistance à la liquéfaction «**Cyclic Resistance Ratio, CRR,** » pour un séisme de magnitude égale à 7,5.

Ensuite, l'approche basée sur l'essai de pénétration standard "SPT" et la mesure de vitesse de cisaillement sont utilisées pour déterminer la résistance à la liquéfaction. Pour éliminer le risque de liquéfaction, une méthode de vibro-compactage est utilisée afin de supprimer tout risque de liquéfaction.

Après, la suppression de risque de liquéfaction, l'étude de la stabilité externe du musoir qui englobe sa capacité à résister aux différentes sollicitations, a été faite pour assurer son bon fonctionnement dans des conditions de la houle et du séisme. A la lumière des résultats obtenus, le musoir présente une stabilité globale satisfaisante en termes de glissement, de renversement et de poinçonnement.

La stabilité interne a été abordée, par l'utilisation de l'outil de modélisation numérique. Le ferrailage des caissons a été effectué analytiquement conformément aux règlements de calcul du Béton Armé aux États Limites, ainsi qu'aux règlements parasismiques.

Ce projet a nécessité une grande quantité de connaissances couvrant de nombreuses branches du Génie Civil telles que la géotechnique et le béton armé. De plus, il m'a permis de me familiariser et d'utiliser divers documents techniques.

Pour finir, cette étude a été l'occasion de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises au cours de ma formation. Il m'a permis de tirer parti, d'une part, de l'expérience des ingénieurs et, d'autre part, d'apprendre la méthodologie rationnelle à suivre pour élaborer un projet dans le domaine des travaux maritimes.

RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- [1] Ministère des Travaux Publics, “D.T.R.Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d’art,” 2008.
- [2] BCEOM, “Etude APD/DAO des aménagement requis pour l’amélioration des conditions du port de djen-djen,” 2007.
- [3] M. de l’habitation et de L’urbanisme, “DTB B C 2 48 REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 /VERSION 2003”.
- [4] T. L. Youd and I. M. Idriss, “Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils,” *J. Geotech. geoenvironmental Eng.*, vol. 127, no. 4, pp. 297–313, 2001.
- [5] R. K. Mittal, N. Mahalakshmi, and S. Singh, “Evaluation of Liquefaction Screening Criterion Based on Standard Penetration Test Values,” in *Structures Congress 2013: Bridging Your Passion with Your Profession*, 2013, pp. 2983–2988.
- [6] I. M. Idriss and T. L. Youd, “Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Held in Salt Lake City, Utah on January 5-6, 1996,” Brigham Young University. Dept. of Civil and Environmental Engineering, 1997.
- [7] R. D. Andrus and K. H. Stokoe II, “Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity,” *J. Geotech. geoenvironmental Eng.*, vol. 126, no. 11, pp. 1015–1025, 2000.
- [8] L. Briançon, P. Liausu, C. Plumelle, and B. Simon, *Amélioration et renforcement des sols-Tome 1*. Le Moniteur, 2018.
- [9] “Les archives d’entreprise Laboratoire d’Etude Maritime”.
- [10] Cerema, *Guide International sur les DigueS, The International Levee Handbook, CIRIA (2013), version française, Cerema, Bron, 1485p*. 2019.
- [11] E.-H. TABET-AOUL, “Adaptation de) a méthode de Goda pour) a détermination des forces horizontales maximales agissant sur les digues à paroi perforée.,” 2000.
- [12] “règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d’art,” 2008.
- [13] N. Fascicule, “62-Titre V [1993]‘Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil,’” *Cah. des clauses Tech. générales Appl. aux marchés publics travaux, Ministère l’Equipement, du Logement des Transp..*
- [14] “- DTU 13.12 - Règles pour le calcul des fondations superficielles (complété par erratum de novembre 1988),” 1988.
- [15] si nassib SI AHMED, *CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DES SILOS EN BÉTON ARMÉ ET EN BÉTON PRÉCONTRAI NT (BAEL - BPEL91)*, ISBA-TP. 2007.
- [16] *Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en Béton armé ou précontraint*. Institut technique du bâtiment et des travaux publics, 1986. [Online]. Available: <https://books.google.dz/books?id=Fn3ctgAACAAJ>

- [17] “Règles BAEL 91 révisées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites”.
- [18] “DTU 23.1 (NF P18-210) (mai 1993) : Murs en béton banché partie 1 : Cahier des clauses techniques (Indice de classement : P18-210)”.
- [19] “Les règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché DTR-BC 2.42”.
- [20] “NF P94 116”.

ANNEXES

Annexe A

Description de l'extension des ouvrages de protections

Jetée Nord

La jetée Nord à talus en enrochements sera prolongée de 428,17m et son extension sera formée de 13 caissons en béton armé.

Jetée Est

La jetée Est à talus en enrochements sera prolongée de 267,43m. L'extension sera constituée de 10 caissons.

Epi de la jetée Nord

L'épi de la jetée Nord représente une structure de 101,04 m de longueur nouvellement construite, son raccordement à la jetée Nord est de type talus en enrochements, et son tronç principal est formé d'un caisson identique aux caissons courants de la jetée Est et d'un caisson perforé.



Figure A-1 : Représentation du port de Djen-Djen

Annexe B

L'essai SPT

Pénétration standard est une méthode de test définie par la norme NF P94 116 (ASTM D1586) [20], qui est réalisé à des intervalles de 2,0 mètres. Son objectif est de mesurer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu au fond d'un forage préalablement effectué. L'équipement utilisé comprend un dispositif de forage et de maintien de la paroi, un dispositif de battage, un train de tiges, un carottier et un système de mesures. L'équipement de forage doit permettre de créer un trou de forage propre avant l'insertion du carottier, et il est important de s'assurer que l'essai de pénétration se déroule dans un sol relativement peu remanié

Le mouton utilisé a une masse de 63,5 kg et une hauteur de chute de 0,76 mètre. Il est utilisé avec une cadence de battage allant de 15 à 30 coups par minute. Le tube central du carottier est fendu afin de faciliter l'extraction de l'échantillon de sol. Selon la profondeur, les résultats sont donnés sous la forme de l'enfoncement provoqué par le poids du mouton et le nombre de coups nécessaires pour chaque intervalle successif de 15 cm.



