République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Etude d'un ouvrage de protection dans le cadre de l'extension de l'ancien port de Skikda

Présenté par :

BOULEBNANE M. Aimen
BOUAB Mustapha

Encadré par :

Mme AIT AISSA Fatiha
Mr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2018 /2019

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

الموضوع: دراسة توسعة الميناء القديم لسكيكدة.

الملخص: المحور العام للمشروع يتمثل في دراسة مخطط لتوسعة الميناء القديم لسكيكدة بالنظر للتحليل التقني والاقتصادي.

Sujet : Etude d'un ouvrage de protection dans le cadre de l'extension de l'ancien port de Skikda.

Résumé : Le présent projet consiste en l'extension de l'ancien port de Skikda, en vue d'analyse technique et économique.

Subject : Extension study of the Skikda ancient port .

Summary : This project consists of the extension of the Skikda ancient port looking at the technical and economical analysis.

Remerciements

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force

pour effectuer le présent travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier notre promotrice Mme. AITAISSA Fatiha pour leur suivi et conseils durant l'évolution de ce travail et Monsieur FEDGHOUCHE FERHAT pour son encadrement dans le développement a la recherche de la thèse MASTER

Et finalement nous remercions tous les professeurs de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics et les ingénieurs du LEM et de la DTP de SKIKDA pour leurs soutiens et leurs présences pour nous aider et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Liste des abréviations

$\boldsymbol{\gamma_s}$: Masse volumique du matériau.

$\boldsymbol{\gamma'}$: Masse volumique déjaugé.

$\boldsymbol{\gamma_0}$**:** Masse volumique de l'eau de mer

$\mathbf{K_D}$: Coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON.

$\mathbf{H_b}$: Houle de projet.

$\mathbf{H_s}$: Houle significative.

w : Poids des blocs de la carapace.

n: Nombre de couches.

$\boldsymbol{K_\Delta}$: Coefficient de couche.

E : Épaisseur de la couche.

$\boldsymbol{\varphi}$: Angle de frottement interne du matériau.

C : Cohésion.

$\boldsymbol{\sigma_{adm}}$: Contrainte admissible.

$\mathbf{K_h}$: Accélération horizontale du séisme.

$\mathbf{K_v}$ **:** Accélération verticale du séisme.

$\mathbf{F_r}$: Facteur de sécurité du renversement.

$\mathbf{F_s}$: Facteur de sécurité du glissement.

$\boldsymbol{\delta}$: Angle du frottement du sol sur l'écran.

$\boldsymbol{\lambda}$: Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale.

$\boldsymbol{\beta}$: Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale.

$\mathbf{K_a}$ :: Coefficient de poussée

$\mathbf{K_q}$: Coefficient de poussée due aux surcharges.

p : Poussée.

$\boldsymbol{\sigma}$: Contrainte.

$\mathbf{M_r}$: Moment de renversement.

$\mathbf{M_s}$: Moment stabilisateur.

ELS : état limite de service.

ELU : état limite ultime.

ELA : état limite accidentelle.

CNUCED : conférence des nations unies sur le commerce et le développement.

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1 Répartition des méthodes de traitement en fonction de la granulométrie……...05
Figure I.2 Mécanismes de rupture d'une digue……05
Figure I.3 Les étapes de l'opération de la vibroflottation……06
Figure I.4 Le tassement du caisson sur sol marin……07
Figure I.5 Courbes comparatives de déformation du sol……07
Figure I.6 Photos des étapes du remblayage de l'atelier de fabrication des caissons……...08
Figure I.7 Etapes de compactage et chute libre d'une tonneuse de 20 tonnes……..09
Figure I.8 Résultats du coefficient de sécurité (essai SPT)……..09
Figure I.9 Coupe des quais ouest et nord du nouveau terminal à conteneur…….10
Figure I.10 Système constructif pieu-colonne-ballastée…….....10

CHAPITRE II

Figure II.1 Port de pêche Zemmouri…….13
Figure II.2 Port de Sidi Fredj……14
Figure II.3 Type de bouée d'amarrage au large……14
Figure II.4 Plan de masse du l'ancien port de Skikda……..15
Figure II.5 Port de Gand……...15
Figure II.6 Tracé en plan de l'ancien port de Skikda……16
Figure II.7 Le port de Marseille…….....17
Figure II.8 Schéma d'une digue a talus…….18
Figure II.9 Types des digues a talus……..19
Figure II.10 Principales dimensions de la digue verticale……20
Figure II.11 Schéma d'une digue mixte……21

CHAPITRE III

Figure III.1 Plan de situation de l'ancien port……..24
Figure III.2 Vue de l'ancien port de Skikda…….26
Figure III.3 Carte géologique du Nord-est Algérien……28

Figure III.4 Sismicité de la zone de Skikda entre 1860-2011……..32

Figure III.5 Exposition du port aux différents secteurs de houle…….36

CHAPITRE IV

Figure IV.1 Principales dimensions de la digue verticale…….50

Figure IV.2 Dimension du caisson……51

Figure IV.3 Diagramme des pressions……..56

Figure IV.4 Diagramme de TAKAHASHI-HOSOYAMADA……..58

Figure IV.5 Vue en élévation du caisson……77

Figure IV.6 Vue en plan du caisson……77

Figure IV.7 modélisation du caisson……..80

Figure IV.8 Résultats des moments ELU selon xx (face au large)…….81

Figure IV.9 Résultats des moments ELU selon yy (face au large)…….82

Figure IV.10 Résultats des moments ELS selon xx (face au large)……82

Figure IV.11 Résultats des moments ELS selon yy (face au large)……83

Figure IV.12 Résultats des moments ELU selon xx (bassin)…….83

Figure IV.13 Résultats des moments ELU selon yy (bassin)…….84

Figure IV.14 Résultats des moments ELS selon xx (bassin)……..84

Figure IV.15 Résultats des moments ELS selon yy (bassin)……..85

Figure IV.16 Schéma représente la répartition de ferraillage dans le caisson……88

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I.1 Valeur de calcul-sol pulvérulent…….03

Tableau I.2 Valeur de calcul-sol cohérents……04

CHAPITRE III

Tableau III.1 Répartition fréquentielle des vents par intensité et direction……..34

Tableau III.2 Hauteur significative de la houle……..35

Tableau III.3 Estimation des amplitudes et des périodes des houles aux larges……..36

Tableau III.4 Caractéristique de la houle au large pour les périodes de retour……37

Tableau III.5 Etude de réfraction……..38

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 Coefficient de sécurité…….53

Tableau IV.2 Coefficient de sécurité…….54

Tableau IV.3 Récapitulatif (pressions, forces et moments)……...64

Tableau IV.4 ELU 1.35$G_{max} + Q$…….66

Tableau IV.5 ELS G+Q……..66

Tableau IV.6 ELA G+0.5Q+Fa (cas ascendant)……67

Tableau IV.7 ELA G+0.5Q+Fa (cas descendant)……...67

TableauIV.8 Moment et effort normale (coté large)……..86

TableauIV.9 Moment et effort normale (coté bassin courante)…….86

TableauIV.10 Moment et effort normale (coté bassin bord)……..87

CHAPITRE V

Tableau V.1 digue à talus……90

Tableau V.2 digue verticale…….91

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I: AMELIORATIONS DES SOLS :

I.1.Introduction……01
I.2.Les ouvrage portuaires……05

I.3. Méthodes d'amélioration des sols par consolidation ……06

I.3.1.Technique de vibroflottation (VF)……06

I.3.2.Technique de compactage dynamique (CD*)*……08

I.3.3.Technique de pré-chargement……...09

I.3.4.Technique de renforcement par colonne ballastées……..10

I.4.Conclusion……...10

CHAPITRE II: GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES

II.1.Introduction……12
II.2.Définition d'un port……12
II.3.Rôle d'un port…….. ….. ……..12
II.4.Classification des ports par fonctions principales ……12
II. 4.1 Ports militaires……12
II.4.2 Ports de commerce…….....13
II.4.3 Ports de pêche……..13
II.4.4. Ports de plaisance……...13
II.4.5. Ports des travaux (de servitude)……14
II.5.Classification par implantation……...14
II.5.1.Ports au large……...14
II.5.2.Ports à la côte……..15
II.5.3.Ports intérieurs……15
II.6.Plan de masse d'un port……..15
II.7.Présentation et description des installations d'un port……...16
II.7.1.Ouvrages extérieurs……16
II.7.1.1.Le chenal d'accès……16
II.7.1.2.L'avant port ……17
II.7.1.3.Les digues……17
II.7.1.3.1.Digue à talus……...17
II.7.1.3.2.Digue verticale……..20
II.7.1.3.3.Digue mixte……...21
II.7.2.Ouvrages intérieurs……..22
II.7.2.1.Bassins……22
II.7.2.2.Ouvrage de réparation……..22
II.7.2.3.Ouvrage d'accostage……22

CHAPITRE III : COLLECTE ET ANALYSE DES DONNEES.

III.1.Introduction……24

III.2.Situation géographique et description……24
III.2-1-Localisation de la zone ……24

III.2.2-Description du port……25

III.2.2.1.Présentation géographique……..25
III.2.2.2.Présentation physique…….25

III.2.2.3.Passe d'entrée…….26

III.2.2.4. Cercle d'évitage. ……...26

III.2.2.5.Profondeur d'eau……26

III.2.2.6.Installations existantes……27

III.3.Données du terrain……27

III.4.Données du sol……..28

III.4.1.Géologie de la zone……28

III.4.2.Synthèse des données géotechniques…….26

III.4.2.1.Géologie……..29
III.4.2.2.Géotechnique……..29
III.4.3.Sismicité de la zone……32

III.5.Données climatologique et hydrographiques……32

III.5.1.Niveau d'eau……..32

III.5.1.1.Niveau marin……..32

III.5.1.2.Marée……..33
III.5.2.Vents……..33
III.5.3.Houle au large et réfraction……34

III.5.3.1.Houle au large…….34

III.5.3.2.Réfraction de la houle…….36

CHAPITRE IV: ETUDE DE LA STRUCTURE D'OUVRAGE DE PROTECTION.

IV.1.Digue a talus……39

IV.1.1.Les différentes formules de pré dimensionnement des digues à talus……..39

IV.1.2. Pré dimensionnement des ouvrages des protections……39

IV.2.Digue verticale…….50
IV.2.1.Mode de fonctionnement……..50

IV.2.2.Conception de la digue…….50

IV.2.3.Dimensionnement caisson…….51

IV.2.4.Présentation de l'option retenue……51

IV.2.5.Objet de la note de calcul……..52

IV.2.6.Hypothèses de calcul…….52

IV.2.7.Calcul des pressions selon GODA (pour une vague irrégulière)……..55

IV.2.8. Calcul de pressions et sous pression selon GODA……...57

IV.2.9.Calcul des forces et moments……58

IV.2.10.Détermination des efforts……65

IV.2.11.Stabilité au renversement et au glissement……..66

IV.2.12.Vérification de la stabilité au poinçonnement…….67

IV.2.13.Calcul des efforts dans le caisson…….....72

IV.2.14.Calcul de flottaison.....74

IV.2.15.Ferraillage des éléments du caisson……80

CHAPITRE V*: Estimation des quantités et des coûts de réalisation* :

V.1.Digue à talus……...90

V.2.Digue verticale……...91

V.3.Conclusion……..92

Conclusion générale……93

INTRODUCTION GENERALE :

L'ancien port de Skikda souffre de graves problèmes liés à la croissance du trafic de marchandises générales et aux dégradations des ouvrages d'arts existantes; il est tout aussi évident que cette situation résulte de l'absence de rénovation et d'innovation qui a régné dans le secteur des travaux publics.

Dans le cadre de sa stratégie d'extension, l'entreprise est engagée dans l'aménagement et le développement des plates-formes logistiques afin d'accroitre les capacités nécessaires au transit des marchandises et favoriser la fluidité du trafic.

L'étude de valorisation du port a permis d'assurer la faisabilité de ce projet à condition toutefois d'améliorer la protection d'un nouveau bassin vis-à-vis de la houle.

Le présent travail, a pour objet de traiter des différents aspects technico-économique d'une extension d'un port, qui reste une des solutions afin d'adapter les aménagements existants à un trafic plus contraignants.

Le travail qui nous a été confié dans le cadre de notre mémoire de fin d'études est «L'étude de l'extension de l'ancien port de Skikda» ; Dans ce cadre-là, il a été examiné les points suivants:

– La description du port.

– La caractérisation du site et collecte des données générales.

– L'étude de la réfraction de la houle.

– Tracé en plan.

– L'étude de l'agitation avec les différentes variantes.

– L'étude des ouvrages de protection.

– L'estimation des quantités et des couts.

– La comparaison technico-économique des variantes.

CHAPITRE MASTER
ET RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

AMELIORATION DES SOLS
(DANS LE MILIEU MARIN)

CHAPITRE I *:* AMELIORATIONS DES SOLS *:*

Amélioration des sables marins par différentes méthodes de consolidation pour assurer la stabilité des ouvrages portuaires

Résumé :

La géotechnique maritime est l'une des spécialités les plus difficiles et ça fait partie de l'ingénierie côtière. Le géotechnicien s'intéresse aux sols dans la mesure où ceux-ci constituent l'élément principal du contexte dans lequel la stabilité d'un ouvrage sera conçue. Les méthodes d'amélioration de vibroflottation (VF), compactage dynamique (CD) et le pré-chargement ont pris une ampleur en Algérie ces dernières années, elles sont été appliquées au niveau du port de DjenDjen de Jijel, objet de notre étude, dans le cadre de son extension et son développement, afin d'améliorer le sol support qui va recevoir les fondations des ouvrages des protections et des quais en caissons. L'objectif principal est d'établir des études numériques de la stabilité de l'ouvrage de protection réalisé sur le sol amélioré qui a été lui-même pris en considération dans la modélisation, en respectant également le phasage réel de construction de cet ouvrage. Cependant, la stabilité a été vérifiée avant et après le traitement afin de vérifier son influence sur la stabilité de l'ouvrage portuaire.

Mots-clés: Ouvrage portuaire, Amélioration des sols, Vibroflottation, Compactage dynamique, Pré-chargement, Colonne ballastées.

I .1.Introduction :

La construction d'un port, son équipement, l'aménagement de ses accès, la protection du rivage contre l'action de la mer constituent un ensemble d'opérations complexes, habituellement englobées sous la désignation de "travaux maritimes" **(CIRIA - CUR - CETMEF, 2007 ; BRUUN, 1985).** On a donc rapidement envisagé d'étudier les mécanismes de rupture pour augmenter leur capacité portante et éliminer les tassements et les risques de liquéfaction **(TERZAGHI *et al*. 1996).** Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet

Caractéristique moyennes du sol a retenir pour les avant-projets :

Tableau I.1 valeur de calcul-sol pulvérulents

Nature de sol	Poids volumique		Résistance au cisaillement à long terme		Résistance au cisaillement à court terme	Module-oedométrique
	Du sol humide cal γ	Du sol jaugé cal γ'	Angle de frottement interne Cal φ'	Cohésion cal C'	Cohésion du sol non drainé Cal c_u	E_s
	Kn/m^3	Kn/m^3	En °	Kn/m^2	Kn/m^2	MN/m^2
Sols pulvérulents						
Sable lâche, à grains ronds	18	10	30	-	-	20-50
Sable lâche, à grains anguleux	18	10	32.5	-	-	40-80
Sable de compacité moyenne, à grains ronds	19	11	32.5	-	-	50-100
Sable de compacité moyenne, à grains anguleux	19	11	35	-	-	80-150
Gravier sans sable	16	10	37.5	-	-	100-200
Grave naturelle à arêtes vives	18	11	40	-	-	150-300
Sable compact, à grain anguleux	19	11	37.5	-	-	150-250

Tableau I.2 Valeur de calcul-sol cohérents

Nature de sol	Poids volumique		Résistance au cisaillement à long terme		Résistance au cisaillement à court terme	Module-oedométrique
	Du sol humide cal γ	Du sol jaugé cal γ'	Angle de frottement interne Cal φ'	Cohésion cal C'	Cohésion du sol non drainé Cal c_u	Cal E_s
	Kn/m^3	Kn/m^3	En °	Kn/m^2	Kn/m^2	MN/m^2
Sols cohérents	(Valeurs basées sur l'expérience en Allemagne du nord, pour des échantillons intacts)					
Argile semi-dure	19	9	25	25	50-100	5-10
Argile peu plastique, raide	18	8	20	20	25-50	2.5-5
Argile plastique, molle	17	7	17.5	10	25 50	1-2.5
Marne a blocaux dure	22	12	30	25	200-700	30-100
Terre glaise moyennement dure	21	11	27.5	10	50-100	5-20
Terre glaise molle	19	9	27.5	-	10-25	4-8
limon	18	8	27.5	-	10-50	3-10
Sol organique, pauvre en argile, meuble	17	7	20	10	10-25	2-5
Sol fortement organique, riche en argile, meuble, tourbe	14	4	15	15	10-20	0.5-3
tourbe	11	1	15	5	-	0.4-1
Tourbe modérément sur consolidée	13	3	15	10	-	0.8-2

Afin de choisir la technique exacte pour la l'amélioration du sol (le vibro-compactage, le préchargement et drains, le compactage dynamique et l'injection solide) ou la technique de renforcement du sol (colonnes ballastées, les colonnes de DeepSoilMixing et le Jet-grouting)

Les essais géotechniques s'avère insuffisants, il est recommandé de réaliser l'essai CPT ainsi des sondages carottées qui permettront de faire des essais de consolidations verticaux et

radiaux permettant d'avoir les coefficients de consolidations vertical et radial ainsi que la perméabilité verticale et horizontale.

Ces sondages carottés doit permettre une description détaillé des couches rencontrées avec la détermination de la teneur en eau la densité etc.… sur des échantillons réputés intacts.