Figure B-1 : : L'essai de SPT

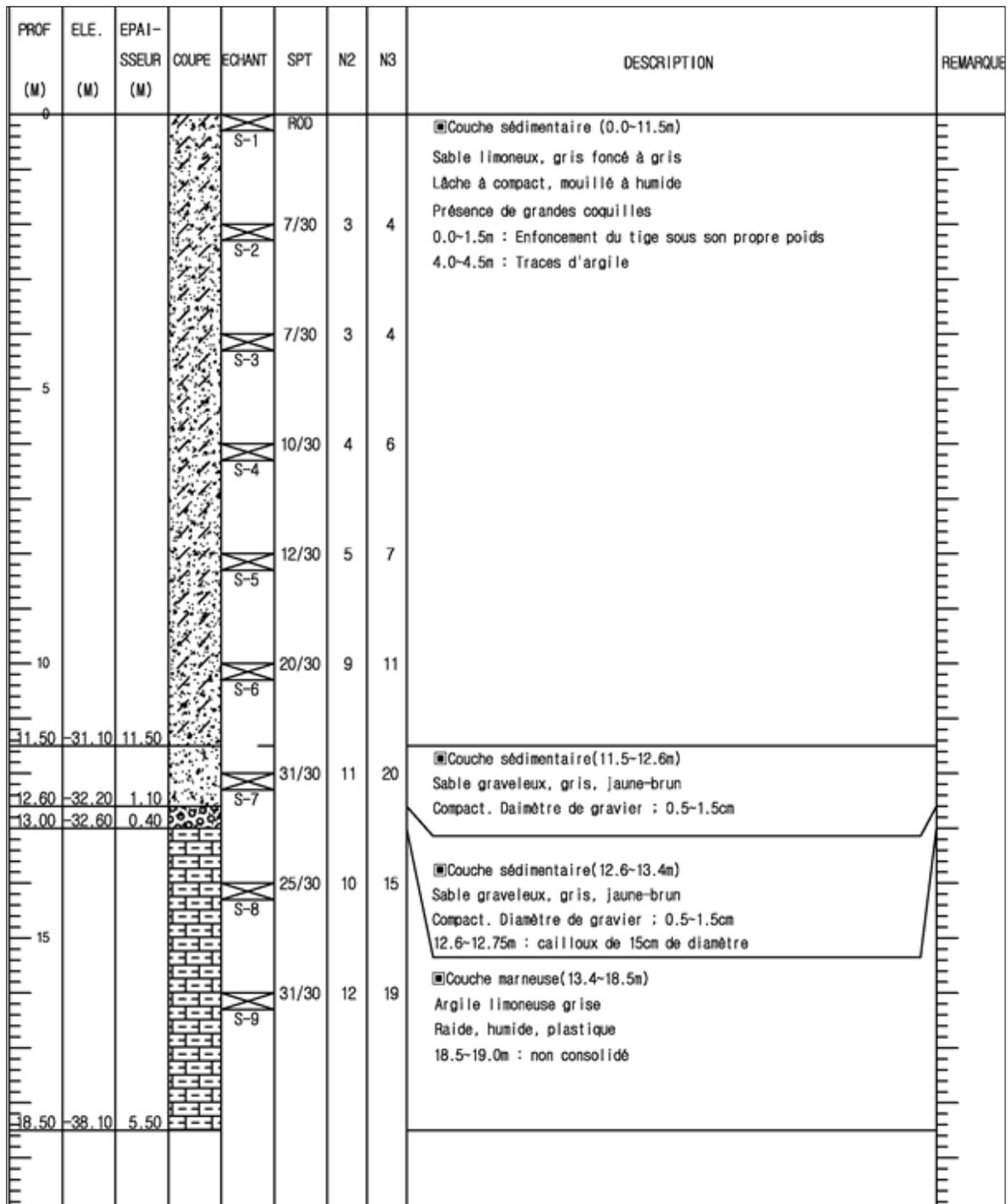


Figure B-2 : Les différentes couches du sol (SC-8)

Suspension PS Log(SPS)

La vitesse de la vague primaire et celle de la vague secondaire ont été mesurées afin de calculer les caractéristiques dynamiques des couches. Pour le test, un équipement permettant l'envoi et la réception à intervalles égales depuis le bas vers le haut en introduisant une sonde dans le puits de vérification. Les données de mesure telles que la vitesse d'arrivée de la vague suivant chaque profondeur et le type de vague sont introduites et sauvegardées sur l'enregistreur des données de l'unité centrale.

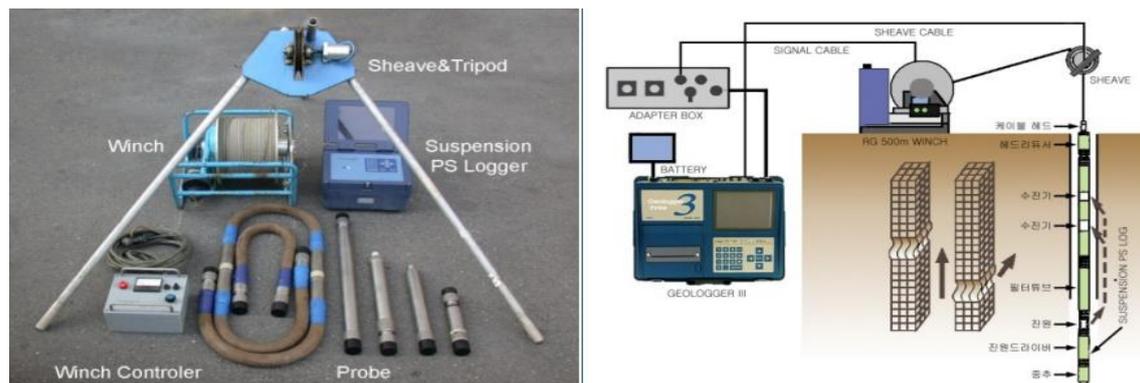


Figure B8-3 : L'appareil de l'essai suspension PS logger

Méthode bishop :

La méthode des tranches est utilisée pour analyser la stabilité d'un volume de sol délimité par le talus et la surface de rupture. Ce volume peut glisser par rapport au massif encaissant, telle que la condition de rupture est déterminée par le critère de **Mohr-Coulomb**. Le coefficient de glissement est le rapport du moment par rapport à un point fixe des forces résistantes et des forces provoquant le glissement. Le cercle critique correspond au cercle de glissement ayant le plus petit coefficient de sécurité. Une tranche est soumise à son poids, aux efforts inter-tranches horizontaux et verticaux, ainsi qu'à la réaction du sol sous-jacent sur l'arc. Dans la méthode simplifiée de Bishop (1954), on considère que la ligne de glissement est toujours circulaire et que les efforts verticaux inter-tranches sont nuls. Pour déterminer F_s il faut procéder par itérations successives.

Données de la phase : sans houle (1)**Enveloppe du talus**

	Segment		Segment		Segment
1	16	2	17	3	23
4	24	5	44	6	43
7	25	8	26	9	27
10	28	11	29	12	30
13	31	14	32	15	41
16	33	17	34	18	21
19	22				

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	15	16	0	2	16	17	0	3	17	18	0
4	18	19	0	5	10	11	1	6	11	12	1
7	12	13	1	8	13	14	1	9	10	6	2
10	6	7	2	11	7	8	2	12	8	9	2
13	42	46	3	14	46	47	3	15	47	48	3
16	1	2	4	17	2	41	4	18	41	22	4
19	22	23	4	20	23	37	4	21	37	3	4
22	3	4	4	23	41	40	6	24	40	39	6
25	25	28	7	26	29	30	7	27	30	32	7
28	32	49	7	29	49	33	7	30	33	34	6
31	35	36	6	32	36	37	6	33	21	23	5
34	21	31	5	35	31	24	5	36	24	20	5
37	20	22	5	38	38	24	6	39	33	31	7
40	38	50	6	41	50	39	6				

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y		X	Y
1	0.00	0.00	2	350.00	0.00

Données de la situation : cas statique (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Eurocode-Fondamental-Ouvrage courant

Détail des coefficients partiels

	Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients		Nom	Coefficients
	Γ_{min}	1.00		Γ_{sl}	1.00		Γ_{sl}	1.00		Γ_{phi}	1.25
	Γ_{cu}	1.40		Γ_Q	1.30		$\Gamma_{qscl\ ab}$	1.00		$\Gamma_{qscl\ es}$	1.10
	$\Gamma_{qsti\ es}$	1.00		Γ_{qsba}	1.10		Γ_{pl}	1.40		Γ_{aclo}	1.00
	Γ_{aban}	1.25		Γ_{bu}	1.00		Γ_{s3}	1.10		Γ_{atir}	1.10

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 109.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 110.00 en Y= -32.00

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
dans certains sols</HTML> : Oui

Passage refusé dans bloc beton

et

Passage refusé dans bloc beton

RésultatsCoefficient de sécurité minimal : $F_{min} = 2.56$

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 142.49 Y= 81.90 R= 113.43 m

Figure B-84 : Note de calcul du logiciel Talren (phase sans houle)

Données de la situation : cas houle (1)

Méthode de calcul pour cette situation : Bishop

Pondérations pour cette situation : Eurocode-Fondamental-Ouvrage sensible

Détail des coefficients partiels

Nom	Coefficients	Nom	Coefficients	Nom	Coefficients	Nom	Coefficients
Γ_{min}	1.00	Γ_{sl}	1.00	Γ_{sl}	1.00	Γ_{phi}	1.25
Γ_{cu}	1.40	Γ_Q	1.30	$\Gamma_{qscI ab}$	1.00	$\Gamma_{qscI es}$	1.10
$\Gamma_{qsti es}$	1.00	Γ_{qsba}	1.10	Γ_{pl}	1.40	Γ_{aclo}	1.00
Γ_{aban}	1.25	Γ_{bu}	1.00	Γ_{s3}	1.20	Γ_{atir}	1.00

Type de surfaces de rupture : Surfaces circulaires

Type de recherche : Automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 1.00 m

Abscisse émergence limite : 109.00

Type de recherche : Point de passage imposé

Point de passage imposé : en X= 110.00 en Y= -32.00

Nombre de tranches : 100

<HTML>Conditions de passage
dans certains sols</HTML> : Oui

Passage refusé dans bloc beton

et

Passage refusé dans bloc beton

RésultatsCoefficient de sécurité minimal : $E_{min} = 2.35$

Coordonnées du centre critique et rayon du cercle critique : X= 142.49 Y= 81.90 R= 113.43 m

Figure B-5 : Note de calcul de logiciel Talren (houle centennale)

Le détail de calcul pour les sondages carottiers SC-8,9,10,11,12 sont données dans les tableaux ci-dessous :

L'évaluation de CSR :

Tableau B-1 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-9

Z(m)	PWD (m)	γ(KN/m³)	σ_{tot} (kPa)	σ_{eff}(kPa)	r_d (m)	a_{max} /g	CSR
-0	-19.3	17	-	-	1	0.25	-
-2.0	-21.3	17	34	14	0.985	0.25	0.389
-4.0	-23.3	17	68	28	0.970	0.25	0.383
-6.0	-25.3	18	104	44	0.954	0.25	0.366
-8.0	-27.3	18	140	60	0.939	0.25	0.356
-10.0	-29.3	18	176	76	0.907	0.25	0.341
-12.9	-32.2	18	228.2	99.2	0.830	0.25	0.310
-14.8	-34.1	19	264.3	116.3	0.779	0.25	0.288

Tableau B-2 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-10

Z(m)	PWD (m)	γ (kN/m³)	σ_{tot} (kPa)	σ_{eff}(kPa)	r_d (m)	a_{max} /g	CSR
-0	-19.5	17	-	-	1.000	0.25	-
-2.0	-21.5	17	34	14	0.985	0.25	0.389
-4.0	-23.5	17	68	28	0.969	0.25	0.383
-6.0	-25.5	17	102	42	0.954	0.25	0.377
-8.0	-27.5	18	138	58	0.939	0.25	0.363
-10.0	-29.5	18	174	74	0.907	0.25	0.347
-12.7	-32.2	18	222.6	95.6	0.835	0.25	0.316
-15.0	-34.5	19	266.3	116.3	0.774	0.25	0.288

Tableau 8-3 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-11

Z(m)	PWD (m)	γ (kN/m ³)	σ_{tot} (kPa)	σ_{eff} (kPa)	r_d (m)	a_{max} / g	CSR
-0	-19.5	17	-	-	1.000	0.25	-
-2.0	-21.5	17	34	14	0.985	0.25	0.389
-4.0	-23.5	17	68	28	0.969	0.25	0.383
-6.0	-25.5	18	104	44	0.954	0.25	0.366
-8.0	-27.5	18	140	60	0.939	0.25	0.356
-10.0	-29.5	18	176	76	0.907	0.25	0.341
-13.2	-32.7	18	233.6	101.6	0.822	0.25	0.307
-15.4	-34.9	19	275.4	121.4	0.763	0.25	0.281