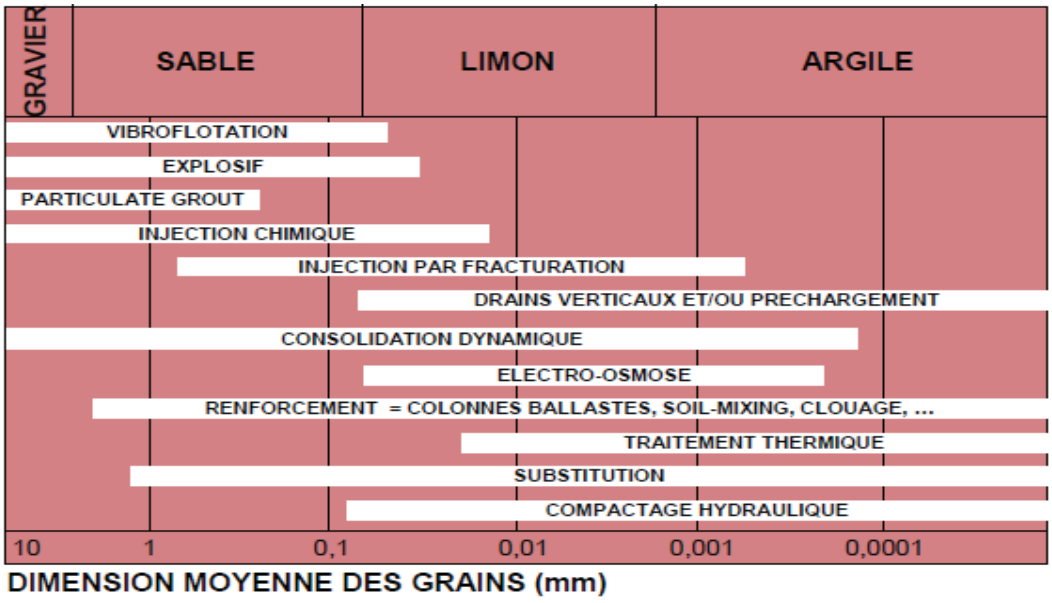


Figure I.1 Répartition des méthodes de traitement en fonction de la granulométrie

I .2. Les ouvrages portuaires :

La digue est constituée par les blocs ou des caissons en béton armé, ou précontraint qui résistent, par leur poids propre, aux efforts imposés par la houle: ils doivent donc être de grandes dimensions pour être suffisamment lourds. Lorsque le sol de fondation offre une bonne résistance, les quais sont réalisés sous forme d'ouvrages massifs capables de résister aux efforts,figureI.2(b), horizontaux (vers la terre, causés par l'accostage des navires et vers le bassin, provoqués par la poussée des remblais et l'amarrage des navires) et aux efforts verticaux dus à leur poids propre **(CIRIA- CUR - CETMEF, 2007 ; BRUUN, 1985).**

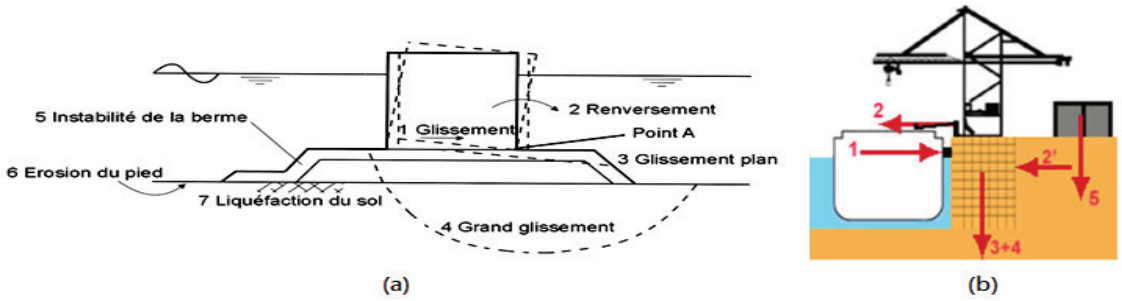


Figure I.2 Mécanismes de rupture d'une digue en caisson (a) et quai en caissons (b) (CIRIA – CUR - CETMEF, 2007; AJDOR, 2017).

Les ruptures sont généralement dues soit à l'action de la houle soit à des facteurs géotechniques qui sont influencés par le poids propre, les actions hydrauliques et les actions sismiques. Il faut procéder à des vérifications pour chacun de ces modes de rupturepotentiels. Les principaux modes de rupture pour les digues en caisson sont présentés à la figure I.2(a).

I .3. Méthodes d'amélioration des sols par consolidation :

Lors de l'étude de faisabilité d'un projet, le recours aux méthodes de traitement des sols implique la connaissance de leurs performances et limites respectives. Une question se pose alors: comment représenter de manière facilement utilisable les domaines d'application de chaque procédé? On a choisi de représenter l'aptitude d'une méthode à traiter un sol selon la granulométrie de ce dernier. Elle présente l'avantage de ne faire appel qu'à des critères d'identification obtenus par des mesures simples de laboratoire,figureI.1, **(MOSELEY &KIRSCH, 2005).**

I .3.1. Technique de vibroflottation (VF) :

La vibroflottation est une technique pour la densification in situ des couches épaisses de dépôts granulaires lâches de sol. Elle consiste à générer, à l'aide d'un vibrateur de profondeur *Vibroflot* (figure I.3), des vibrations horizontales dans les sols grenus afin de les cisailler et de provoquer une liquéfaction localisée et un tassement immédiat **(MECSI *et al.*, 2005 ;GÖKALP& DÜZCEER, 2003)**. Le traitement par cette méthode permet d'atteindre généralement les buts suivants : l'augmentation de la capacité portante ; la réduction du tassement ; l'accélération de la consolidation ; l'élimination du risque de liquéfaction ; aucun effet négatif n'a été signalé sur l'environnement **(KELLER, 1974 ; JEFFERIES & BEEN, 2015 ; AUSSILLOUS *et al.*, 2007).**

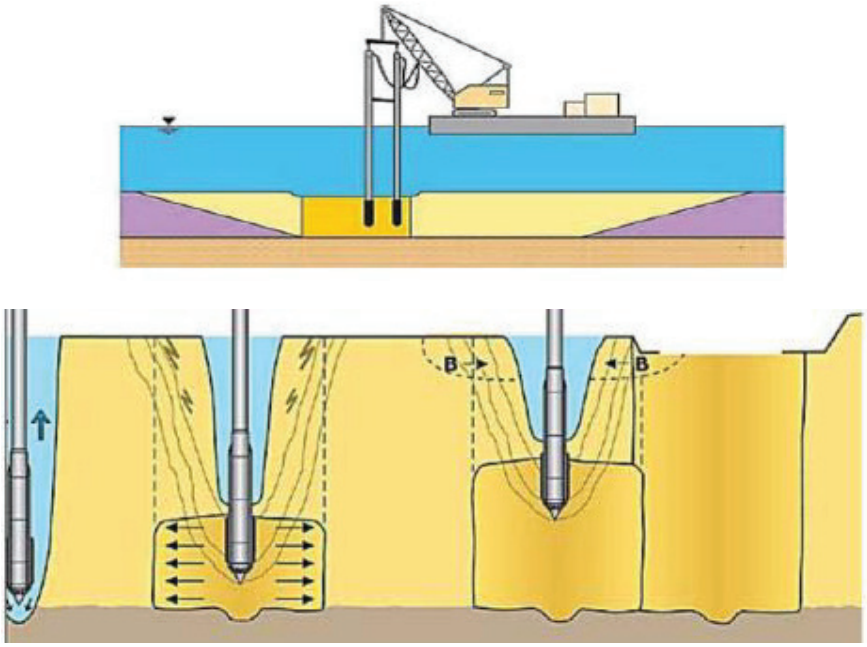
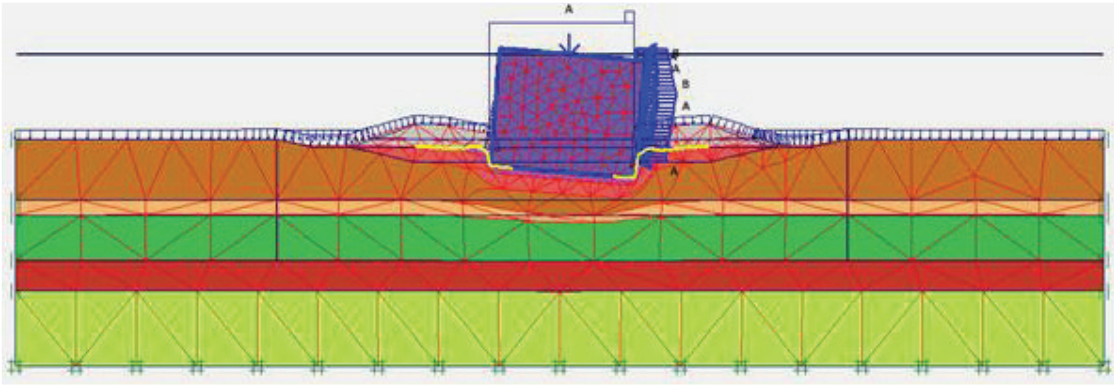
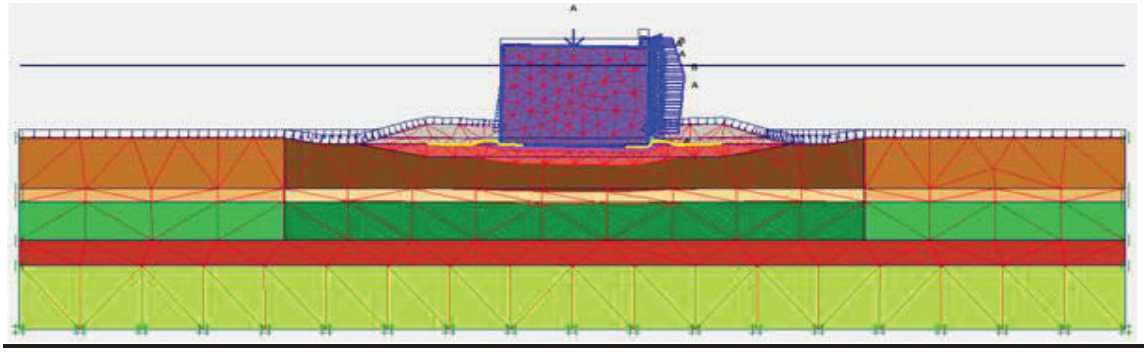


Figure I.3 Les étapes de l'opération de la vibroflottation (KELLER, 1974).

Les résultats réels du traitement par vibroflottation du port de DjenDjen **(KHELALFA, 2016)** sont pris en considération dans l'étude numérique bidimensionnelle de la stabilité de l'ouvrage de protection réalisé sur le sol traité qui a été lui-même pris en considération dans la modélisation, en respectant également le phasage réel de construction de cet ouvrage "caisson" (figure I.4), et les résultats du tassement (figure I.5) sont en excellent accord avec les résultats réels, ce qui renforce notre étude. Ilest conclu que la vibroflottation donne des résultats très satisfaisants en termes d'amélioration du sol.

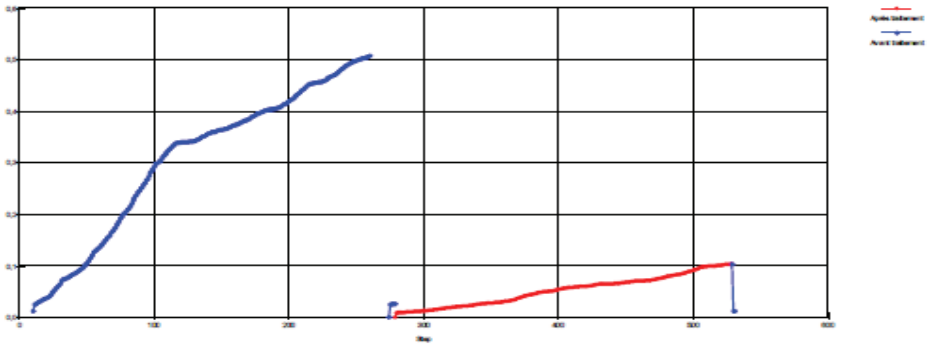


(a)



(b)

Figure I.4 Le tassement du caisson sur sol marin
(a) avant vibroflottation et (b) après vibroflottation (KHELALFA, 2016)



- **Figure I.5 Courbes comparatives de déformation du sol,**
- **Avant vibroflottation (bleu) et après vibroflottation (rouge) (KHELALFA, 2016)**

I.3.2. Technique de compactage dynamique (CD) :

La remise en état des terres est généralement définie comme le processus de création de nouveaux terrains en levant l'élévation d'un fond marin (figure I.6), ou d'un autre terrain à basse altitude. Elle peut être effectuée par un mouvement de terre sec, aussi par remplissage hydraulique. Quelques modes de défaillance possibles dans le corps du remblai et différents modes de défaillance doivent être analysés. Du point de vue de la fondation, cela peut poser un risque important de liquéfaction partielle ou complète et, par conséquent, de réduction de la résistance du sol. Les analyses de stabilité des défaillances globales permet de proposer des méthodes d'amélioration qui doivent être effectuées **(VAN'T HOFF& VAN DER KOLFF, 2012 ; USACE, 2015).**



Figure I.6 Photos des étapes du remblayage de l'atelier de fabrication des caissons du port de DjenDjen (KHELALFA, 2017a).

Le compactage dynamique (CD) est l'une des techniques d'amélioration du sol. Cela dépend du réarrangement des particules de sol en utilisant l'énergie dynamique produite par la chute d'un poids (tamper) à partir d'une certaine hauteur, (figure I.7). Le concept de cette technique est d'améliorer les propriétés mécaniques du sol en transmettant des impacts à haute énergie sur les sols en vrac qui ont initialement une faible capacité de charge et des potentiels de compressibilité élevé (**HAMIDI *et al*., 2009**). La praticabilité de cette technique assurer la stabilité de l'atelier de la fabrication des caissons du port de DjenDjen et minimiser le risque de liquéfaction au cours de la fabrication. Quand tout la séquence du compactage terminé; il a été présenté les graphes des résultats du coefficient de sécurité (SF; standard et FS; sur terrain à partir de l'essai SPT) à la liquéfaction et la répartition des contraintes en fonction de la profondeur (figure I.8) avant et après compactage du remblai. Les résultats sont parfaitement satisfaisants, ce qui leur donne l'autorisation d'entamer la construction d'une plate-forme de 1.75 m d'épaisseur sur le remblai traité, afin d'installer le coffrage coulissant et commencer la construction des caissons. Depuis la construction du premier 1er caisson jusqu'à le quarante-quatrième 44eme; ils n'ont pas remarqué aucun tassement du sol et n'ont pas rencontré des problèmes géotechniques **(KHELALFA, 2017a),** ce qui donne une grand fiabilité de cette méthode du traitement des remblais hydraulique côtière.



Figure I.7 Etapes de compactage et chute libre d'une tonneuse de 20 tonnes au port de DjenDjen (KHELALFA, 2017a).

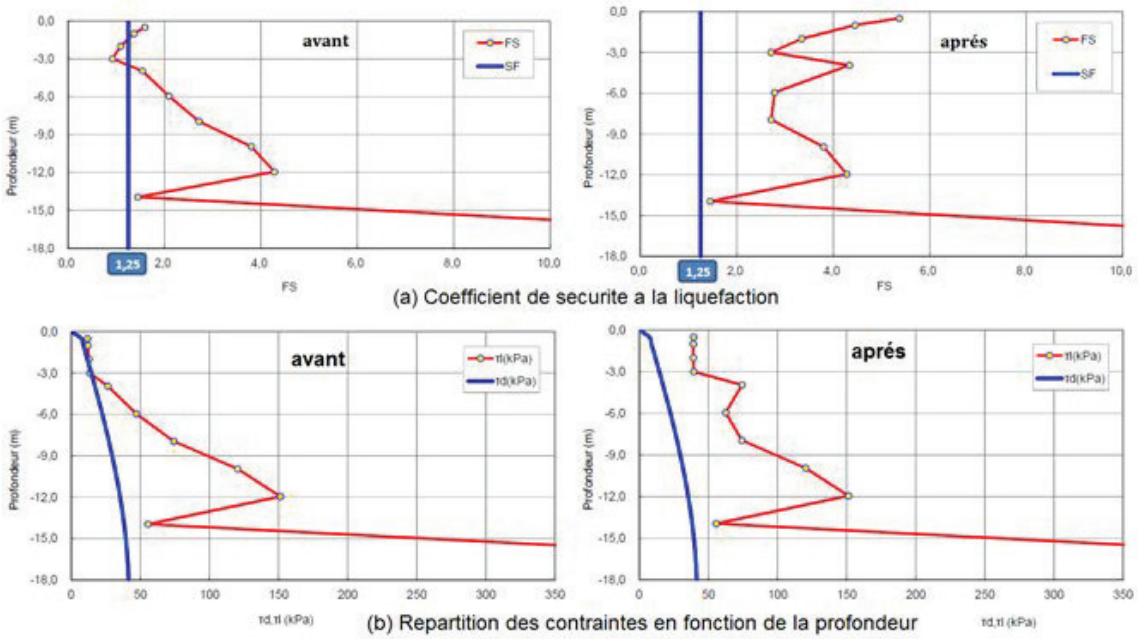


Figure I.8 Résultats du coefficient de sécurité (essai SPT) à la liquéfaction et la répartition des contraintes avant et après compactage dynamique (KHELALFA, 2017a).