Tableau 8-4 : Récapitulatif des calculs de CSR pour SC-12

Z(m)	PWD (m)	γ (kN/m ³)	σ_{tot} (kPa)	σ_{eff} (kPa)	r_d (m)	a_{max} / g	CSR
-0	-19.7	17	-	-	1	0.25	-
-2.0	-21.7	17	34	14	0.9847	0.25	0.389
-4.0	-23.7	17	68	28	0.9694	0.25	0.383
-6.0	-25.7	17	102	42	0.9541	0.25	0.377
-8.0	-27.7	18	138	58	0.9388	0.25	0.363
-10.0	-29.7	18	174	74	0.907	0.25	0.347
-13.2	-32.9	18	231.6	99.6	0.82156	0.25	0.310
-15.7	-35.4	19	279.1	122.1	0.75481	0.25	0.280

L'évaluation de $CRR_{7.5}$ Tableau B-5 : Récapitulatif des calculs de $CRR_{7.5}$ selon l'approche basée sur N pour SC-9

Z(m)	PWD (m)	N	σ_{eff} (kPa)	C_n	$(N_1)_{60}$	FC(%)	$(N_1)_{60 cs}$	$CRR_{7.5}$
-0	19.3	0	-	-	-	26.35	-	-
-2.0	21.3	11	14	1.642	18.060	26.35	24.743	0.287
-4.0	23.3	10	28	1.486	14.865	20.08	19.682	0.211
-6.0	25.3	18	44	1.341	24.146	20.08	29.706	0.448
-8.0	27.3	13	60	1.222	15.889	21.94	21.280	0.232
-10.0	29.3	18	76	1.122	20.204	21.94	25.995	0.313
-12.9	32.2	21	99.2	1.004	21.077	21.94	26.949	0.337

Tableau B-6: Récapitulatif des calculs de F_s pour SC-9

CSR	$CRR_{6.5}$	F_s
/	/	/
0.389	0.413	1.062
0.383	0.305	0.795
0.366	0.646	1.764
0.356	0.334	0.938
0.341	0.451	1.322
0.31	0.485	1.565

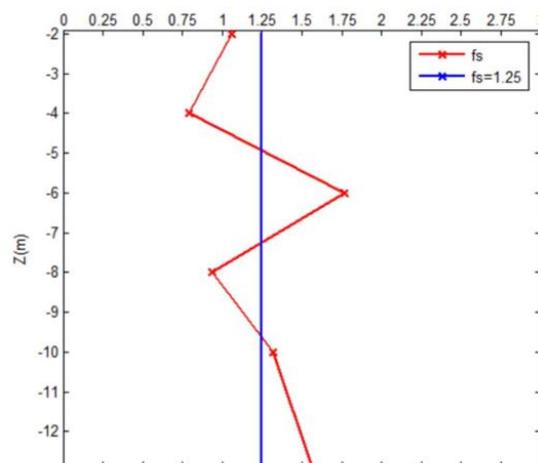


Figure B-6 : Coefficient de sécurité à la liquéfaction en fonction de la profondeur (SC-9)

Tableau B-7 : Récapitulatif des calculs de CRR7.5 selon l'approche basée sur N pour SC-10

Z(m)	PWD (m)	N	σ_{eff} (kPa)	C_n	$(N_1)_{60}$	FC(%)	$(N_1)_{60 \text{ cs}}$	CRR _{7.5}
-0	19.5	2	-	-	-	26.79	-	-
-2.0	21.5	5	14	1.642	8.209	26.79	13.726	0.148
-4.0	23.5	7	28	1.486	10.405	22.94	15.496	0.165
-6.0	25.5	8	42	1.358	10.864	22.94	16.000	0.170
-8.0	27.5	11	58	1.236	13.596	27.21	19.886	0.214
-10.0	29.5	23	74	1.134	26.082	27.21	34.021	-
-12.7	32.2	39	95.6	1.020	39.796	27.21	49.543	-

Tableau B-8 : Récapitulatif des calculs de F_s pour SC-10

CSR	CRR _{6.5}	F_s
/	/	/
0.389	0.212	0.546
0.383	0.238	0.621
0.377	0.245	0.650
0.363	0.308	0.849

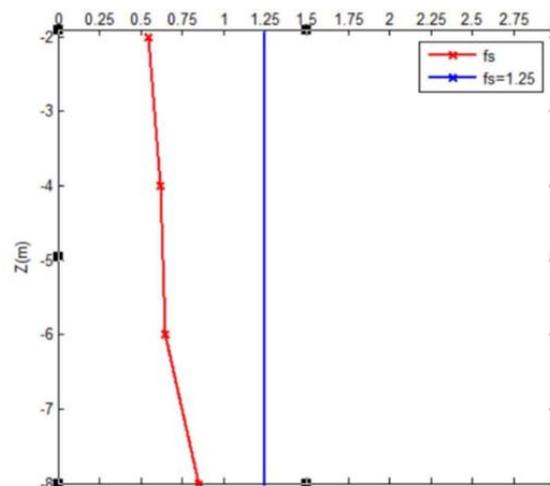


Figure B-7: Coefficient de sécurité à la liquéfaction en fonction de la profondeur (SC-10)

Tableau B-9 : Récapitulatif des calculs de CRR7.5 selon l'approche basée sur N pour SC-11

Z(m)	PWD (m)	N	σ_{eff} (kPa)	C_n	$(N_1)_{60}$	FC(%)	$(N_1)_{60 \text{ cs}}$	CRR7.5
-0	19.5	0	-	-	-	26.6	-	-
-2.0	21.5	6	14	1.642	9.851	26.6	15.547	0.166
-4.0	23.5	8	28	1.486	11.892	19.95	16.439	0.175
-6.0	25.5	13	44	1.341	17.439	19.95	22.425	0.248
-8.0	27.5	11	60	1.222	13.444	20.55	18.269	0.195
-10.0	29.5	22	76	1.122	24.694	20.55	30.454	-
-13.2	32.7	22	101.6	0.993	21.841	20.55	27.364	0.349

Tableau B-10 : Récapitulatif des calculs de F_s pour SC-11

CSR	CRR _{6.5}	F_s
0.389	0.238	0.613
0.383	0.252	0.657
0.366	0.357	0.976
0.356	0.281	0.788
0.341	0.724	2.124
0.307	0.502	1.636

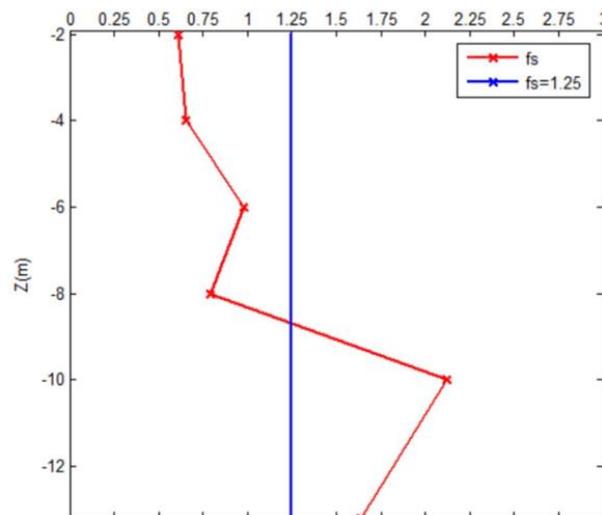


Figure B-8 : Coefficient de sécurité à la liquéfaction en fonction de la profondeur (SC-11)

Tableau B-11 : Récapitulatif des calculs de CRR7.5 selon l'approche basée sur N pour SC-12

Z (m)	PWD (m)	N	σ_{eff} (KPa)	C_n	$(N_1)_{60}$	FC(%)	$(N_1)_{60 \text{ cs}}$	CRR7.5
0	19.7	0	-	-	-	17.54	-	-
-2.0	21.7	2	14	1.642	3.284	17.54	6.626	0.085
-4.0	23.7	5	28	1.486	7.432	24.17	12.440	0.135
-6.0	25.7	9	42	1.358	12.222	24.17	17.751	0.189
-8.0	27.7	13	58	1.236	16.067	18.36	20.479	0.221
-10.0	29.7	16	74	1.134	18.144	18.36	22.698	0.252
-13.2	32.9	18	99.6	1.002	18.033	18.36	22.579	0.250

Tableau B-12 : Récapitulatif des calculs de F_s pour SC-12

CSR	CRR _{6.5}	F_s
0.389	0.122	0.313
0.383	0.195	0.509
0.377	0.272	0.722
0.363	0.319	0.878
0.347	0.363	1.047
0.31	0.361	1.164

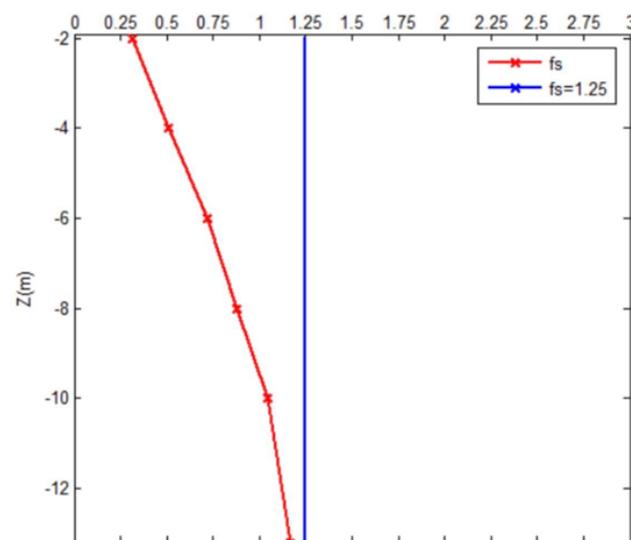
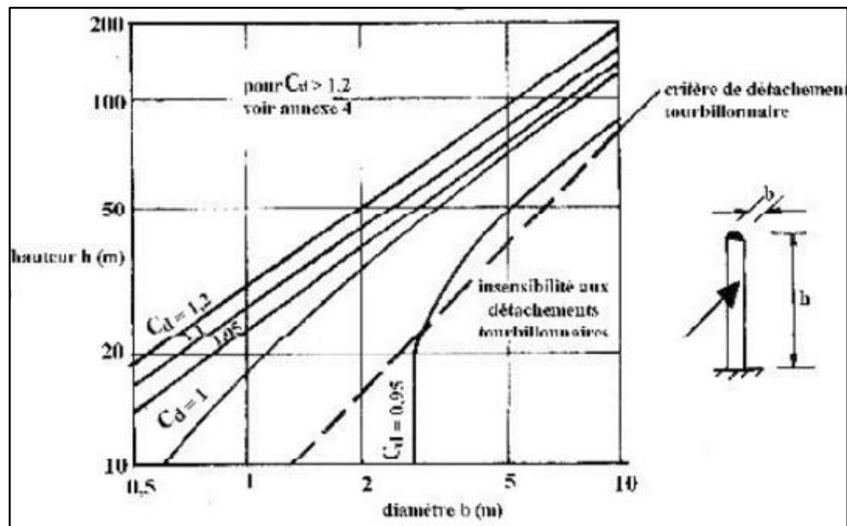


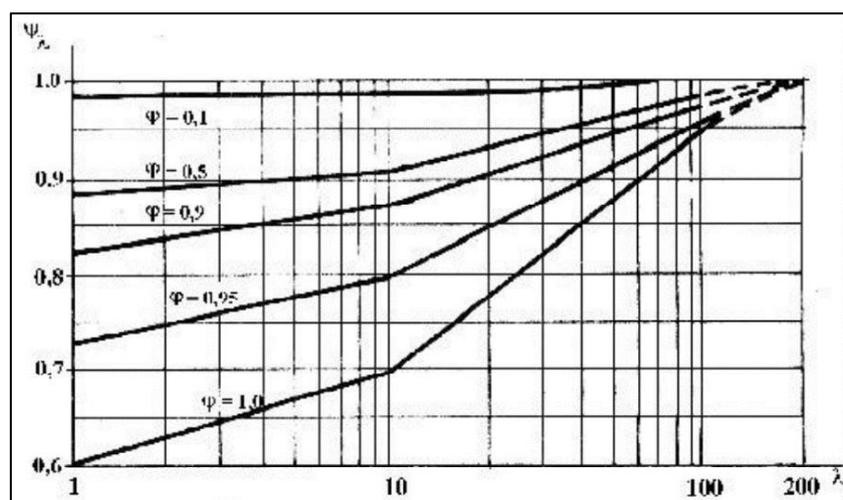
Figure B-9 : Coefficient de sécurité à la liquéfaction en fonction de la profondeur (SC-12)

Annexe C

Figure C-1 : Coefficient dynamique C_d

Pour les constructions fermées ($\phi = 1$)

L'élanement effectif : $\lambda_e = 23/3 = 7.67$.