I.3.3.Technique de pré-chargement :

Le pré-chargement est une solution simple recommandée pour les sols saturés très compressibles en vue d'accélérer partiellement leur consolidation primaire qui s'accompagne d'une réduction du tassement et par suite d'une augmentation deleur cohésion non drainée. Lorsqu'il s'agit de construire sur un sol saturé de faible portance et (ou) relativement compressible, le pré chargement est la technique la plus simple qui permet d'assurer une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme **(BOUASSIDA, 2015).**

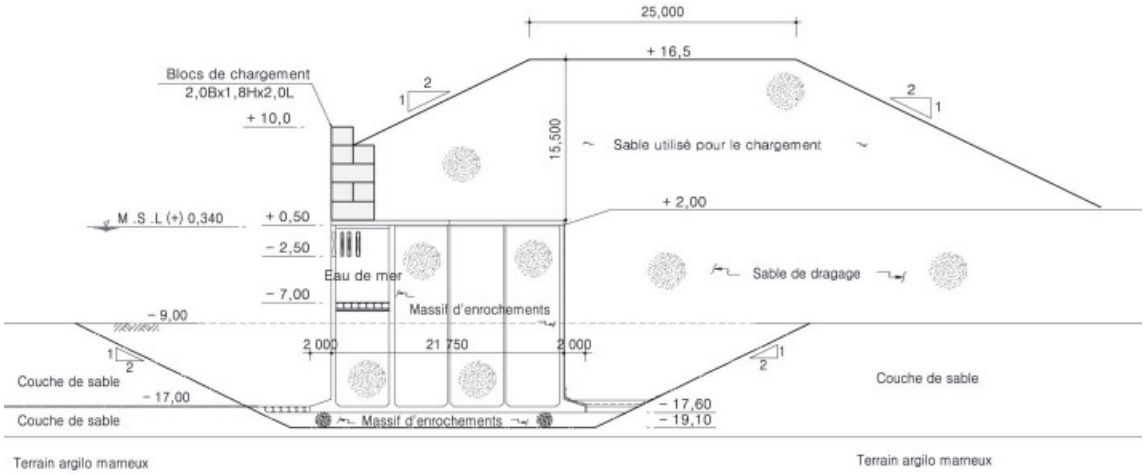


Figure I.9 Coupe des quais ouest et nord du nouveau terminal à conteneur du port de DjenDjen. Examen de la stabilité au cours du pré-chargement (KHELALFA, 2017b).

La présente étude a pour but de vérifier la stabilité des quais en caissons, ainsi que leur fondation, du port de DjenDjen, durant les travaux de nouveau terminal à conteneur, figureI.9. Pour assurer la stabilité et la solidité des fondations de l'ouvrage et déterminer l'effet de la méthode de pré-chargement sur l'amélioration de sol des fondations, la capacité portante, le glissement rotationnel et les aléas de liquéfaction, de glissement rotationnel, de tassement et de déplacement horizontal pour chaque profil des trois murs de quai sont évalués en fonction de l'avancement des travaux comme l'exploitation du quai ou lors du tremblement de terre **(KHELALFA, 2017b)**.

I.3.4.Technique de renforcement par colonne ballastées :

La technique consiste en l'inclusion dans un sol dont les capacités de portance sont insuffisantes de puits remplis de matériaux à la fois perméable a l'eau et de caractéristique mécanique élevé, son rôle est de reporter les charges à travers une couche de sol de qualité médiocre, sur une couche sous-jacente plus résistante. Elles ne fonctionnent que grâce à la réaction d'étreinte latérale qui peut être fournie par la couche de qualité médiocre traversé**.**

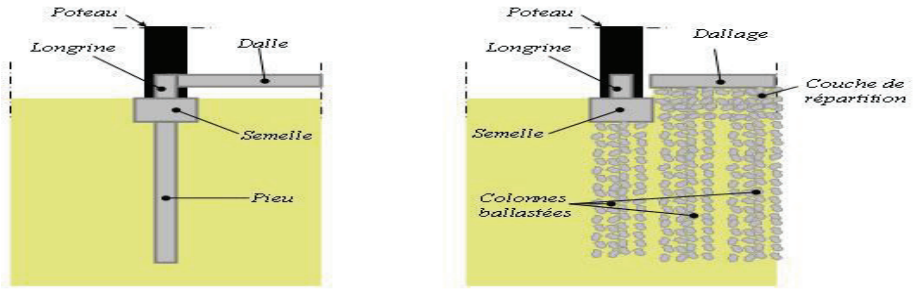


Figure I.10 Système constructif pieu-colonne-ballastée

I.4. Conclusion :

Dans le cas où le sol de fondation est particulièrement mauvais, il peut être nécessaire d'appliquer des mesures d'amélioration du sol (ou autres) pour que l'ouvrage soit stable du point de vue géotechnique. Des méthodes d'amélioration de sol devraient être déterminées seulement après que le développement et l'analyse de la compagne géotechnique soientcomplets. Les trois méthodes d'amélioration des sols utilisées lors des travaux du port de DjenDjen (Algérie): Vibroflottation, compactage dynamique et pré-chargement donnent des résultats satisfaisants en termes de capacité portante et de réduction du risque de liquéfaction des tassements.

CHAPITRE II *:* GENERALITES SUR LES OUVRAGES MARITIMES *:*

II.1. Introduction :

Le transport maritime consiste à déplacer des marchandises ou des personnes pour l'essentiel par voie maritime. Ce mode de transport est notamment consacré pour les marchandises a grande masse que des personnes, ce dernier a facilité la croissance des échanges dansle monde d'après la CNUCED, près de 80 % du commerce mondial En volume et plus de 70 % de sa valeur transitent par la mer et les ports Pour véhiculer tout le flux des marchandises vers ces destinations, des infrastructures portuaires sont requises avec des normes certifiées et d'envergures internationales pour permettre aux navires de stationner de façon sure.

Le littoral de l'Algérie compte des dizaines de ports répartis sur les 14 wilayas côtières.

Face au problème de la croissance du trafic de la marchandise beaucoup de port ont commencés à souffrir et afin d'améliorer la productivité de ces derniers, des projets d'aménagement et d'extension ont été lancés dans plusieurs wilayas.

On s'intéresse dans notre projet à l'extension de l'ancien port de Skikda.

II.2. Définition d'un port :

Un port est une infrastructure , située sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau, et destinée à accueillir des bateaux et navires.
Le terme port désigne le plan d'eau, mais dans son utilisation courante, il inclut les digues, les jetées, les quais et les appontements. Cette infrastructure peut remplir plusieurs fonctions comme les opérations de ravitaillement et de réparations.

II.3. Rôles d'un port :

- Permettre aux navires de faire plusieurs taches comme l'accostage, ravitaillement et reptation.
- Effectuer les opérations de transit : Charge, décharge des marchandises, embarquement, débarquement des voyageurs.
- Le port peut avoir des installations destinées à traiter ou à transformer les matières premières importées ou exportées.
- Le transit des marchandises pouvant s'accompagner d'opérations commerciales, faisant ainsi du port un lieu de marché.

II.4. Classification par fonctions principales :

II.4.1. Ports militaires :

Le port militaire requiert des espaces abrités importants où les navires peuvent accoster disséminés dans un but d'être protégés.
L'espace abrité peut être naturel ou protégé par des importantes digues de protection.

II.4.2. Ports de commerce :

Ils permettent de traiter les trafics de marchandises et de passagers. Ils sont le point de rupture dans la chaine de transport : soit entre le mode terrestre et le mode maritime, soit entre deux modes maritimes. Le coût de transport terrestre étant nettement supérieur au coût de transport maritime, ils doivent être localisés le plus près possible de l'origine ou de la destination des trafics, sous réserve de présenter des Accès nautiques satisfaisantes.

La nécessité économique de réduire les coûts de transport terrestre peut même imposer, dans certains cas, de localiser l'origine ou la destination des trafics en site portuaire (raffinerie de pétrole, Centrales thermiques, sidérurgies...).
Les installations des ports de commerce, autrefois très polyvalentes, sont de plus en plus Spécialisées en terminaux (rouliers, conteneurs, passagers, hydrocarbures...).

II.4.3. Ports de pêche :

Sont les plus nombreux dans le monde, et sont souvent ceux dont les dimensions sont les plus réduites. Le rôle de ces ports est de gérer l'ensemble des activités liées à la pêche et à la commercialisation du poisson.



Figure II.1 Port de pêche de Zemmouri

II.4.4. Port de plaisance :

Le développement des loisirs maritimes a entraîné la création des ports spécialement aménagés pour la navigation de plaisance (touristique).



Figure II.2 Port de Sidi Fredj

II.4.5. Ports des travaux (de servitude) :

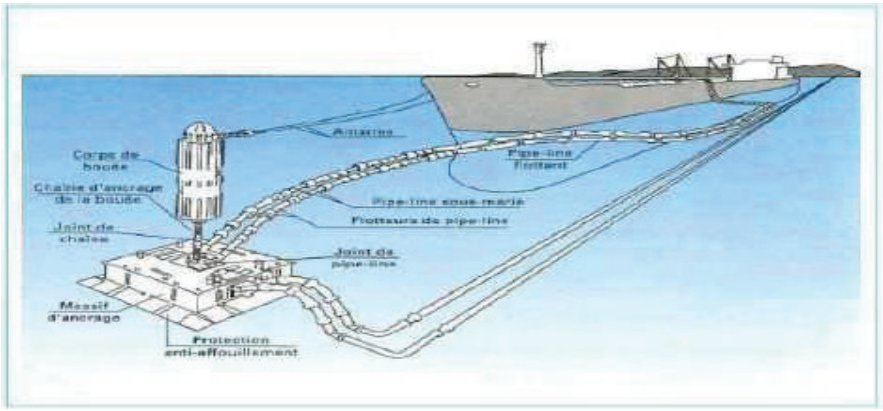
Ce sont des ports crées pour l'exécution de grands travaux afin de servir à abriter les engins flottants.

II.5. Classification par implantation:

Les contraintes physiques des sites qui se présentent pour l'implantation d'un port et les nécessités économiques qui justifient sa création conduisent à des types d'implantations très variées.

II.5.1. Ports au large :

L'accroissement des tirants d'eau des navires peut nécessiter des travaux d'aménagement d'infrastructures (chenaux, ports) et d'entretien très onéreux.
Une alternative est offerte avec des installations aménagées au large, là où les profondeurs naturelles existent.
Il peut s'agir d'îles artificielles ou simplement de bouées d'amarrage (figure ci-dessous).



FigureII.3 Type de bouée d'amarrage au large

II.5.2. Ports à la côte :

Ils peuvent être établis dans des sites naturellement abrités ou protégés artificiellement.

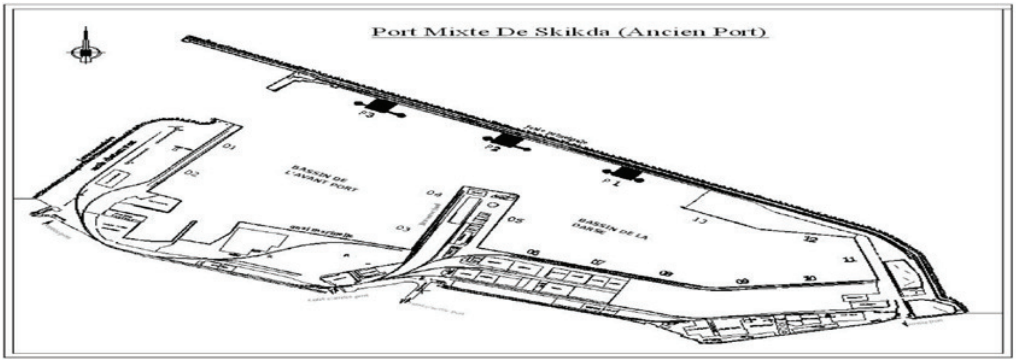


Figure II.4 Plan de masse du l'ancien port de Skikda.

II.5.3.Ports intérieurs :

Ils sont établis, souvent de longue date, le long de cours d'eau ou de canaux maritimes.



FigureII.5Port de Gand

II.6. Plan de masse d'un port :

La majorité des règles sont présentés par l'A.I.P.C.N (Association Internationale Permanente des Congrès de Navigation) dont le siège est basé à Bruxelles.

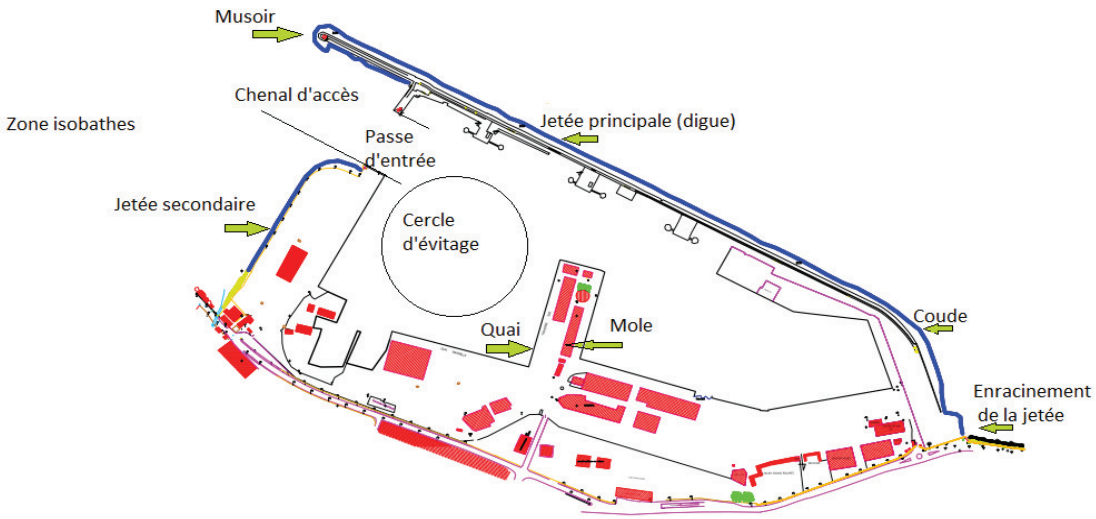


Figure II.6Tracé en plan de l'ancien port de Skikda

II.7. Présentation et description des installations d'un port :

A ce stade, on se contentera de présenter les installations du port au plan technique en donnant quelque définition de ses installations en tenant compte de leurs dimensionnements.

La description d'un port est liée aux types d'infrastructures le constituant. Les ouvrages d'un port sont constitués de deux grands types :

Les ouvrages extérieurs : chenal d'accès, digues de protection contre la houle et avant port.

Les ouvrages intérieurs : bassins, ouvrages de réparation et ouvrage d'accostage.

II.7.1. Ouvrages extérieurs :

II.7.1.1. Le chenal d'accès :

Le chenal d'accès a un tracé rectiligne ou est constitué par une succession de parties droites faisant entre elles un angle n'excédant pas une trentaine de degrés.

Sa largeur est de l'ordre de grandeur de la longueur du plus grand navire (ou de 6 à 9 fois la largeur maximale du navire) qui doit être reçu au port, cette valeur étant impérative si le tracé du chenal est traversé par rapport au vent ou au courant.

Pour éviter tout risque de heurt du navire contre le fond (par suite des mouvements qui lui sont imposés par la houle – lesquels font varier son tirant d'eau par rapport celui constaté en eau calme) la profondeur est de 10 à 15 % supérieure au tirant d'eau du plus grand navire.

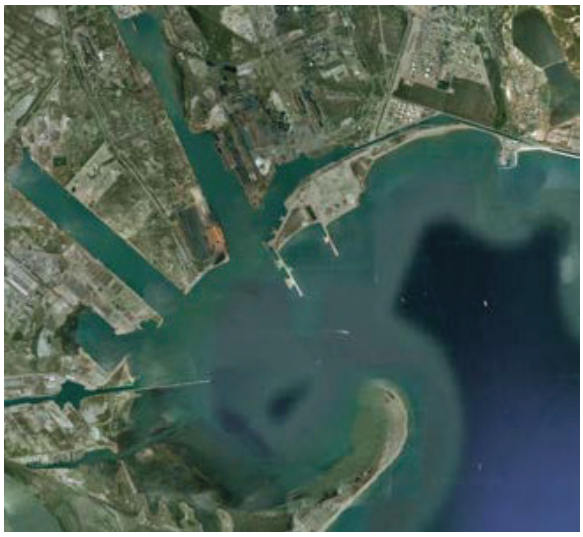


Figure II.7Le port de Marseille-Fos, sur le littoral méditerranéen

II.7.1.2. L'avant port :

Il doit permettre au navire de s'arrêter en attendant l'assistance de remorqueurs pour gagner son poste d'opération: pour que le navire puisse s'arrêter et manœuvrer – et notamment « éviter » (c'est à dire tourner sur lui-même éventuellement de 180°), le cercle d'évitage qui doit pouvoir être inscrit dans l'avant-port, a un diamètre égal à 2 à fois la longueur du plus grand navire, selon la possibilité d'intervention des remorqueurs.
Il peut exceptionnellement être réduit en deçà si les conditions de manœuvre sont excellentes et si le navire dispose de propulseurs d'étrave.

L'agitation admissible 0.25 et 0.40m pour les portes conteneurs.

Pour les autres types de navires l'agitation admissibles 0.5 à 1m

II.7.1.3. Les digues :

Elles protègent les ports contre les assautsdes houles du large et permettent de réduire l'agitation inférieure à moins d'un mètre d'amplitude.
Trois types d'ouvrages sont utilisés :

II.7.1.3.1. La digue à talus :

Constituée par un noyau de tout-venant, recouvert par des couches de blocs de plus grande taille, et du côté mer par une carapace en gros blocs naturels ou artificiels (en béton), capable de résister aux efforts imposés par le déferlement des houles sur le talus. L'ouvrage est couronné par une structure massive en béton, arasée à un niveau assez élevé au-dessus de celui de la mer pour éviter son franchissement par les houles déferlantes.

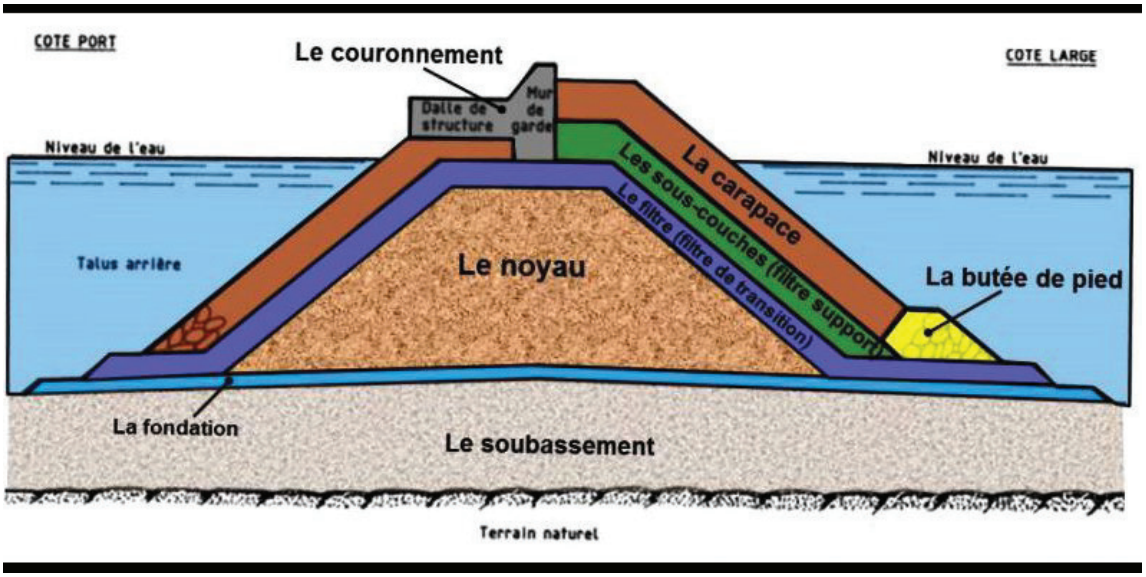


Figure II.8Schéma d'une digue à talus

Les Avantages d'une digue à talus :

- Diminution de l'agitation des deux cotés (coté port et coté large) en absorbant l'énergie de la houle.
- S'endommagent progressivement lors des tempêtes.
- Facilité d'entretien et de réparation.
- S'adapte aux sols de faible portance, en répartissant les charges sur une grande surface.
- S'adaptent relativement bien à une imprécision dans la détermination de la houle de projet.