Figure C-2 : Facteur d'élanement Ψ_λ .

Le facteur d'élanement est donc : $\Psi_\lambda = 0.67$

La rugosité équivalente $k = 0,2 \text{ mm}$ (béton lisse).

La rugosité relative k/b est égale à $\frac{0,2}{3000} = 0,000067$.

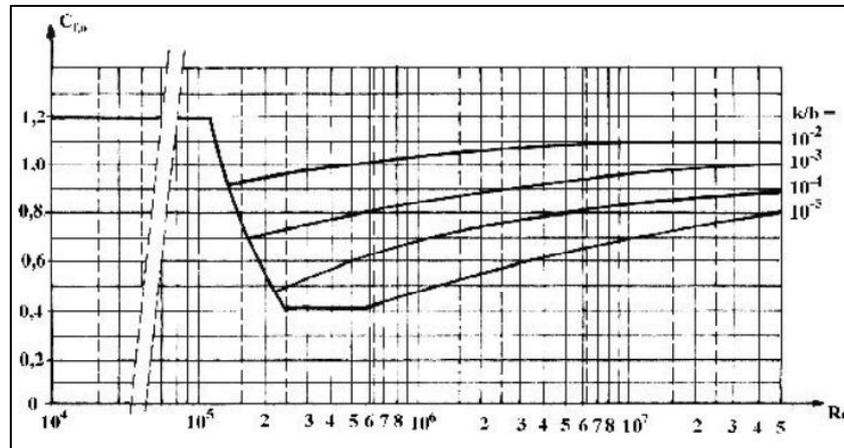


Figure C-3: $C_{(f,0)}$ des cylindres à base circulaire pour différentes rugosités relatives k/b .

La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface (j) horizontaux.

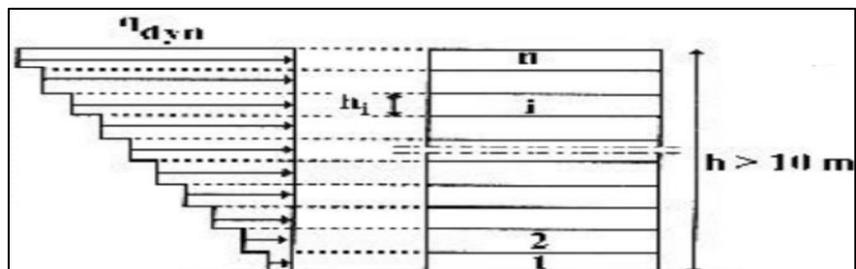


Figure C-4 : Répartition de la pression dynamique.

Annexe D

Combinaisons d'actions à considérer

Le caisson transmet les efforts auquel il est soumis au sol de fondation en travaillant comme une fondation superficielle, les combinaisons d'états limites à considérer sont l'état-limite ultime et l'état-limite de service, traités de façon distincte en se référant au fascicule 62 titre 5.

À l'état-limite ultime (ELU)

Combinaisons fondamentales :

Les combinaisons à l'ELU permettent d'éviter les cas de rupture catastrophiques.

$$S \left\{ 1,35 \cdot G_{\max} + G_{\min} + 1,125 \left(\gamma_{Gw} \cdot G_w + \gamma_{Q1} \cdot Q_{1k} \right) + \sum_{i=2}^n \left(1,3 \times \psi_{0i} \cdot Q_{ik} \right) \right\}$$

G_{\max} : Ensemble des charges permanentes défavorables.

G_{\min} : Ensemble des charges permanentes favorables.

G_w : Pression hydrostatique de l'eau.

Quand la houle et le vent interviennent dans une même combinaison, ils doivent être également pris de même orientation.

Q_{1k} : Actions variables de base telles que la pression de la houle et les surcharges d'exploitation.

$\psi_{0i} Q_{ik}$: Valeurs de combinaison d'une action variable d'accompagnement.

Dans le cas des caissons, l'action variable de base est l'action de la houle.

Dans les combinaisons suivantes, l'action du poids propre équivaut à $G_{\max} = G_{\min}$.

Combinaison accidentelle :

$$S \left\{ G_{\max} + G_{\min} + G_w + F_A + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ik} \right\}$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{11} Q_{1k}$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_{ik}$: Valeur quasi-permanente des autres actions variables.

À l'état-limite de service (ELS)

Les combinaisons à l'ELS permettent d'assurer la fonction de l'ouvrage. La conception a été élaborée de sorte que les forces excessives susceptibles de provoquer des fissurations soient contrôlées.

Combinaison rare :

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_w + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ik} \right\}$$

Combinaison fréquente :

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_w + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ik} \right\}$$

Les différentes combinaisons sont représentées dans les tableaux D-1, D-2, D-3, D-4.

Tableau D-1 : Cas 2 de combinaison fondamentale à l'ELU

ELU 2	F_v (kN)	M_v (kN·m)	F_h (kN)	M_h (kN·m)
Houle ×1.5	-	-	57867.6	637411.5
Soulèvement ×1.5	-34445.4	665713.5	-	-
Vent×1.5	-	-	52.29	1777.62
PP du caisson en BA×1.35	123336.23	1788375.38	-	-
PP du remplissage×1.35	406940.355	5900635.22	-	-
Flottaison ×1.125	-159122.475	2307276	-	-
Total	336708.71	-	57919.89	639189.12

Tableau D-2 : Cas 3 de combinaison fondamentale à l'ELU

ELU 3	F_v (kN)	M_v (kN·m)	F_h (kN)	M_h (kN·m)
Houle ×1.5	-	-	57867.6	637411.5
Soulèvement ×1.5	-34445.4	665713.5	-	-
Vent	-	-	52.29	1777.62
PP du caisson en BA×1.35	123336.23	1788375.4	-	-
PP du remplissage×1.35	406940.36	5900635.2	-	-
Flottaison ×1.18	-166901.8	2420076.2	-	-
Total	328929.39	-	57919.89	639189.12

Tableau D-3 : Cas 4 de combinaison fondamentale à l'ELU

ELU 4	F_v (kN)	M_v (kN·m)	F_h (kN)	M_h (kN·m)
la houle ×1.5	-	-	57867.6	637411.5
soulèvement ×1.5	-34445.4	665713.5	-	-
vent ×1.5	-	-	52.29	1777.62
PP du caisson en BA	91360.17	1324722.5	-	-
PP du remplissage	301437.3	4370840.9	-	-
Flottaison ×1.18	-166901.8	2420076.2	-	-
Total	191450.27	-	57919.89	639189.12

Tableau D-4 : La combinaison rare à l'ELS

ELS Rare	F_v (kN)	M_v (kN·m)	F_h (kN)	M_h (kN·m)
Houle	-	-	38578.4	424941
Soulèvement	-22963.6	443809	-	-
Vent	-	-	34.86	1185.08
PP de caisson en BA	91360.17	1324722.5	-	-
PP de remplissage	301437.3	4370840.9	-	-
Flottaison	-141442.2	2050912	-	-
Total	228391.67	-	38613.26	426126.08

La vérification de la stabilité au renversement :*Tableau D-5 : Récapitulatif des calculs de la surface comprimée en présence de la houle*

Combinaison	Effort vertical total (kN)	Moment total (kN.m)	e (m)	% de surface comprimée
ELU 2	336708.71	4076832.0	2.4	100%
ELU 3	328929.39	3964031.8	2.4	100%
ELU 4	191450.27	1970584.6	4.2	100%
ELS Rare	228391.67	2774716.32	2.35	100%

Pour chaque combinaison possible, la base est complètement comprimée, ce qui signifie que la résistance au renversement et à la décompression du sol est vérifiée.

La vérification de la stabilité au glissement :*Tableau D-6 : Détail des calculs pour la vérification de la stabilité au glissement en présence de la houle*

Combinaison	H (kN)	V. $\text{tg}\varphi' / \gamma_{g1}$ (kN)
ELU 2	57919.89	235443.565
ELU 3	57919.89	230003.876
ELU 4	57919.89	133871.601
ELS Rare	38613.26	159702.875

$$H \leq V \cdot \text{tg}\varphi' / \gamma_{g1}$$

La condition est satisfaite pour toutes les combinaisons ce qui permet de conclure que la résistance au glissement est assurée.

Tableau D-7: Détail du calcul de la contrainte admissible du soubassement

Combinaison	B'	δ	s_g	i_g	i_q	Q_u (kN/m ²)	Q_{adm} (kN/m ²)
ELU 2	23.2	9.76	0.840	0.572	0.795	6048.62	3024.3
ELU 3	23.2	9.99	0.840	0.563	0.790	5968.08	2984
ELU 4	19.6	16.83	0.865	0.336	0.661	3466.93	1733.5
ELS Rare	23.3	9.6	0.839	0.578	0.798	6122.15	2040.7

Tableau D-8 : Détail du calcul de la contrainte Q_{ref} transmise par le caisson au niveau du soubassement

Combinaison	V (kN)	$L' = L - 2e'$ (m)	Q_{ref} (kN/m ²)
ELU 2	336708.71	24.22	496.5
ELU 3	328929.39	24.22	485.03
ELU 4	191450.27	20.59	332.08
ELS Rare	228391.67	24.30	335.67

Tableau D-9 : Détail du calcul de la contrainte Q_{ref} transmise par le caisson au niveau du soubassement

Combinaison	V (kN)	$L' = L - 2e'$ (m)	Q_{ref} (kN/m ²)
ELU 2	336708.71	24.22	496.5
ELU 3	328929.39	24.22	485.03
ELU 4	191450.27	20.59	332.08
ELS Rare	228391.67	24.30	335.67

Tableau D-10 : Détail du calcul de la contrainte admissible du sol

Combinaisons	B' ₁	P_{assise} (kN)	δ_2	s_c	S_g	i_g	i_q	Q_u (kN/m ²)	Q_{adm} (kN/m ²)
ELU 2	26.9	31739.12	8.93	1.216	0.814	0.520	0.811	1968.25	984.13
ELU 3	26.9	31739.12	9.12	1.216	0.814	0.511	0.808	1945.16	972.58
ELU 4	19.6	27491.51	14.82	1.249	0.839	0.288	0.698	1268.68	634.34
ELS Rare	27	31857.11	8.44	1.125	0.814	0.542	0.821	2031.9	677.3

Tableau D-11 : Détail du calcul de la contrainte Q_{ref} transmise par le caisson au niveau du sol

Combinaison	$L' = L - 2e'$ (m)	Q_{ref} (kN/m ²)	$L_1 = L' + h_1$ (m)	Q'_{ref} (kN/m ²)
ELU 2	24.22	496.5	27.92	471.4
ELU 3	24.22	485.03	27.92	461.45
ELU 4	20.59	332.08	24.29	322.2
ELS Rare	24.30	335.67	28	332.01

$$Q_{ref} < Q_{adm}$$

La condition est satisfaite pour toutes les combinaisons ce qui permet de conclure que la résistance au glissement est assurée.

La vérification de la stabilité en condition de houle centennale :

En conditions de houle centennale, en crête de houle.

A l'extrémité de la paroi arrière.

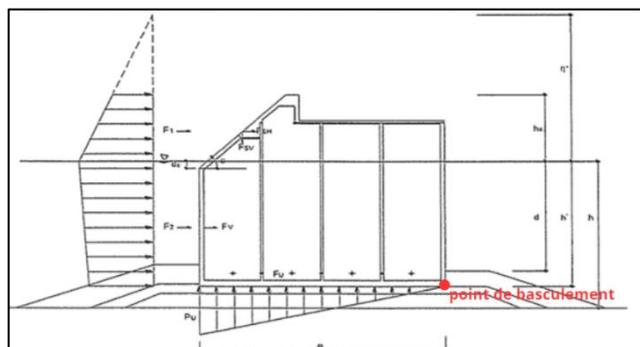


Figure D-1 : Représentation du point de basculement en cas de la houle

Tableau D-12 : Récapitulatif des forces et moments dus au poids propre

Description	V (kN)	e/v	Moment (kN.m)
Phare	1650	13.67	22555.5
Caisson en béton	89710.2	13.67	1226338.43
Remplissage	301437.3	13.67	4120647.89
Somme	392797.5	-	5369541.83

La vérification en condition de houle centennale se fait à l'ELS selon la combinaison suivante :

Tableau D-13 : Combinaison rare à l'ELS

ELS	F _v (kN)	M _v (kN·m)	F _h (kN)	M _h (kN·m)
Houle	18920.61	486259.7	81972.7	862643.83
Soulèvement	-52209.83	974583.5	-	-
Vent	-	-	52.29	1777.62
PP de caisson en béton Armé	91360.17	1248893.52	-	-
PP de remplissage	301437.3	4120647.89	-	-
Flottaison	-141442.2	1980190.8	-	-
Total	218066.11	-	82024.99	-

Vérification de la stabilité au renversement

Tableau D-14 : Récapitulatif des calculs de la surface comprimée en condition de la houle centennale

Combinaison	Effort vertical total (kN)	Moment total (kN.m)	L'excentricité à partir du milieu	% de surface comprimée
ELS	218066.11	2036605.36	4.66	100%

Or $e < B/6 = 4.67$

La base est totalement comprimée pour toutes les combinaisons, la combinaison est vérifiée.