Les inconvénients d'une digue à talus :

- Nécessitent de grandes quantités de matériaux.
- Possèdent une emprise importante.

Les digues à talus sont généralement constitues des parties suivants :

Le soubassement : sa mise en œuvre n'est pas systématique, il a pour rôle de rehausser le niveau d'assise de la digue dans le cas de grandes profondeurs, il est réalisé avec des matériaux moins coûteux généralement trouvés sur site (sable, galets,…).

La fondation : éventuellement on utilise une couche de fondation pour assurer le réglage du terrain accidenté, la transition entre les matériaux du terrain naturel (ou soubassement) et matériaux constituant la digue et la répartition des charges de la digue sur le sol et homogénéiser les tassements.

Le noyau : il constitue la grande partie de l'ouvrage, et il est généralement constitué de tout-venant de carrière (1/500Kg ou 1/1000Kg).

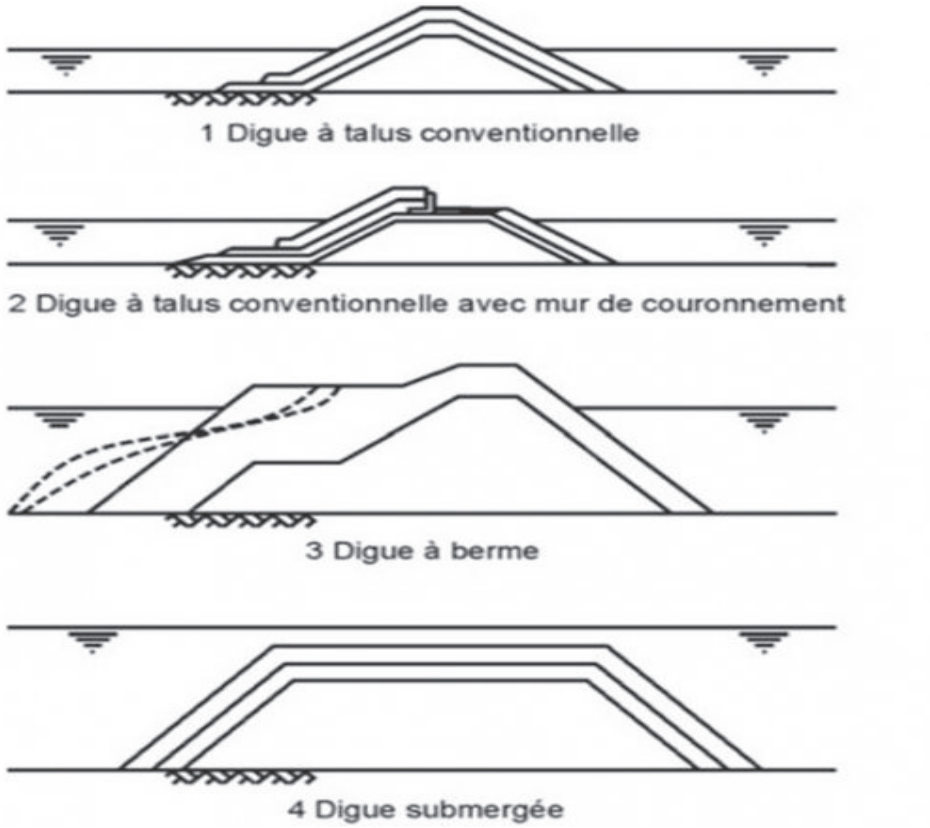
La carapace : elle protège l'ensemble de l'ouvrage contre l'action de la houle, et elle est constituée d'enrochements naturels ou de blocs artificiels en béton généralement non armé, dont le poids est le facteur principal pour le dimensionnement.

Les sous-couches (filtre support) : elles se situent sous la carapace afin d'assurer une bonne assise de la carapace et la transition avec les couches en dessous.

Le filtre (filtre de transition) : il se place entre les sous-couches et le noyau en tout-venant, afin d'assurer la transition entre les deux matériaux et de retenir le départ des matériaux fins du tout-venant.

Le musoir : c'est l'extrémité de la digue, il est soumis à une action renforcée de la houle

Il y a 4 types de digues à talus :



FigureII.9Types de digue a talus

II.7.1.3.2. Les digues verticales :

Sont constituées par une muraille de grande hauteur, faite de gros blocs de béton (supérieurs à 100 tonnes) empilés et liaisonnés par des puits verticaux emplis de béton légèrement armé, ou par des caissons de béton armé emplis de béton maigre ou d'enrochements. Cette muraille est fondée sur un massif d'enrochements. Ses dimensions doivent en assurer la stabilité et éviter qu'elle soit franchie par la houle qui, en se réfléchissant sur la paroi, forme un clapotis d'amplitude double.

Les avantages d'une digue verticale :

- Elles sont intéressantes en grandes profondeurs ou dans des mers à fortes marées car elles sont économiques par rapport aux digues à talus.
- Rentables économiquement dans les régions pauvres en enrochements de qualités.
- Possibilité de préfabrication sur un autre site.
- Possibilités d'utiliser le coté intérieur comme quai d'accostage.
- Possèdent des emprises réduites, ce qui permet de réduire la largeur des passes d'entrée du port et par la suite diminuer la pénétration de la houle.
- Offre aux navigateurs des passes biens délimitées.

Les inconvénients d'une digue verticale :

- Mauvaise réputation à cause des accidents survenus aux digues verticales.
- Non adapté pour les houles de plus de 6 à 7m de creux (dimensions importantes des blocs).
- Quasi-impossibilité de procéder à des réparations en cas de dégâts importants.
- Nécessité d'avoir une côte d'arase très élevée contre le franchissement.
- Les efforts sur l'ouvrage sont importants par rapport à une digue à talus.

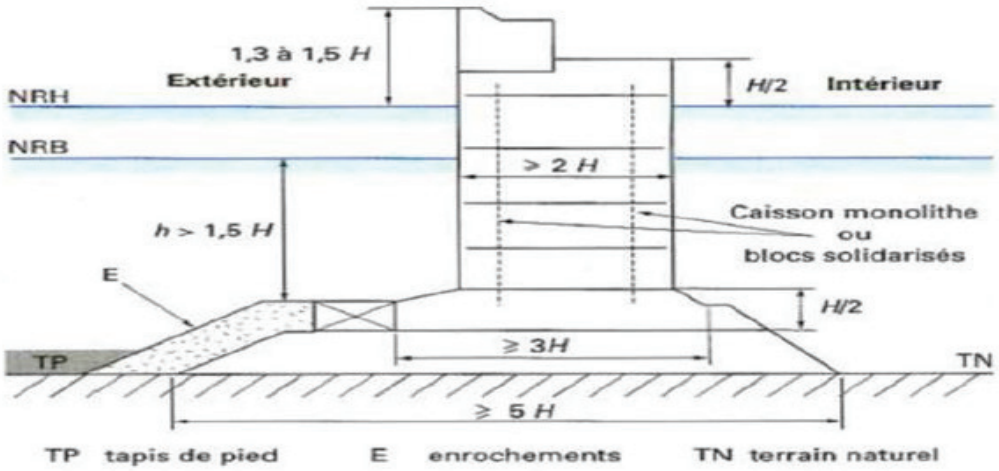


Figure II.10Principales dimensions du digue verticale

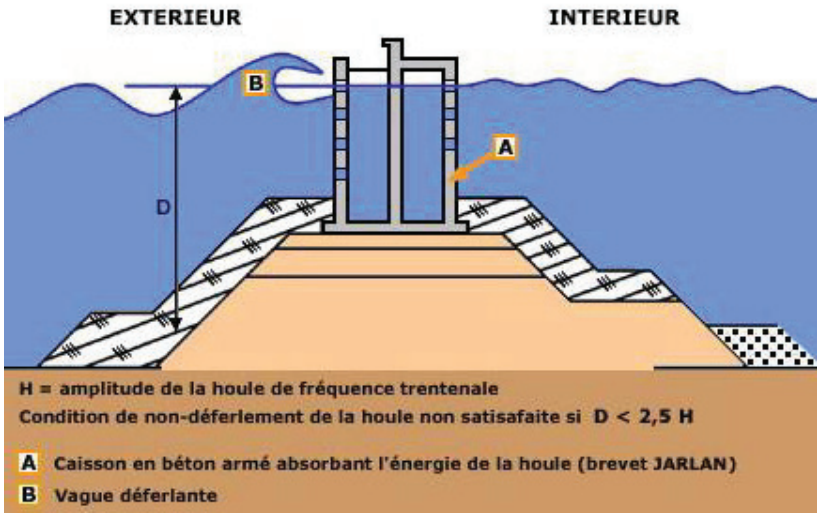
II.7.1.3.3. La digue mixte :

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

Des procédés utilisant des caissons en béton, dont la paroi extérieure est perforée, permettent une meilleure absorption du choc des lames qu'une paroi pleine (Brevet JARLAND).

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

Les houles retenues pour le dimensionnement du projet doivent cependant avoir une fréquence d'apparition cinquantenale (plutôt que trentennale).



FigureII.11Schéma d'une digue mixte

Les avantages d'une digue mixte :

- Optimisation des quantités de matériaux de carrières et du béton suivant la disponibilité et le prix.
- Optimisation de l'ouvrage en profitant des avantages des digues à talus et celles verticales.

Les inconvénients d'une digue mixte :

- Instabilité du mur verticale en cas de grandes hauteurs ou de mauvaise exécution des remblais.

II.7.2. Ouvrages intérieurs :

II.7.2.1. Bassins *:*

Depuis l'avant-port, le navire gagne son poste d'opération qui est établi dans un bassin où le plan d'eau ne doit pas avoir une agitation supérieure à 50 cm, une valeur de 80 cm étant un maximum admissible pour les grands navires de l'ordre de 50 cm (pour les unités fluviales). Lorsqu'il est en communication directe avec l'avant-port, le bassin est dit "de marée".
La profondeur du bassin et celle du poste d'opération sont égales à la somme :
* Du tirant d'eau maximal admissible,
* Du marnage maximum (incluant l'effet des marées et des surpressions atmosphériques),
* D'une sur profondeur, fonction de l'importance des dépôts solides qui peuvent se former dans le port (en générale 1 m), de l'imprécision des sondages.

Si le marnage est important, il peut être plus économique de réduire la hauteur des postes d'opération, en maintenant le niveau dans le bassin, à celui de la pleine-mer : il faut pour cela que la communication entre l'avant-port et le bassin (dit à flot) s'effectue par une écluse.

II.7.2.2. Les ouvrages de réparation :

Ce sont les ouvrages dont le rôle est la réparation et l'entretien des navires et bateaux. Ils se répartissent en :
Forme de radoub.
Cale de halage.
Docks flottants.
Grils de carénage.
Cales de lancement.
Ecluses maritimes.

II.7.2.3. Les ouvrages d'accostage :

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

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

On distingue parmi les ouvrages d'accostage :

Les ducs d'albe :

Ce sont des ouvrages en pilotis ancrés dans le fond du bassin, ils jouent le rôle d'appui pour les navires, et permettent seulement leurs amarrages.

Les appontements :

Ce sont des plates-formes fixes supportées par des pilotis, ils servent à l'amarrage et à l'accostage des bateaux et navires.

Les quais :

* Section de berge, de rive ou de rivage d'un port ou d'une voie navigable, aménagée en vue de permettre :
* L'accostage et l'amarrage des navires et bateaux.
* Retenir les terres en contact des plans d'eau.
* Assurer la liaison entre le navire et la terre.
* Ils jouent aussi le rôle du mur de soutènement pour les remblais.

Il y a deux grands types de quai :

Les quais sur sol de bonne portance (massifs) : Les quais massifs sont des quais dont la stabilité est assurée par son propre poids. On retrouve dans ce type de quai :

Les quais en blocs.

Les quais en caissons

Les quais en gabions de palplanches.

Les quais sur sol de faible portance : Ce sont les quais reposant sur des pieux, on distingue :

Les quais sur pieux et les quais mixtes.

CHAPITRE III : COLLECTE ET ANALYSE DES DONNEES :

III.1. Introduction :

Le présent rapport a pour objet de donner les informations générales et les données techniques du projet .qui nous permet de bien choisir le site convenable et d'élaborer le tracé en plan de l'extension.

III.2. Situation géographique et description:

III.2.1. Localisation de la zone :

La wilaya de Skikda est une wilaya algérienne située au Nord-est de l'Algérie,(environ 450 km à l'Est de la capitale) elle fait face, au Nord à la mer méditerranée sur un littoral d'une longueur de 250,19 km qui s'étend de la Marsa à l'Est jusqu'à Oued Z'hour fonds du massif de Collo à l'Ouest, et dispose de frontières communes avec les wilayas d'Annaba à l'Est, de Guelma et Constantine au Sud, de Mila et Jijel à l'Ouest, elle s'étend sur une superficie de 4137.68 km2 , avec une population avoisinant les 898 680 habitants en 2008 (données du recensement général de la population et de l'habitat de 2008 sur le site de l'ONS).

La figure III.1 suivante montre le plan de situation de l'ancien port de Skikda. Elle montre aussi le port de pêche de Stora et le nouveau port de Skikda.



Figure III.1PLAN DE SITUATION DE L'ANCIEN PORT : Source Google Earth
La vue montre le nouveau port ainsi que le port de pêche de Stora

III.2.2. Description du port :

III.2.2.1. Présentation géographique :

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

- 36°53'20''Nord
- 6°54'30''Est

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

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

III.2.2.2.Présentation physique :

L'ancien port de Skikda est abrité :

- au Nord par la grande jetée qui est enracinée à l'Est sur la pointe de Skikda, s'allongeant dans une direction légèrement divergente par rapport à la côte.
- à l'Est par le massif de Skikda.
- à l'Ouest par le môle du château vert laissant libre une passe d'entrée d'environ 130m de large.

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

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

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

Par ailleurs, le fond marin est constitué principalement de schistes et de micaschistes.

La figure III.2 suivante montre les différents ouvrages constituants l'ancien port de Skikda.

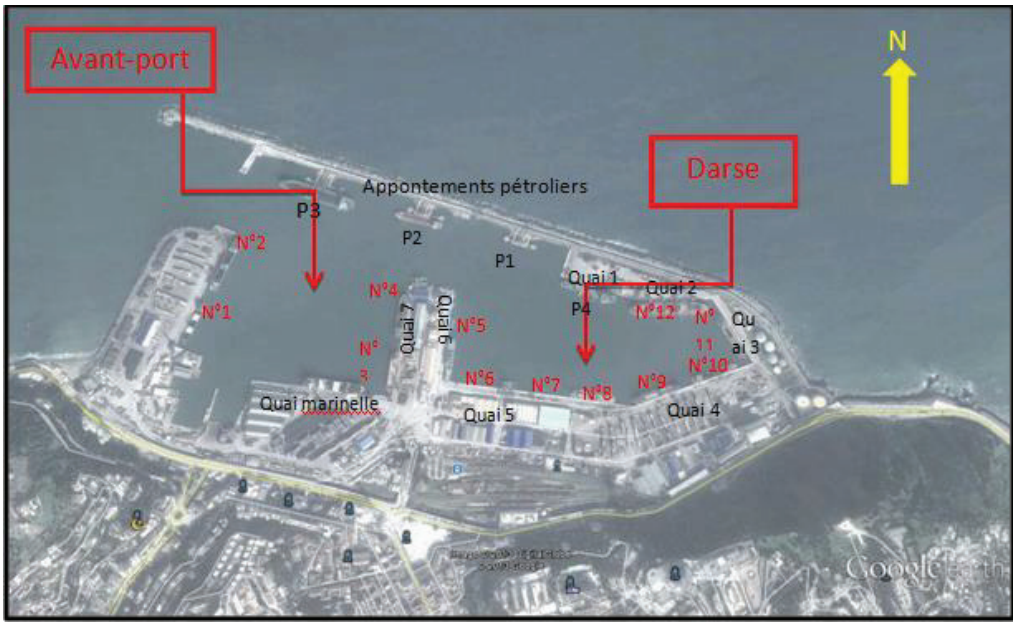


Figure III.2 Vue de l'ancien port de Skikda avec les postes à quai, les appontements pétroliers, l'avant port, la darse, les jetées, les môles et les terre-pleins.

III.2.2.3. Passe d'entrée :

L'ancien port de Skikda est situé dans la partie Ouest de la baie de Skikda. Il offre une passe d'entrée de 130m de largeur. L'axe de la passe est parallèle à la « ligne de base » distant de 143m de cette ligne.

III.2.2.4. Cercle d'évitage :

L'ancien port de Skikda permet un évitage des navires dans l'avant-port comme suit :

-selon un cercle de diamètre 300m, de façon ordinaire.

-selon un cercle de diamètre 360m, en cas de vacance du poste pétrolier P3.