La vérification de la stabilité au glissement

Tableau D-15 : Détail des calculs pour la vérification de la stabilité au glissement

Combinaison	H(kN)	V . tgφ' / γ _{g1} (kN)
ELS	82024.99	152482.685

Le glissement est vérifié pour cette combinaison.

La portance de soubassement

Tableau D-16 : Calcul de la contrainte admissible de soubassement

Combinaison	B' (m)	δ ₁	s _g	i _g	i _q	Q _u (kN/m ²)	Q _{adm} (kN/m ²)
ELS	18.68	20.62	0.807	0.235	0.594	2428.26	1225.7

Tableau D-17 : Calcul de Q_{ref} au niveau de soubassement

Combinaison	V(kN)	B' = B-2e (m)	Q _{ref} (kN/m ²)
ELS	218066.11	18.68	402.7

La portance du sol traité

Tableau D-18 : Calcul de la contrainte admissible du sol

Combinaison	B' ₁	P _{assise} (kN)	δ ₂	s _c	S _g	i _g	i _q	Q _u (kN/m ²)	Q _{adm} (kN/m ²)
ELS	22.38	26406	18.56	1.310	0.807	0.176	0.630	2284.34	1152.7

$$h_1 = 3.7 \text{ m}$$

$$\gamma'_1 = 11 \text{ kN/m}^3$$

$$Q'_{\text{ref}} = Q_{\text{ref}} \times \frac{B'}{B' + h_1} + \gamma'_1 \times h_1$$

Tableau D-19 : Calcul de Q_{ref} au niveau du sol

Combinaison	B' = B-2e (m)	Q _{ref} (kN/m ²)	B ₁ =B'+h ₁ (m)	Q' _{ref} (kN/m ²)
ELS	18.68	402.7	22.38	376.82

$$Q'_{\text{ref}} < Q_{\text{adm}}$$

La condition est satisfaite pour les deux niveau en situation de la houle centennale.

Principe de construction

La méthode employée consiste à débiter la construction au dock flottant jusqu'à une hauteur de 11,7m hors de l'eau. Ensuite, l'ensemble est immergé progressivement au fur et à mesure de la construction, tandis que la fabrication se poursuit en mer sur un talus en enrochements jusqu'à atteindre une hauteur de 21,7 m. Les caissons sont ensuite remorqués à l'aide d'un bateau de remorquage en flottaison jusqu'à leur site d'échouage.

La figure ci-dessous illustre les six étapes de construction du caisson.

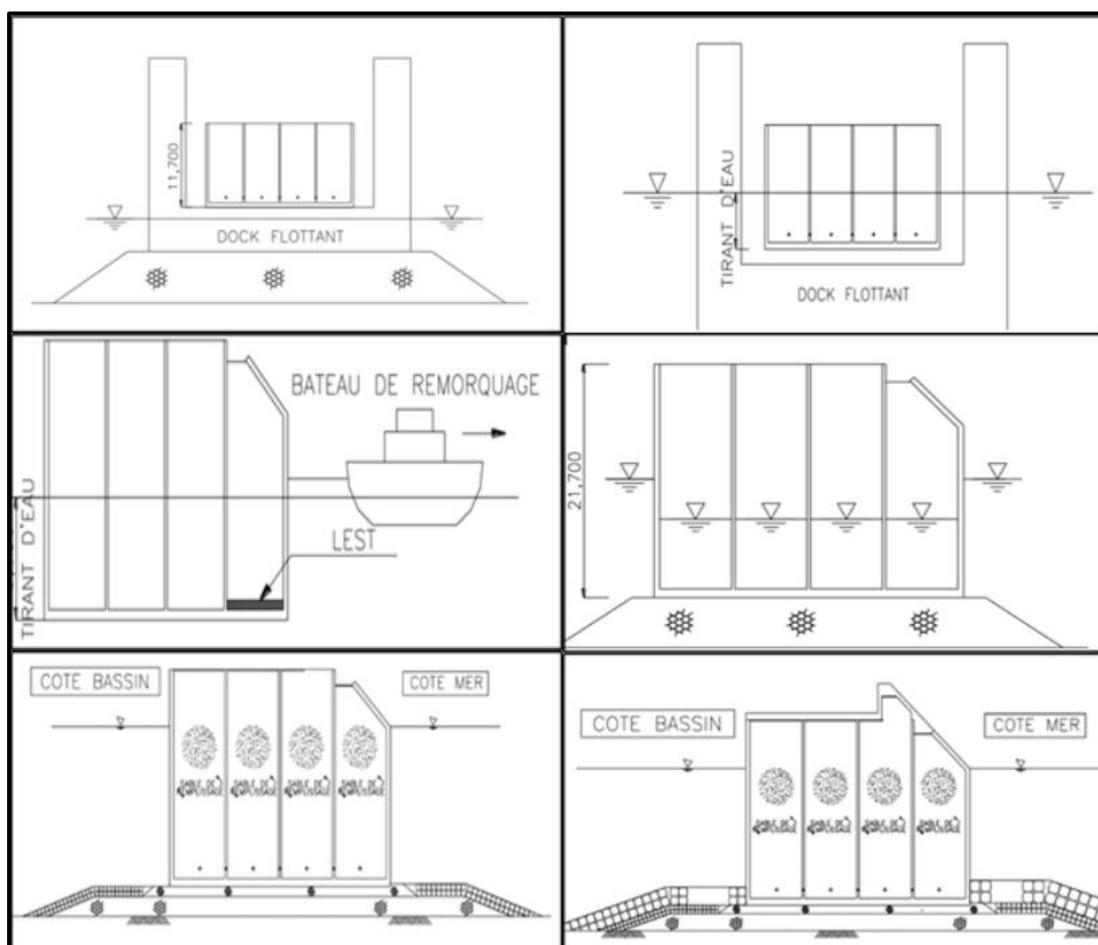


Figure D-2 : Les étapes de construction