III.2.2.5. Profondeurs d'eau :

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

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

Zone Sud draguée jusqu'à -11.00m ZH

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

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

III.2.2.6.Installations existantes :

- Môle du Château vert :
  - 1 grue porteuse semi-mobile, capacité de levage : 104 T à une portée de 12 m,
  - 1 grue porteuse semi-mobile, capacité de levage : 48 T à une portée de 08 m.
- Quai Marinelle :
  - 1 grue porteuse semi-mobile, capacité de levage : 70 T à une portée de 12 m,
  - 1 grue porteuse semi-mobile, capacité de levage : 68 T à une portée de 10 m.
- Postes 9 et 10 :
  - 1 grue porteuse semi-mobile, capacité de levage : 64 T à une portée de 08 m,

III.3. Données du terrain :

Les résultats des reconnaissances réalisés sur site permettent de conclure que :

L'ancien port de Skikda est un site implanté sur le débouché d'une plaine littorale et forme de terrains cristallophylliens (schistes et gneiss) lies au socle primaire de petite kabylie, que l'on peut considérer comme le substratum des terrains superficiels sur ce secteur de cote.

La campagne sismique a permis d'identifier trois réflecteurs : fond marin, mur du recouvrement supérieur et toit du substratum.

La plage sous marine présente une pente régulière de 2% jusqu'à l'isobathe **26m** avec des ondulations morphologiques NNE-SSO qui correspondent à une ride encadrée par deux chenaux.

Les épaisseurs des sédiments superficiels varient de façon globale entre **0** et **3m**. Les accumulations de sédiments les plus importantes sont localisées face à la passe.

Il est important de noter que les géomatériaux détritiques provenant de l'érosion des reliefs se sont déposés et accumulés sur la plage sous marine et ont engendrés des remplissages sédimentaires superficiels lenticulaires. Il est très probable aussi, d'après la configuration du littoral étudié, que ces formations superficielles soient constitués d'un matériel sédimentaire hétérogène et hétérométrique (sable, galets et blocs) apportés et déposés en mer par d'anciens réseaux hydrographiques très actifs. Ceci se confirme sur les profils par la présence d'une sédimentation chenalisée et polyphasée.

III.4. Données du sol :

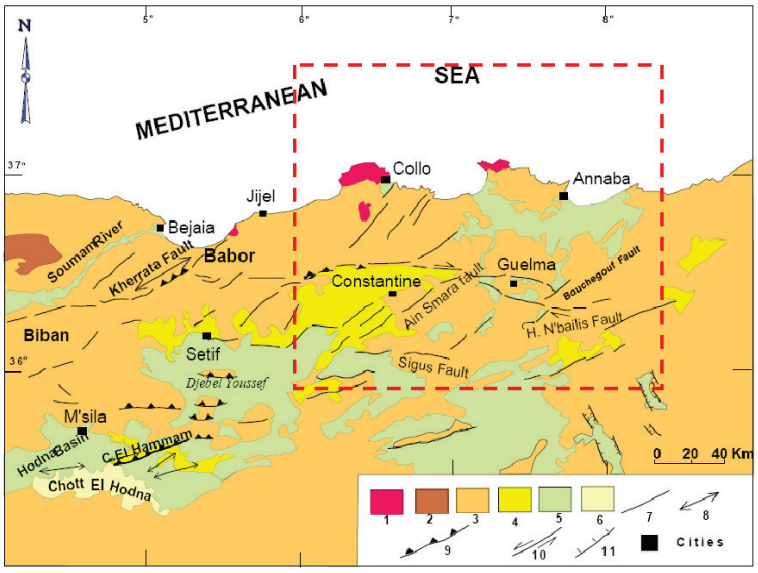
III.4.1. Géologie de la zone :

Les formations géologiques de la région d'étude appartiennent au domaine du tell septentrional. On y distingue les terrains sédimentaires, métamorphiques et les roches ignées.

Du fait de son ancienneté et de son histoire géologique la Wilaya de Skikda est depuis le paléozoïque soumise à de fortes contraintes tectoniques.

L'édifice structural de cette région est caractérisé par un empilement de nappes de charriage. En effet, le socle, les formations appartenant au domaine des flysch, la dorsale calcaire kabyle ainsi que l'ensemble numidien se trouvent tous aujourd'hui en position allochtone. Les limites de charriages (fronts de charriages) représentent de véritables discontinuités géologiques. Ces discontinuités forment de véritables zones de faiblesses.

DU FAIT DE LEUR NATURE RIGIDE LES ROCHES CRISTALLOPHYLLIENNES APPARTENANT AU SOCLE SE DISTINGUENT ESSENTIELLEMENT PAR DES DEFORMATIONS CASSANTES.



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

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

III.4.2. Synthèse des données géotechniques :

Les données du sol disponibles sont celles découlant de la campagne de reconnaissances géologique et géotechnique faite par SOCOTEC (France) en Juin 1983 dans le cadre de l'étude de rempiètement du quai céréalier (quai Sud-est) de l'ancien port de Skikda.

III.4.2.1. Géologie :

L'ancien port de Skikda est implanté dans un relief constitué principalement de schistes et de micaschistes gris-bleuâtres.

Des roches métamorphiques peuvent être observées :

- En bordure de mer, à l'Est de la grande jetée,
- Le long de la route limitant au Sud la zone portuaire,
- Dans la carrière, à 200m au Sud du quai céréalier.

III.4.2.2. Géotechnique:

Six (06) sondages carottés (A_1 et A_2 dans le terre-plein arrière, C_1 et C_2 à travers le quai existant et B_1 et B_2 dans le bassin de l'ancien port) répartis sur deux profils perpendiculaires au quai céréalier ont été réalisés.

- Sondages A :

Les sondages A, dans le terre-plein, ont mis en évidence à partir de 8m de profondeur en moyenne (à environ 6,40m au-dessous de la surface libre de l'eau) un substratum constitué par un micaschiste fracturé mais compact.

Ce substratum est recouvert par 3m à 3,50m de petits blocs de schiste et de quartz, puis de 4,50m à 5m jusqu'à la surface par un remblai d'argile sablo-graveleuse et de blocs de schiste.

Des essais mécaniques effectués sur des échantillons de ce substratum ont donné, selon le degré de fracturation, des résistances à la compression simple comprises entre 50 et 110 Kg/cm^2.

- Sondages C :

Les sondages C, à travers le quai existant, ont mis en évidence sur près de 9m de profondeur (jusqu'à environ 7,40m au-dessous de la surface libre de l'eau) un béton composé de blocs de schiste sain de 5 à 30cm et d'un mortier de chaux.

Le substratum de fondation du quai au-delà de 9m est constitué d'un micaschiste altéré et fracturé en tête devenant très fracturé mais compact ensuite.

Les essais mécaniques effectués sur des échantillons de béton du quai existant ont tous donné des résistances à la compression simple de l'ordre de 80 Kg/cm^2 et révèlent ainsi une certaine homogénéité de ce matériau.

Par contre les essais effectués sur des échantillons du substratum ont donné des valeurs de résistances à la compression simple assez dispersées et variant de 9 Kg/cm^2 pour le micaschiste très altéré à 61Kg/cm^2 pour celui très fracturé mais sain.

- Sondages B :

Les sondages B, dans le bassin, ont été réalisés en des points d'un tirant d'eau de 7m.

Le sondage B_1, à 1m du bord de quai, a mis en évidence sur 5m d'épaisseur (jusqu'à 12m en dessous de la surface libre de l'eau) un micaschiste très altéré ; la récupération était de 25%.

Le sondage B_2, à 3m du bord du quai, a traversé :

- 3m de cailloux et petits blocs de schiste vraisemblablement noyés dans une vase,
- 2m d'un schiste séliciteux très altéré passant à une argile onctueuse,
- 4m (de 12m à 16m au-dessous du niveau d'eau) d'un micaschiste très fracturé.

Le substratum du bassin est ainsi constitué de schistes et de micaschistes assez altérés. Il ne devrait donc, pour l'essentiel, poser aucun problème particulier de déroctage

COUPES GEOTECHNIQUES ISSUES DE LA CAMPAGNE DE 2015

Cette campagne a été faite dans le cadre de l'étude de la gare maritime au niveau de l'ancien port de Skikda. Deux points de sondage ont été réalisés au niveau du môle.
Au niveau du sondage SC15:

Après une couche bitumineuse de 0.30m d'épaisseur environ, le terrain est constitué de remblai en TVC constitué de sable et de gravier centimétriques à 5.00m, suivie de couche de remblai en TVC constitué de sable, de gravier et de débris de schiste avec présence des mottes argileuse par endroit jusqu'à 15.0m de profondeur.

Au niveau du sondage SC16:

Après une couche bitumineuse de 0.30m d'épaisseur environ, d'une couche de remblai en TVC constitué de sable et de gravier centimétriques à 5.00m, suivie de remblai en TVC constitué d'une prédominance argileuse avec présence de gravier et de débris de schiste, surmontant une autre couche de remblai en TVC constitué de sable, de gravier, et de débris de schiste avec présence des mottes argileuse par endroit jusqu'à 15.0 m
CAMPAGNE GEOTECHNIQUE DE 2015 :

Le programme de la campagne a comporté :

-Des essais in-situ qui comporte la réalisation de (12) sondages carottés de 15 m de profondeur.

-Des essais de laboratoire qui comportent la réalisation d'essais d'identification physique et des essais mécaniques.

D'après les sondages géotechniques, la lithologie du terrain est la suivante :

- Au niveau de la route l'Ilot des chèvres:

Les coupes lithologiques montrent que le terrain est constitué essentiellement après une couche bitumineuse de 0.30m d'épaisseur environ, d'une couche de remblai constitué de sable

grossier, gravier, cailloux et parfois des enrochements à une profondeur qui varie entre 4.20m et 10.0m, suivie du schiste altéré à friablegrisâtre jusqu'à 150m

- Au niveau de la plage Market (SC 10 et SC 11):

Les coupes lithologiques montrent que le terrain est constitué essentiellement après une couche bitumineuse de 0.30m d'épaisseur environ, d'une couche de sable grossier avec présence des galets et de graviers à 13.50m, suivie du schiste altéré à friable grisâtre jusqu'à 15.0m de profondeur

- Au niveau de la plage Militaire 2 (SC12):

Les coupes lithologiques montrent que le terrain est constitué essentiellement après une couche bitumineuse de 0.30m d'épaisseur environ, d'une couche de remblai constitué de sable grossier, graviers, et d'enrochements à 6.00m de profondeur, suivie du schiste altéré à friable grisâtre jusqu'à 15.0m de profondeur

- A l'intérieur du port (SC 13 et SC 14):

Les coupes lithologiques montrent que le terrain est constitué essentiellement après une couche bitumineuse de 0.30m d'épaisseur environ, d'une couche de sable +débris des schiste+ gravier à 13.0m, suivie du schiste semi dur grisâtre jusqu'à 18.0m de profondeur, suivi du schiste semi dur grisâtre + filon de quartz à 25m

III.4.3. Sismicité de la zone :

D'après le règlement parasismique algérien version 2003 établie par le Centre National de Recherche en génie Parasismique, la wilaya de Skikda est classée dans la Zone IIA « zone à sismicité moyenne ». Les calculs seront menés en considérant ces paramètres.

L'analyse de la sismicité (période entre 1860 et 2011) (Fig.N°04), de la région de Skikda montre au moins six zones actives (provinces sismogéniques) :

- La transversale S-N qui va de Bekouche Lakhdar à Guerbes ;
- La région d'El Harrouche;
- Le golfe et la plaine de Skikda ;
- La transversale Skikda- Constantine.

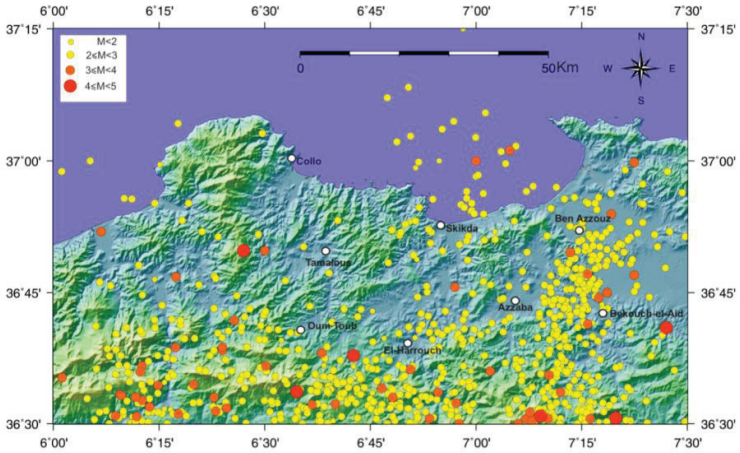


Figure III.4 Sismicité de la région de Skikda entre 1860-2011

III.5. Données climatologiques et hydrographiques :

III.5.1 Niveau d'eau:

III.5.1.1. Niveau marin :

La variation du niveau marin se produit essentiellement sous trois (03) facteurs qui sont : la marée, la surélévation dynamique de la houle dans la frange littorale due au déferlement et le vent.

III.5.1.2. Marée :

La marée est généralement réduite en Méditerranée mais présente d'importants écarts suivant l'époque lunaire. En moyenne, nous pouvons dire que la marée de pleine lune est de 25 à 30 cm, celle de la nouvelle lune étant de 5 à 15cm.

Il peut se superposer à cet effet astronomique, d'autres phénomènes tels que la pression atmosphérique, les seiches, etc.

Enfin, les vents marins locaux forts peuvent aussi, par action directe sur la surface de la mer, entrainer au rivage un gonflement du plan d'eau.

Les variations du plan d'eau à Skikda, tout comme sur l'ensemble de la côte Algérienne sont faibles.

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

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

III.5.2. Vents :

Les vents d'Ouest soufflent principalement de Novembre à Avril. Les vents de Nord à Nord-Ouest sont très fréquents en hiver. Les vents de Nord-est se font sentir de Mai à octobre pendant la saison chaude, ils soufflent avec violence pendant un temps très court.

Les données de vent sur une année montrent que les vents de secteur Ouest à Nord-Ouest voire Nord sont dominants par leur force et leur fréquence.

Au défaut d'enregistrements locaux, nous nous baserons sur les données du S.S.M.O pour la période allant de 1963 à 1970. Comme ce sont les vents du large qui déterminent les houles dans cette zone, les données de la distribution des vents donnent aussi des enregistrements relatifs à l'état des houles au large.

Pour le 1er, 2ème et 4ème trimestre, les vents de l'Ouest sont dominants (plus de 30% du temps), et que pour une grande partie, ces vents ont une vitesse supérieure à 8 m/s.
Le 3ème trimestre (Juillet - Septembre), est dominé par les vents E et N.E, mais la majorité de ces vents a une vitesse faible.
En se basant sur des relevés de l'Atlas Océanographique de l'U.S Naval Océanographique Office, la répartition fréquentielle des vents par intensité et direction est comme suit :

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

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

De l'analyse de ces données, il ressort que les deux secteurs de vent dominent

Le secteur Ouest à Nord-Ouest :47.5%
Le secteur Nord à Est : 36.6%

En ce qui concerne les vents supérieurs à 11 m/s, nous pouvons retenir :
6.4% pour la direction Ouest,
3.6% pour le Nord-Ouest
0.7% pour le Nord
0.6% pour le Nord-est

Pour les vents littoraux, les observations faites au cap de Grade au niveau du site des Salines, montrent l'extrême importance du relief local. Ainsi, si les observations au Cap de Garde sont sensiblement identiques à celles du large, en revanche celles des salines montrent une prédominance des vents du secteur Nord à Est, susceptible d'être à l'origine d'une surcôte du niveau marin au niveau de Skikda ; le massif de l'EDOUGH, joue, pour les observations au niveau des salines, le rôle d'un écran contre les vents de NW.

III. 5.3. Houle au large et réfraction :

III.5.3.1.Houle au large :

Afin de cerner aussi précisément que possible le choix de la houle et par un recoupement d'informations, une analyse de plusieurs sources de données est résumée dans le tableau ci-après :

- Données de l'U.S. NAVAL WEATHER Service Command (S.S.M.O)
- Données provenant d'observations de K.N.M.I (Office météo, Néerlandais)
- Données à partir des observations locales (sémaphores),
- Données provenant des mesures effectuées au nouveau port de Skikda,
- Récapitulatif des résultats de houles des différentes observations. (Toutes directions confondues)

TableauIII.2 Hauteur significative de la houle en fonction de la période retour

Période de retour	Hauteur significative de la houle H_s (m)	
	S.S .M. 0.	Observations des Sémaphores
Annuelle	-	5,60
Biannuelle	7,85	6,30
Quinquennale	8.80	7,20
décennale	9,50	7,8
Vingtennale	10,25	8,50
cinquantennale	11,30	9,3
centennale	12,05	10,0

Données à partir du Fetch :

Une estimation des amplitudes et des périodes des houles au large de SKIKDA peut être faite à partir des caractéristiques des vents générateurs dont le régime est connu et les longueurs de "Fetch" correspondantes qui peuvent être évaluées comme suit pour les différentes directions de vent (voir tableau suivant) :

TableauIII.3 Estimation des amplitudes et des périodes des houles au large

Direction	N-W	N-NW	N	N-NE	N-E	E-NE
Fetch (km)	450	770	730	220	650	730
Limites	Iles Majorques	Cote de France		Sardaigne	Italie	

Les houles des secteurs N.NW et N sont plus fortes et peuvent parvenir directement au site sans réduction appréciable de leurs amplitudes. Ceci s'explique par le Fetchimportant dans ces secteurs et la présence fréquente au Golf du Lion de dépressions atmosphériques se déplaçant vers le Sud-est.

III.5.3.2. Réfraction de la houle (houle à la cote) :

L'étude de la réfraction de la houle a pour objet l'exploitation des caractéristiques de la houle au large pour définir ces caractéristiques à la côte.Les données de la houle à la côte serviront de données d'entrée au calcul du transit sédimentaire et / ou pour le dimensionnement des ouvrages maritimes. La figure n° 05 montre les directions des houles atteignant le port et pour lesquelles la réfraction a été établie. Le tableau montre les caractéristiques de la houle au large pour les périodes de retour.



Figure III.5 Exposition du port aux différents secteurs de houle

Tableau III.4 Caractéristiques de la houle au large pour les périodes de retour

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

Le secteur angulaire considéré correspond aux limites naturelles imposé d'une part, par la configuration géographique du site d'étude, et d'autre part, par le secteur d'intérêt des houles du large.

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

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

RESULTATS :

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

TableauIII.5 Etude de réfraction

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

Les résultats obtenus de l'étude de réfraction montrent que pour les périodes de retour ; les plus réfractées sont les houles de direction N 315° ; celles-ci à 25 m de profondeur perdent 32 % de leur énergie du large.

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

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

LES COURANTS :

Les renseignements extraits des instructions nautiques signalent l'existence d'un courant général dirigé vers l'Est pouvant atteindre 1 à 1.5 nœuds et passant à quelques milles au large et d'un courant de 0.5 à 1.5 nœuds qui circulerait plus près de la côte.

Le courant général créé dans la plupart de baies, un contre-courant littoral vers l'Ouest ; celui-ci est relativement faible et ne crée pas un courant de marée suffisamment important pour être mis en évidence.

Il semble que le courant général qui règne en Méditerranée d'Ouest en Est, ne pénètre pas dans la baie de Skikda. Seul existe parfois un vaste tourbillon, qui du cap de Fer tournerait en baie d'Est en Ouest, mais avec une vitesse extrêmement faible.

CHAPITRE IV: ETUDE DE LA STRUCTURE D'OUVRAGE DE PROTECTION :

IV.1. Digue à talus :

IV.1.1. Les différentes formules de pré dimensionnement des digues à talus *:*

Les formules permettant de calculer le poids théorique des blocs artificiels ou enrochements naturels devant constitués la carapace des jetées sont nombreuses et conduisent à des valeurs très diversifiées (Hudson, Van Der Meer, etc.).

De nos jours, la formule d'Hudson est considérée comme étant la plus satisfaisante. D'après cette formule l'amplitude H_S ne crée pas de dommages à un talus constitué aux voisinages de la zone de déferlement par des blocs de poids W telle que :

$$\mathbf{W} = \frac{\gamma_S H_S^3}{K_d(\frac{\gamma_S}{\gamma_w}-1)^3 cotg\alpha}$$

IV.1.2. Pré-dimensionnement des ouvrages de protection:

Jetée principale (carapace en BCR) :

Profil courant:

Poids des blocs de la carapace :
On a une hauteur significatif de la houle égale a 7.78 m.

Le choix de type de l'enrochement se fait artificiellement a l'aide du BCR pour la carapace.

On exploite la formule classique d'Hudson pour estimer les tailles des blocs de carapace de talus :

$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot\alpha)^{1/3}$, qui peut également s'écrire $M_{50} = \frac{\rho_S H^3}{K_D \left(\frac{\rho_S}{\rho_w} - 1\right)^3 \cot\alpha}$

Avec :

H : Hauteur caractéristique de la houle
D_{n50} : Longueur caractéristique d'un bloc (typiquement un côté d'un cube régulier)

M_{50} : Masse moyenne d'un bloc ($M_{50} = \rho_S x D_{n50}^3$)

ρ_S : Masse volumique d'un bloc

ρ_w : Masse volumique de l'eau

Δ : $(\rho_S/\rho_w) - 1$

α : Pente du talus => m=cotg α=2/3

K_D : Coefficient de stabilité d'Hudson, pour BCR K_D=7.8 .

W_{50} : poids médian de l'enrochement de la carapace en tonne (T) ;

ρ_s :Masse volumique des enrochements:

- Enrochements naturels = 2,6 t/ m^3
- blocs de béton = 2.40 t/m^3

$M_{50} = \frac{2.4 * 7.78^3}{7.8\left(\frac{2.4}{1.026}-1\right)^3 3/2} = 40.22$ T = 41T.

Epaisseur de la carapace :

Pour le calcul de l'épaisseur 'E' de la carapace, nous utilisons la formule extraite du manuel du C.E.R.C. suivante :

$E = n \times K_\Delta \times (W/\rho_S)^{1/3}$

K_Δ : coefficient de couche :

- 1.10 pour les blocs de béton BCR
- 1.15 pour les enrochements naturels

n : nombre de couche=2.

$E = 2 \times 1.10\ (41/2.4)^{1/3} = 5.66$ m = 6m

Diamètre médian $Dn50$:

$Dn50 = (W_{\text{carapace}}/\gamma s)^{1/3} = (41/2.4)^{1/3} = 2.57$ m =2.6m

Nombre de blocs par unité de surface :

Le nombre de blocs par le m^2 est déterminé par la formule suivante :

$Ns = n.K_\Delta.\ (1\text{-}p).\ (\gamma s/W)^{3/2}$

- ✓ n = 2.
- ✓ K_Δ =1.10
- ✓ γs= 2.4 t/m3
- ✓ W = 43T
- ✓ P : porosité moyenne = 44%

$Ns = 2 \times 1.1\ (1-0.44)(2.4/41)^{2/3}$

Ns = 0.18

Donc on a 0.18 blocs par m2, soit disant **18 blocs par 100 m2.**

sous- couches :

Pré dimensionnement de la première sous couche constituée d'enrochements naturels:

n = 2
γs = 2,6 t/m3
c = 1,15
p =37 %

Dimensionnement de la sous couche :

Entre les blocs de la carapace et le noyau sont interposées une ou plusieurs couches intermédiaires d'enrochement devant répondre aux conditions de filtre qui s'exprime par des règles empiriques ayant trait à la granulométrie du filtre et à celle du noyau à protéger, on prend souvent les règles énoncées par TERZAGHI :

$$\frac{\text{D15 (filtre)}}{\text{D85 (couche)}} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{\text{D15 (filtre)}}{\text{D15 (couche)}} \leq 20$$

$$\frac{\text{D50 (filtre)}}{\text{D50(couche)}} \leq 25$$

Les conditions préconisées par C.E.R.C (Costal Engineering Research Center) recommandent d'avoir des poids unitaires au moins égaux à W/10 pour la première sous couche, W/200 pour la deuxième sous couche et W/4000 pour le noyau.

Aucune formule n'est applicable pour le dimensionnement des sous-couches. Seules des recommandations effectuées par le SPM (Shore Protection Manual) nous renseignent sur une proportionnalité entre les éléments de la carapace et ceux de la sous-couche.

Dimensionnement du filtre du support constitué d'enrochements naturels :

Dimensionnement du filtre de support :

$W_{filtresupport} = \frac{\text{Wcarapace}}{10} = \frac{41}{10} = 4.10$ t

n = 2
γs= 2,6 t/m^3
K_Δ = 1.1
p =37 %

Correction du poids:70%<Wf<130%
4.1 × 0,7 = 2.87t
4.1 × 1,3 = 5.33 t

On adopte la catégorie d'enrochement (3-6t)
W_{moy}= (3 + 6)/ 2 = 4.5t

Épaisseur du filtre du support :

E= n.K_Δ. $(\frac{W}{\gamma s})^{1/3}$

e_1= $(4.5/2,6)^{1/3}$ ×2 × 1.1 = 2.64 m

On prend e_1=2.70m

Dimensionnement du filtre de transition :

W_2 = W/200= 41/200 = 0.205t

Correction du poids: 50%<Wf<150%

0.205 x 0.5 = 0.1025 t

0.205 x 1.5 = 0.3075 t

On adopte la catégorie d'enrochement (0.5-1t)

W_{moy} = (0.5 + 1)/2 = 0.75t

Épaisseur du filtre de transition :

E = n. K_Δ. $(\frac{W}{\gamma s})^{1/3}$

e_2= $(0.75/2,6)^{1/3}$ ×2 × 1,1 = 1.45 m

On prend e_2=1.50m

Dimensionnement Butée de pied :

$$W_{butée} = \frac{0.1}{K_d}\left[\frac{\gamma_S H_S^3 tan\alpha}{(\frac{\gamma_S}{\gamma_w}-1)^3}\right](\frac{H_S}{h})$$

h =1.2×H_s =1.2×7.78=9.33 m

$$Wbutée=\frac{0.1}{4}\left(\frac{2.6\times 7.78^3}{\left(\frac{2.6}{1.026}-1\right)^3\times 1.5}\right)\left(\frac{7.78}{9.33}\right)$$

$Wbutée$ = 4.71 t

La taille de la pierre à utiliser en butée de pied est de [3-6t]

W_{moy} = (3+6)/2 = 4.5t

Epaisseur de la butée :

$E = n.K_{\Delta} \left(\frac{w}{\gamma_s}\right)^{1/3}$

$e_b = (4.5/2{,}6)^{1/3}\ 2 \times 1.1 = 2.64$ m

$e_b = 2.7$ m

Diamètre médian $Dn50$:

$Dn50 = \left(\frac{\text{Wbutée}}{\gamma s}\right)^{1/3} = (4.5/2{,}6)^{1/3} = 1.20m$

$Dn50 = 1.20$m

Largeur de la butée :

$l_{butée} = 4 \times Dn50 = 4.80$ m

$l_{butée} = 4.80$ m

Dimensionnement du noyau :

$w_{\text{noyau}} = \frac{\text{Wcarapace}}{4000} = 41/4000 = 0.01025$ t $= 10.25$kg

Pour le noyau, on adopte le tout venant de carrière (0–500Kg).

Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{\text{D15 (filtre)}}{\text{D85 (couche)}} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{\text{D15 (filtre)}}{\text{D15 (couche)}} \leq 20$$

$$\frac{\text{D50 (filtre)}}{\text{D50(couche)}} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D. On calcule le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer par les formules :

$\phi_i = 2 \times (3 \times \frac{w_i}{4\pi_{\gamma_s}})^{1/3}$

$\phi_s = 2 \times (3 \times \frac{w_s}{4\pi_{\gamma_s}})^{1/3}$

Avec $w_i$et w_s sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids del'enrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à n%, à l'aide de la formule suivante :
D_n= n (ϕ_s -ϕ_i) + ϕ_i.

Noyau de 0 à 500 kg :

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0/4\times3.14\times2.6))^{1/3} = 0$ m.

$\phi_s = 2\times(3\times(0.5/4\times3.14\times2.6))^{1/3} = 0.716$ m.

$D_{15} = 0.15\ (0.716 - 0) + 0 = 0.107$ m.

$D_{50} = 0.50\ (0.716 - 0) + 0 = 0.358$ m

$D_{85} = 0.85\ (0.716 - 0) + 0 = 0.609$ m

Filtre support de 3 T à 6 T :

$\phi_i = 2 \times (3 \times (3/4\times3.14\times2.6))^{1/3} = 1.30$ m.

$\phi_s = 2\times (3\times(6/4\times3.14\times2.6))^{1/3} = 1.63$ m.

$D_{15} = 0.15\ (1.63 - 1.30) + 1.30 = 1.35$ m

$D_{50} = 0.50\ (1.63 - 1.30) + 1.30 = 1.465$ m

- ✓ Vérification :

$\frac{D15\ (filtre)}{D85\ (couche)} = \frac{1.35}{0.609} = 2.21 < 5$ **Vérifiée**

$\frac{D15\ (filtre)}{D15\ (couche)} = \frac{1.35}{0.107} = 12.61 < 20\ (12.61 > 4)$ **Vérifiée**

$\frac{D50\ (filtre)}{D50(couche)} = \frac{1.465}{0.358} = 4.09 < 25$ **Vérifiée**

Filtre de transition de 0.5 T à 1 T :

$\phi_i = 2 \times (3 \times (0.5/4\times3.14\times2.6))^{1/3} = 0.716$ m.

$\phi_s = 2\times(3\times(1/4\times3.14\times2.6))^{1/3} = 0.902$ m.

$D15 = 0.15\ (0.902 - 0.716) + 0.716 = 0.743$ m

D50 = 0.50 (0.902 – 0.716) + 0.716 = 0.809 m

- ✓ Vérification :

$\frac{D15\ (filtre)}{D85\ (couche)} = \frac{0.743}{0.609} = 1.22 < 5$ **Vérifiée.**

$\frac{D15\ (filtre)}{D15\ (couche)} = \frac{0.743}{0.107} = 6.94 < 20\ (6.94 > 4)$ **Vérifiée.**

$\frac{D50\ (filtre)}{D50(couche)} = \frac{0.809}{0.358} = 2.25 < 25$ **Vérifiée.**

Profil musoir:

Le poids des blocs de Carapace W :

Le mécanisme de ruine du musoir étant complètement différent de celui de la section courante car il représente un point singulier, la formule d'Hudson en tient compte en diminuant la valeur de K_D de 10 à 20 %.

Donc:K_D= 7.8 x 0,8 = 6.24

$W = \frac{2.4 * 7.78^3}{6.24 \times \left(\frac{2.4}{1.026} - 1\right)^3 3/2} = 50.29$ t

On prend w=51 t

Epaisseur de la carapace :

Considérons:

n = 2

γs = 2.4 t/m3

W = 51 t

$e = 1.1 \times 2 \times (\frac{51}{2.4})^{1/3} = 6.09$ on prend e= 6.20 m

Calcul de nombre de blocs par unité de surface:

Le nombre de blocs par lem^2 est déterminé par la formule suivante :

$Ns = n.\ K\Delta.\ (1-p).\ (\gamma s/W)^{2/3}$

- ✓ n = 2.
- ✓ K_Δ=1.10
- ✓ γs= 2.4 t/m3
- ✓ W = 51T

- ✓ P : porosité moyenne = 44%

Ns = 2 ×1.1 (1−0.44)(2.4/51)$^{2/3}$

Ns = 0.16

Donc on a 0.16 blocs par m2, soit disant **16 blocs par 100 m2.**

Les sous couches :

D15 (filtre) / D85 (noyau) < 5

4 < D15 (filtre) /D15 (noyau) < 20

D 50 (filtre) / D 50 (noyau) < 25

Pré dimensionnement de la première sous couche constituée d'enrochement naturels:

Dimensionnement du filtre de support :

$W_{filtresupport}$= $\frac{\text{Wcarapace}}{10}$=$\frac{51}{10}$ = 5.10 t

n = 2
γs= 2,6 t/m^3
K_Δ = 1.1
p =37 %

Correction du poids:70%<Wf<130%

5.1 × 0,7 = 3.57t

5.1 × 1,3 = 6.63t

On adopte la catégorie d'enrochement (3-6t)

W_{moy}= (3 + 6)/ 2 = 4.5t

Épaisseur du filtre du support **:**

E= n.K_Δ. $(\frac{W}{\gamma s})^{1/3}$

e_1= (4.5/2,6)$^{1/3}$ ×2 × 1.1 = 2.64 m.

On prend e_1=2.70m

Dimensionnement du filtre de transition :

W_2 = W/200= 51/200 = 0.255t

Correction du poids: 50%<Wf<150%

0.255 x 0.5 = 0.1275 t

0.255 x 1.5 = 0.3832 t

On adopte la catégorie d'enrochement (0.5-1t)

W_{moy} = (0.5 + 1)/2 = 0.75t

Épaisseur du filtre de transition :

E = n. K_Δ. $(\frac{W}{\gamma s})^{1/3}$

e_2= $(0.75/2{,}6)^{1/3}$ ×2 × 1,1 = 1.45 m

On prend e_2=1.50m.

Dimensionnement Butée de pied :

$$W_{butée} = \frac{0.1}{K_d}\left[\frac{\gamma_S H_S^3 tan\alpha}{(\frac{\gamma_S}{\gamma_w}-1)^3}\right](\frac{H_S}{\mathrm{h}})$$

h=1.2×H_s =1.2×7.78=9.33 m

$$Wbutée = \frac{0.1}{4}(\frac{2.6 \times 7.78^3}{\left(\frac{2.6}{1.026}-1\right)^3 \times 1.5})\,(\frac{7.78}{9.33})$$

$Wbutée$ = 4.71 t

La taille des blocs à utiliser en butée de pied est de [3-6t]

W_{moy}= (3+6)/2 = 4.5t

Epaisseur de la butée :

E = n . K_Δ. $(\frac{W}{\gamma_s})^{1/3}$

e_b= $(\frac{4.5}{2.6})^{1/3}$×2 × 1.1= 2.64 m

e_b=2.7 m

Diamètre médian $Dn50$:

$Dn50$ =$(\frac{\mathrm{Wbutée}}{\gamma s})^{1/3}$=$(4.5/2{,}6)^{1/3}$= 1.20$m$

$Dn50$ =1.20m

Largeur de la butée :

$l_{butée}$= 4 × $Dn50$ = 4.80 m
$l_{butée}$=4.80 m

Dimensionnement du noyau :

$w_{\text{noyau}} = \frac{\text{Wcarapace}}{4000}$ = 51/4000 = 0.0175 t =10.75kg

Pour le noyau, on adopte le tout venant de carrière (0–500Kg).

Vérification des lois de Terzaghi :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{\text{D15 (filtre)}}{\text{D85 (couche)}} \leq 5$$

$$4 \leq \frac{\text{D15 (filtre)}}{\text{D15 (couche)}} \leq 20$$

$$\frac{\text{D50 (filtre)}}{\text{D50(couche)}} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le pourcentage en poids des matériaux de diamètre inférieur à D. On calcule le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer par les formules :

$\phi_i = 2\times(3\times\frac{w_i}{4\pi_{\gamma_s}})^{1/3}$

$\phi_s = 2\times(3\times\frac{w_s}{4\pi_{\gamma_s}})^{1/3}$

Avec $w_i$et w_s sont respectivement les limites inférieures et supérieures du poids de l'enrochement constituant la couche considérée.

Ensuite on calcule le diamètre correspondant à n%, à l'aide de la formule suivante :

D_n= n (ϕ_s -ϕ_i) + ϕ_i

Noyau de 0 à 500 kg :

ϕ_i=2 × (3 × (0/4×3.14×2.6))$^{1/3}$ =0 m.

ϕ_s=2×(3×(0.5/4×3.14×2.6))$^{1/3}$ = 0.716 m.

D_{15} = 0.15 (0.716 - 0) + 0= 0.107 m.

D_{50} = 0.50 (0.716 – 0) + 0 = 0.358 m

D_{85} = 0.85 (0.716 – 0) + 0 = 0.609 m

Filtre support de 3 T à 6 T :

ϕ_i= 2 × (3 × (3/4×3.14×2.6))$^{1/3}$ =1.30 m.

ϕ_s= 2× (3×(6/4×3.14×2.6))$^{1/3}$ = 1.63 m.

D_{15} = 0.15 (1.63 – 1.30) + 1.30 = 1.35 m

D_{50} = 0.50 (1.63 – 1.30) + 1.30 = 1.465 m

- ✓ Vérification :

$\frac{D15\ (filtre)}{D85\ (couche)} = \frac{1.35}{0.609}$ =2.21 < 5 **Vérifiée**

$\frac{D15\ (filtre)}{D15\ (couche)} = \frac{1.35}{0.107}$ =12.61 < 20 (12.61 > 4) **Vérifiée**

$\frac{D50\ (filtre)}{D50(couche)} = \frac{1.465}{0.358}$ = 4.09 < 25 **Vérifiée**

Filtre de transition de 0.5 T à 1 T :

ϕ_i=2 × (3 × (0.5/4×3.14×2.6))$^{1/3}$ = 0.716 m.

ϕ_s=2×(3×(1/4×3.14×2.6))$^{1/3}$ = 0.902 m.

D15 = 0.15 (0.902– 0.716) + 0.716 = 0.743 m

D50 = 0.50 (0.902 – 0.716) + 0.716 = 0.809 m

- ✓ Vérification :

$\frac{D15\ (filtre)}{D85\ (couche)} = \frac{0.743}{0.609}$ =1.22 < 5 **Vérifiée.**

$\frac{D15\ (filtre)}{D15\ (couche)} = \frac{0.743}{0.107}$ =6.94 < 20 (6.94 > 4) **Vérifiée.**

$\frac{D50\ (filtre)}{D50(couche)} = \frac{0.809}{0.358}$ = 2.25 < 25 **Vérifiée.**

IV.2.Digue verticale :

IV.2.1. Modes de fonctionnement :

Une digue verticale est un ouvrage massif soumis à l'action de la houle qui est le principal paramètre à prendre en compte en ce qui concerne les actions extérieures.
Les calculs de stabilité de l'ouvrage seront conduits comme ceux d'un ouvrage massif et porteront essentiellement sur la stabilité de l'ouvrage, notamment au renversement, mais aussi sur la stabilité de la fondation.
.
Les calculs seront donc conduits de la même manière de la stabilité des quais, on se contentera de remplacer la poussée des terres par l'action de la houle.

Si la hauteur d'eau disponible au pied de l'ouvrage est suffisante, l'ouvrage se comportera comme un ouvrage vertical totalement réfléchissant.

Dans le cas contraire, la houle déferlera juste devant l'ouvrage et le comportement de la jetée sera en fait beaucoup plus complexe puisqu'il sera le résultat de l'interaction houle-structure. Dans ce cas, on a l'habitude de considérer que l'on a affaire à une jetée mixte qui adoptera, à marée haute et par faible houle, un comportement de jetée verticale totalement réfléchissant.

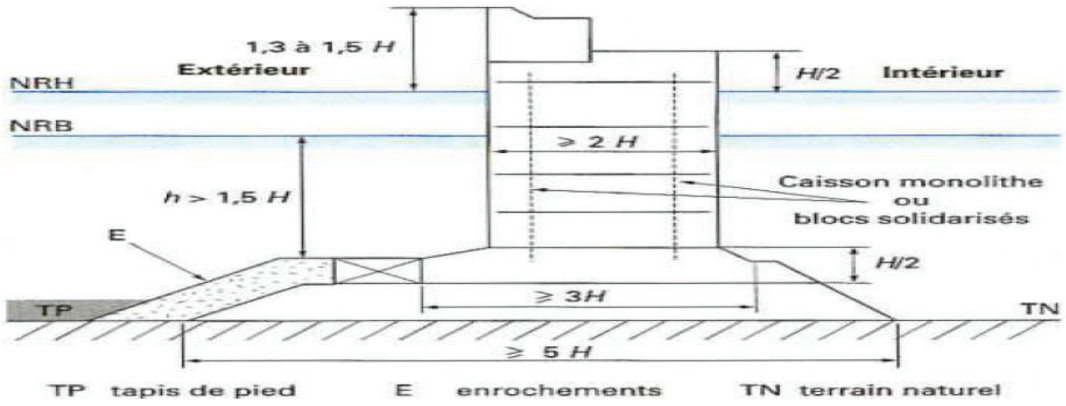


Figure IV.1Principales dimensions d'une digue verticale

IV.2.2. Conception de la digue :

La digue verticale est caractérisée principalement par une paroi verticale totalement réfléchissante, elle s'oppose à la houle en la réfléchissant vers la mer.
Ces digues sont généralement constituer d'ouvrage vertical (blocs superposé ou caisson en béton armé ou précontrainte).

le choix de type de structure doit faire intervenir plusieurs paramètres parfois contradictoires, économiques ,disponibilité des matériaux, existence d'engins de construction, délai d'exécution, géotechnique ,capacité portante du sol, résistance sous l'effet d'actions cyclique, digue franchissable ou bien infranchissable.

Dans notre cas, nous avons opté pour une variante à caisson en béton armé avec une partie supérieure inclinée pour une meilleure distribution des contraintes et moins de

franchissements.Son pré-dimensionnement est calculé avec la hauteur significative $\mathbf{H_S=7,78}$ m la figure ci-dessous nous montre les dimensions retenue pour notre variante.

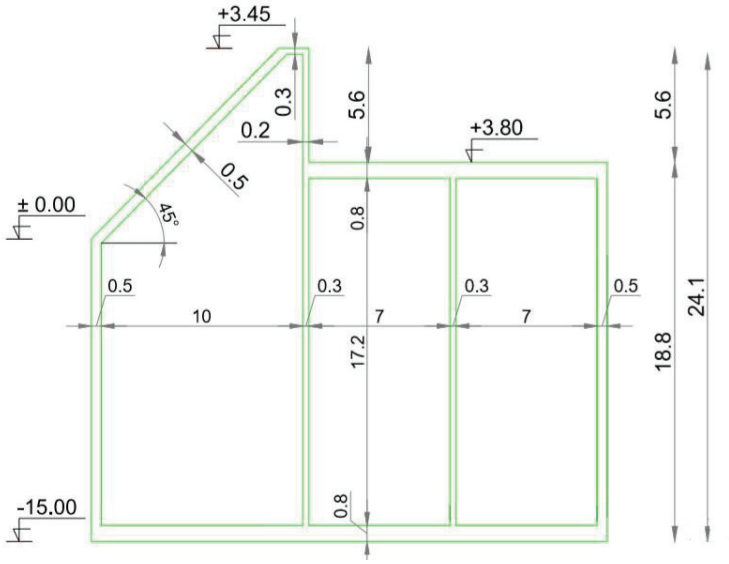


Figure IV.2 Dimension du caisson

IV.2.3.Dimensionnement du caisson :

Après avoir fait le pré-dimensionnement théorique, on doit maintenant le vérifier vis-à-vis de la stabilité.

• Méthode de calcul :

Pour des calculs précis, la bonne prise en compte des pressions dues à la houle est très importante, c'est pour cela que nous avons opté pour la méthode de GODA TAKAHATSHI (1974) plus récente que les autres méthodes (Sainflou (1928) et Miche(1944)), elle prend en considération le cumule de la houle déferlante et la houle non déferlante et de faire la transition entre le clapotis et le déferlement.

IV.2.4. Présentation de l'option retenue :

L'ouvrage, objet de notre étude, est un caisson monolithique avec fond. Les parois de ce caisson sont verticales sur l'ensemble de la partie sous eau et au dela pour les parois, cote large, celles-ci sont inclinées. Le caisson repose sur une assise en tout-venant, réglée à l'aide de ballast et ce afin de repartir de manière uniforme les contraintes induites par cet ouvrage et de réduire leur action sur le sol de fondation. Il est constitué de neuf compartiments évidés ensuite le caisson sera rempli de mélange de sable draguée et TVC avec des portions de 50% pour chaque matériau.

Avant de faire une étude de stabilité de la digue verticale (caisson), il faut d'abord déterminer les différents efforts exercés sur les parements du caisson, qui sont :

-Le poids propre du caisson.
-La charge d'exploitation.
-L'effort de séisme.
-La pression hydrostatique.
-La pression hydrodynamique.
-Les pressions de la houle.
-Les sous pressions de la houle.

IV.2.5.Objet de la note de calcul :

L'objet de la note de calcul est la vérification de la digue verticale (caisson) entrant dans le cadre du projet de l'extension des ouvrages de protection du l'ancien port de Skikda.

IV.2.6.Hypothèses de calcul :

Caractéristiques des matériaux de construction :

Remblai à l'intérieur des caissons :

- Le matériau servant de remblai à l'intérieur des caissons a les caractéristiques suivantes :
- Poids volumique sec : γ=1,8 t/m^3

- Poids volumique déjaugé : γ' =1,1 t/m^3
- Angle de frottement interne: φ = 30°
- Cohésion : C = 0 t/m²

Assise en enrochement :

Le sol de fondation est constitué d'un tout-venant de carrière de catégorie (1-50Kg). Les caractéristiques mécaniques du TVC sont les suivants :

- Poids volumique déjaugé : γ' =1,1 t/m^3
- Angle de frottement interne : φ = 37°
- Cohésion : C = 0 t/m

Béton de masse pour Caisson:

Poids volumique : γ_b=2.4 t/m^3
Poids volumique déjaugé : γ_b'=1,4 t/m^3

Béton armé pour caisson :

Poids volumique : γ_b =2,5 t/m^3
Poids volumique déjaugé : γ_b'=1,5t/m^3

Acier:

Les aciers utilisés pour les éléments en béton armé sont de classe Fe E40 A. la limite de l'élasticité garantie est de 400 Mpa.

Charges et surcharges d'exploitations :

• Charges permanentes G :

- Poids propre des caissons.

- Poids du remblai à l'intérieur des caissons.

- Poids de la dalle.

• **Charges d'exploitations :**

- Surcharge de 3t/m².

TableauIV.1 Coefficient de sécurité

	Cas statique	Cas dynamique
Au renversement	≥1,1	≥1,1
Au glissement	≥1,1	≥1,1

La houle centenale est d'une part une houle extrême et d'autre part son action est dynamique. Ceux sont les raisons qui nous ont conduits à considérer dans le cas statique des coefficients de sécurité de **1,1** similaire au cas dynamique.

Calcul du caisson :

Vérification de la stabilité du caisson :

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

• Effort des pressions et sous pressions sur le caisson.

• Effort dû à une secousse sismique.

La stabilité générale sera étudiée par rapport au zéro hydrographique par rapport au point bas-côté port du caisson, et nous calculerons successivement :

• Les efforts horizontaux

• Les efforts verticaux

• La stabilité au glissement, renversement.

Vérification de la stabilité du caisson au renversement, au glissement :

Introduction :

Après la détermination des efforts exercées sur l'ouvrage, on assure sa stabilité vis-à-vis :

Du glissement : le caisson ne glisse pas sur le terrain de fondation

Du renversement : le caisson ne se renverse pas

Du poinçonnement : le caisson ne poinçonne pas le terrain de fondation

Pour vérifier cette stabilité on a pour chaque situation un coefficient de sécurité,

exprimés dans le tableau suivant :

TableauIV.2 Coefficient de sécurité

Coefficient de sécurité	ELS	ELU	ELA
F_R	1.1	1.1	1.1
F_G	1.1	1.1	1.1
F_P	1.5	1.5	1.5

Avec :
ELS : Etat Limite de Service.
ELU : Etat Limite Ultime.
ELA : Etat Limite Accidentelle.
F_R : Coefficient de sécurité de renversement.
F_G : Coefficient de sécurité de glissement.
F_P : Coefficient de sécurité de poinçonnement.

Pour le renversement, la condition à vérifier est : $F_R = \frac{M_S}{M_R} \geq 1.1$ ELU, ELS, ELA.

Pour le glissement, la condition à vérifier est : $F_G = \frac{F_V}{F_H} \times tg\phi \geq 1.1$ ELU, ELS, ELA.

Les combinaisons d'action :

La situation durable ou transitoire (SDT) :
Elle contient deux états limites au delà des quels la structure est hors service, donc ne répond plus aux fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Etat limite de service ELS :
C'est un état où les conditions normales d'exploitation et de durabilité de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

Etat limite ultime ELU :
Cet état correspond à la perte de l'équilibre statique, de l'équilibre de forme ou de résistance (rupture).

La situation accidentelle, notée ELA :
Comme son nom l'indique, lorsqu'il est question d'actions accidentelles la situation est dite accidentelle, dans ce cas nous ne considérons que l'état limite ultime ELU.

Les combinaisons de charge :

Pour déterminer les efforts, il important de rappeler que :
• **G max** : l'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable pour la justification d'un élément donné.
• **G min** : l'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable.
• **Q1** : l'action variable dite de base.
• **QI>1** : les autres actions variables dites d'accompagnement.

• **Fa** : est la sollicitation due aux séismes.

Nous distinguons les cas suivants :

a) Les combinaisons fondamentales (SDT) :

La combinaison fondamentale fait intervenir les actions permanentes et variables à l'exclusion des actions accidentelles et dans ce cas les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison suivante :

1,35 G_{max}**+** G_{min}**+** γ_{Q1} **Q1 .Q1+∑1.3×**ψ_{Qi}**×**Q_i

γ_{Q1} =1,5 (cas général).

γ_{Q1}=1,35 (cas particuliers).

D'où on aura les combinaisons suivantes :
ELU : 1,35G_{max}**+** +1,5Q
ELS : G_{max}+Q

b) Les combinaisons accidentelles :

1,35G_{max}**+** G_{min}**+ Fa+** ψ_{11} **.Q1+∑1.3×**ψ_{21}**×**Q_i

Avec :
Fa : valeur nominale du facteur accidentel.

ψ_{11} : Valeur fréquente d'une action variable.

ψ_{21}: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

D'où la combinaison suivante :

Gmax+0.5Q+Fa

IV.2.7.Calcul des pressions selon GODA (pour une vague irrégulière) :

H_{max}= min (1,8H_s,H_b)

$L_0 = \frac{GT^2}{2\pi}$= (9.8×14.95^2)/ $2\pi = 348.6$ m

L =$\frac{GT^2}{2\pi}$×tanh (2π×h_s /L) =216.35 m

h_b= d+5H_S ×tg$\vartheta = 18 + 5 \times 7.78 \times 0.01$

h_b= 18.39 m

β =14°: angle d'incidence de la vague.

H_b= 0.37 L_0{1-exp (-1.5 × $\frac{h_b}{L_0}$ × (1+15 $tg^{4/3}\theta$))}

H_b=10.117m

H_{max}= *min (1.8×7.78, 10.117)=10.117 m*

H_{max} *: 1.8 Hs.*

L*:*Longueur d'onde de la houle en pied de structure.

ʎi: Des coefficients égaux a 1 pour mur vertical, mais dépend du type de structure.

$\boldsymbol{h_b}$**:** Profondeur d'eau a une distance de la digue égale à5H_S.

$\boldsymbol{h_W}$**:** Hauteur du caisson.

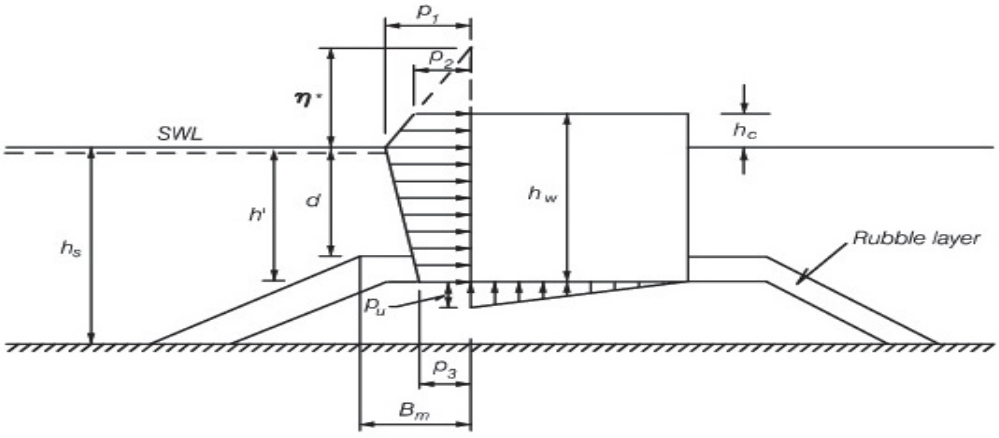
$\boldsymbol{h_C}$**:** Hauteur du caisson par rapport au niveau d'eau.

d: Hauteur d'eau par rapport à la protection devant le caisson.

$\boldsymbol{h_S}$**:** Profondeur totale d'eau au pied de l'ouvrage.

α:Angle de la paroi incline par rapport à l'horizontale.

$\boldsymbol{d_C}$**:** Distance entre le niveau de l'eau et le bas de la face incliné.



***Figure*IV.3 Diagramme des pressions théoriques**

η^* = 0,75 × (1+ cos β) × $ʎ_1$× H_{max}
η^* = 0,75× (1+ cos14)×1×10.117
η^* = 20.68*m*

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5[\frac{4 \times \pi \times h_s / L}{\sinh(4 \times \pi \times h_s/L)}]^2$$

$$\alpha_1 = 0.86$$

$$\alpha_2 = \min\{(\frac{H_{max}}{d})^2 \times \frac{h_{b-d}}{3h_b}, \frac{2d}{H_{max}}\}$$

$$\alpha_2 = min\ (0.073, 2.44)$$

$$\alpha_2 = 0.073$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s}[1 - \frac{1}{\cos(2\times\pi\times h_s/L}]$$

$$\alpha_3 = 0.97$$

$\alpha_{*=}\alpha_2$=0.073

λ=λ1=λ2=λ3=1

$$p_1 = 0.5\times (1+\cos\beta) \times (\lambda_1 \times \alpha_1 + \lambda_2 \times \alpha_* cos^2\beta) \times \rho_w \times g \times H_{max}$$

p_1= 9.53 t/m^3

$$p_2 = \begin{cases} 1 - \frac{h_c}{\eta^*} \times p_1 \text{ Si } \eta^* > h_c \\ 0 \ si \eta^* < h_c \end{cases}$$

p_2 = 7.10 t/m^3

$p_3 = \alpha_3 \times p_1 \rightarrow p_2 p_3$ = 9.24t/m^3

p_u= 0.5× $(1 + cos\beta) \times \lambda_3 \times \alpha_1 \times \alpha_3 \times \rho_w \times g \times H_{max} \rightarrow p_u$= 8.56 t/$m^3$

IV.2.8. Calcul de pressions et sous pression selon la méthode de GODA-TAKAHASHI :

On effectue le calcul de la digue verticale avec un parement inclinée selon les coefficients obtenus à partir de la méthode de GODA ensuite on multiplie les pressions obtenus précédemment par des coefficients correcteurs.

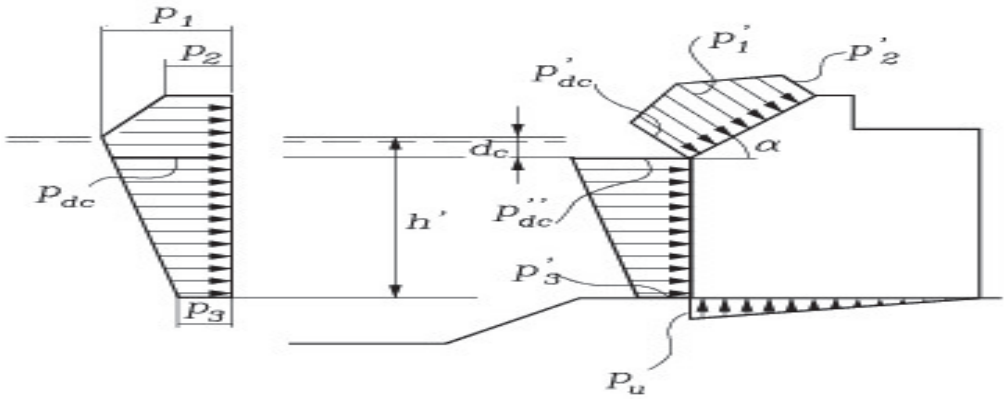


***Figure* IV.4 Diagramme des pressions TAKAHASHI-HOSOYAMADA**

$$\lambda_{sl} = \frac{1}{sin^2\alpha} \min [1{,}0 ; \max (sin^2\alpha ; 1 + 0.46cos^2\alpha - 23\frac{cos^2\alpha\, H}{L})]$$

λ_{sl} = 2 min (1 ; 0.81) = 1.62

λ_v= min [1,0 ; max (1,1 ; 1,1+11× d_c/L-5H/L]

λ_v= min (1,0 ; 0,92) = 0.92

P'_2=$\lambda_{sl} \times p_2 \times sin\alpha$

P'_2= 8.13 t/m^3

P'_1=$\lambda_{sl} \times p_1 \times sin\alpha$

P'_1= 10.91 t/m^3

P''_1=$\lambda_v \times p_1$

P''_1= 8.76 t/m^3

P'_3=$\lambda_v \times p_3$

P'_3= 8.50 t/m^3

IV.2.9. Calcul des forces et moments :

Sous pressions dus à la houle :

U=$\frac{1}{2} \times p_u \times B$

U= 0.5 × 8.56 × 25.6

U = 109.56 t/ml

M_U= $\frac{2}{3}$ × U × B

M_U= 1869.824 t.m/ml

Pression supérieure au niveau d'eau : (partie inclinée) :

P1=[(p′1+p′2)/2]×l

$P1=\frac{10.91+8.13}{2}$ ×13.26

P1 = 126.23 t/ml

P_{1H}=$P1$×cos α

P_{1H}= 126.23 × cos45= 89.25 t/ml

$P_{1V}P1$×sin α= 89.25 t/ml

Pression inférieure au niveau d'eau : (partie verticale) :

$P_2=\frac{P_1''+P_3'}{2}$× h′

$P_2=\frac{8.76+8.5}{2}$ ×15= 129.45 t/ml

Moment renversant :

Moment dus àP_{1H}:

M_{P1h} = P_H^1× Z_{G1}

$Z_{G1}=\frac{P_2'+2P_1'}{P_2'+P_1'}$×(2/3) ×l×1/cosα

Z_{G1} = 19.45 m

M_{P1h} = 89.25 ×19.45

M_{P1h} = 1735.91 t. m/ml

Moment dus à P2 :

M_{P2} = P_2×Z_{G2}

$Z_{G2}=\frac{P_1''+2P_3'}{P_1''+P_3'}$×(2/3) ×$h'$

Z_{G2} = 14.92 m

M_{P2} =129.45×14.92

M_{P2} = 1930.94 t. m/ml

Moment stabilisant :

Moment stabilisant dus au P_{1V} :

$M_{P1V} = P_{1V} \times x_{G1}$

$x_{G1} = 20.10\ m$

$M_{P1V} = 89.25 \times 20.10$

$M_{P1V} = 1793.92\ t.m/ml$

Moment stabilisant du au poids du caisson immergé :

$P_C' = \gamma_b' \times V_{imm}$

$P_C' = 1.5 \times 1396.73$

$P_C' = 2095.09\ t$

$P_C' = 73.25\ t/ml$

$M_{P_C}' = P_C' \times x_G$

$M_{P_C}' = 73.25 \times 12.79$

$M_{P_C}' = 936.86\ t.m/ml$

Moment stabilisant dus au poids du caisson émergé :

$P_C = \gamma_b \times V_{em} = 2.5 \times 722.75$

$P_C = 1806.87t = 70.58\ t/ml$

$M_{P_C} = P_C \times x_G = 70.58 \times 10.45$

$M_{P_C} = 737.57t.m/ml$

Moment dus au poids propre du remblai :

$P_r = 7 \times 17.2 \times 27 \times 2 \times 1.1 + 18.675 \times 10 \times 1.1 \times 27$

$P_r = 12698.235\ t = 496.02t/ml$

$M_{P_r} = P_r \times x_G = 496.02 \times 12.79$

$M_{P_r} = 6344.09\ t.m/ml$

Surcharge :

On considère une surcharge 3t/m²

$S = 3t/m^2$

$S = 3 \times 14.87 \times 28.6 = 1275.846$ t

S = 44.61 t/ml

$M_S = S \times x_{G_s} = 44.61 \times 7.435$

$M_S = 331.675\ t.m/ml$

Séisme :

D'après le règlement parasismique algérien RPA 99version 2003 la wilaya de Skikda est située dans la zone sismique (II a)

Groupe 1A : 0,25

Ouvrage d'importance vitale

$K_V = \pm 0{,}3K_h$

Poids total de l'ouvrage avec la mise en place :

$P_T = P_r + P_C + P_C^{'} = 496.02+70.58+73.25$

$P_T = 639.85$ t/ml

$K_h = F_S = P_T \times A = 639.85 \times 0.25$

$K_h = 159.96\ t/ml$

$'M_{F_S} = F_S \times y_G = 159.96 \times 7.8$

$M_{F_S} = 1247.68\ t.m/ml$

Cas ascendant :

$Kv = 0{,}3Kh = 0.3 \times 159.96$

$Kv = 47.98\ t/ml$

$M_{K_V} = Kv \times x_G = 47.98 \times 11.48$

$M_{K_V} = 550.81$ t.m/ml

Cas descendant :

$K_V = -0{,}3Kh = -0.3 \times 159.96$

$K_V = -47.98\ t/ml$

$M_{K_V} = K_V \times x_G = -47.98 \times 11.48$

$M_{K_V} = -550.81$ t.m/ml

Renversement :
Cas statique :

$$R = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} \geq 1.1$$

$$R = \frac{M_{P1V} + M'_{P_C} + M_{P_C} + M_{P_r}}{M_u + M_{P1h} + M_{P2}}$$

$$R = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} = 1.77$$

Cas dynamique :

$$R = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} \geq 1.1$$

Cas ascendant :

$$R = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} = \frac{M_{P1V} + M'_{P_C} + M_{P_C} + M_{P_r}}{M_u + M_{P1h} + M_{P2} + M_{F_S}}$$

$R = 1.44 \geq 1.1$

Cas descendant :

$$R = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} = \frac{M_{P1V} + M'_{P_C} + M_{P_C} + M_{P_r}}{M_u + M_{P1h} + M_{P2} - M_{F_S}}$$

$R = 2.28 \geq 1.1$

Glissement :
Cas statique :

$$G = \frac{\sum F_V}{\sum F_H} \times \operatorname{tg} \phi \geq 1.1$$

$$G = \frac{U + P_{1V} + P'_C + P_C + P_r}{P_{1H} + P_2} \times \operatorname{tg}\phi$$

$G = 2.89 \geq 1.1$

Cas dynamique :
Cas ascendant :

$$G = \frac{\sum F_V}{\sum F_H} \times \operatorname{tg} \phi \geq 1.1$$

$G = \frac{U+P_{1V}+P_C^{'}+P_C+P_r}{P_{1H}+P_2+F_S} \times \text{tg}\ \phi \geq 1.1$

$G = 1.66 \geq 1.1$

Cas descendant :

$G = \frac{\sum F_V}{\sum F_H} \times \text{tg}\ \phi \geq 1.1$

$G = \frac{U+P_{1V}+P_C^{'}+P_C+P_r}{P_{1H}+P_2-F_S} \times \text{tg}\phi \geq 1.1$

$G = 10.76 \geq 1.1$

Tableau IV.3 Récapitulatif (pressions, forces et moments)

Désignation		Notation		F_V(t/ml)	F_H(t/ml)	z_v(m)	z_H(m)	M_S (t.m/ml)	M_R (t.m/ml)
Poids du caisson	Poids du caisson émergé	P_C		70.58			10.45	737.57	
	Poids du caisson immergé	$P_C^{'}$		73.25			12.79	936.86	
	Poids du remblai à l'intérieur du caisson	P_r		496.02			12.79	6344.09	
Pression dus à la houle	Pression supérieure au niveau d'eau	P_1	P_{1V}	89.25			20.10	1793.92	
			P_{1H}		89.25	19.45			1735.91
	Pression inferieur au niveau d'eau	P_2			129.42	14.92			1930.94
Sous pression dus à la houle		U		-109.56			17.06	-1869.82	
Surcharge		S		44.61			7.435	331.675	
Séisme		F_{H_S}			159.96	7.8			1247.68
	Cas ascendant	F_{V_S}		47.98			11.48	550.81	
	Cas descendant	F_{V_S}		–47.98			11.48	-550.81	

Remarque :

Vu que l'effet de la pression hydrostatique et hydrodynamique est négligeable devant l'action de la houle extrême ceux-ci n'ont pas été prise en compte.

IV.2.10. Détermination des efforts :

EFFORTS *VERTICAUX :*

Charge permanente : F_{V_G}=$\sum F_{V_i}$= 619.54 t/ml

Charge d'exploitation: F_{V_Q}=$\sum F_{V_i}$= 44.61 t/ml

Séisme :

Cas ascendant : F_{V_S}= 47.98 t/ml

Cas descendant : F_{V_S}= - 47.98 t/ml

Efforts horizontaux :

Charge permanente : F_{H_G}=$\sum F_{H_i}$=218.67 t/ml

Charge d'exploitation: F_{H_Q}=$\sum F_{H_i}$=0 t/ml

Séisme :

Cas ascendant : F_{H_S}= 159.96 t/ml

Cas descendant : F_{H_S}= 159.96 t/ml

Moments stabilisants :

Charge permanente *:*M_{S_G}=$\sum FM_{S_i}$=7942.62 t.m/ml

Charge d'exploitation: M_{S_Q}=331.675 t.m/ml

Séisme :

Cas ascendant : $M_{S_{FV}}$= 550.81 t/ml

Cas descendant : $M_{S_{FV}}$= - 550.81 t/ml

Moments renversants :

Charge permanente *:*M_{R_G}=$\sum M_{R_i}$=3666.85 t.m/ml

Charge d'exploitation: M_{R_Q}=0 t/ml

Séisme :

Cas descendant : $M_{R_{FH}}$= 1247.68 t.m/ml

IV.2.11. Stabilité au renversement et au glissement :

Tableau IV.4 (ELU) : 1,35Gmax + 1,5Q

	MS $(t.m/ml)$	$M_R(t.m/ml)$	$FV\ (t/ml)$	$F_H(t/ml)$	$F_R=\frac{M_S}{M_R}$	$F_G=\frac{F_V}{F_H}\times tg\vartheta$
Charge permanente	7942.62	3666.85	619.54	218.67	-	
Charge dexploitation	331.675	0	44.61	0		
Total	11220.04	4950.24	903.29	295.045	2.26	2.30

Tableau IV.5 (ELS) : G +Q

	MS $(t.m/ml)$	$M_R(t.m/ml)$	$FV\ (t/ml)$	$F_H(t/ml)$	$F_R=\frac{M_S}{M_R}$	$F_G=\frac{F_V}{F_H}\times tg\vartheta$
Charge permanente	7942.62	3666.85	619.54	218.67	-	
Charge d'exploitation	331.675	0	44.61	0		
Total	8274.29	3666.85	664.5	218.67	2.25	2.28

***Tableau* IV.6 (ELA) *G* +0,5*Q*+*Fa* Cas ascendant**

	MS $(t.m/ml)$	$M_R(t.m/ml)$	FV (t/ml)	$F_H(t/ml)$	$F_R=\frac{M_S}{M_R}$	$F_G=\frac{F_V}{F_H}\times tg\vartheta$
Charge permanente	7942.62	3666.85	619.54	218.67		
Charge d'exploitation	331.675	0	44.61	0		
séisme	550.81	1247.68	47.98	159.96		
total	8659.26	4914.53	689.82	378.63	1.76	1.37

***Tableau* IV.7 (ELA) *G* +0,5*Q*+*Fa* Cas descendant**

	MS $(t.m/ml)$	$M_R(t.m/ml)$	FV (t/ml)	$F_H(t/ml)$	$F_R=\frac{M_S}{M_R}$	$F_G=\frac{F_V}{F_H}\times tg\vartheta$
Charge permanente	7942.62	3666.85	619.54	218.67		
Charge d'exploitation	331.675	0	44.61	0		
Séisme	550.81	1247.68	-47.98	159.96		
Total	8659.26	4914.53	593.86	378.63	*1.76*	1.18

IV.2.12. Vérification de la stabilité au poinçonnement :

Nous sommes en présence d'une fondation superficielle sur un sol qu'on suppose homogène, avec des charges excentrées et inclinées. Avant chargement, le sol de fondation est à l'état élastique, lorsque la charge dépasse une certaine valeur critique, le sol passe à l'état d'équilibre plastique.

En l'absence de la contrainte du sol qui doit être normalement définie et déterminée par un laboratoire géotechnique, le calcul de la capacité portante du sol de fondation a été fait avec la méthode de MEYERHOF et les hypothèses ci-dessous :

$Q_{lim}=\frac{1}{2}\gamma' B' N_\gamma(1-\frac{\delta}{\varphi})^2 + (CN_C+\gamma' DN_q)(1-\frac{2\delta}{\pi})^2$

Avec : δ = arctg $(\frac{F_H}{F_V})$

Sol de fondation au dessous de la semelle :

$\varphi = 37°$, $\gamma' = 1{,}1\ t/m3$, $\boldsymbol{D} = 2{,}0\ m$, $\boldsymbol{B} = 25.6\ m$

Nous allons nous limiter à la vérification du cas le plus défavorable.

E.L.U:

e : l'excentricité du point de passage de la résultante par rapport à 'O'.

$e = \frac{M_S - M_R}{F_V} = 6.94$

e = 6.94 m $< \frac{B}{2}$ = 12.8 m alors : $B' = 2e = 13.88$ m

$\gamma' = 1{,}1\ t/m3$; $B' = 13.88\ m$; $c = 0\ t/m3$

ϕ = 37°, $N_C = 55.70$, $N_q = 42.90$, $N_\gamma = 67.00$

$\delta = \text{arctg}\ (\frac{F_H}{F_V}) = \text{arctg}(\frac{295.045}{903.29}) = 18.08°$

$I_\gamma = (1-\frac{\delta}{\phi})^2 = 0.26$, $I_q = (1-\frac{2\delta}{\pi})^2 = 0.63$

$I_\gamma = (1-\frac{\delta}{\phi})^2 = 0.26$, $I_q = (1-\frac{2\delta}{\pi})^2 = 0.63$

$Q_{lim}=\frac{1}{2}\gamma' B' N_\gamma(1-\frac{\delta}{\varphi})^2 + (CN_C+\gamma' DN_q)(1-\frac{2\delta}{\pi})^2$

$Q_{lim} = 0.5\times1.1\times13.88\times67\times0.26+1.1\times2\times42.9\times0.63$

$Q_{lim} = 192.44\ t/m2$

$Q_{adm} = \frac{F_V}{B'} = \frac{903.29}{13.88}$

$Q_{adm} = 65.07\ t/m2$

$F_P = \frac{Q_{lim}}{Q_{adm}} = \frac{192.44}{65.07} = 2.95 > 1.5$

E.L.S:

$e = \frac{M_S - M_R}{F_V} = 6.93$

e = 6.93 m $< \frac{B}{2}$ = 12.8 m alors : $B' = 2e = 13.86$ m

$\gamma' = 1{,}1\ t/m3$; $B' = 13.88\ m$; $c = 0\ t/m3$

$\phi = 37^{\circ}, N_C = 55.70, N_q = 42.90, N_\gamma = 67.00$

δ= arctg $(\frac{F_H}{F_V})$= arctg$(\frac{218.67}{664.15})$=18.02°

$I_\gamma = (1-\frac{\delta}{\phi})^2 = 0.26$, $I_q = (1-\frac{2\delta}{\pi})^2 = 0.63$

$Q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma' B' N_\gamma (1-\frac{\delta}{\varphi})^2 + (CN_C + \gamma' D N_q)(1-\frac{2\delta}{\pi})^2$

Q_{lim}= 0.5×1.1×13.86×67×0.26+1.1×2×42.9×0.63

$Q_{lim} = 192.25 t/m2$

$Q_{adm} = \frac{F_V}{B'} = \frac{664.15}{13.86}$

Q_{adm} = 47.91 $t/m2$

$F_P = \frac{Q_{lim}}{Q_{adm}} = \frac{192.25}{47.91} = 4.01 > 1.5$

E.L.A :

Cas ascendant :

$e = \frac{M_S - M_R}{F_V}$= 5.42

e = 5.42 m < $\frac{B}{2}$ = 12.8 m alors : B'= 2×e= 10.84 m

δ= arctg $(\frac{F_H}{F_V})$= 22.76°

$I_\gamma = (1-\frac{\delta}{\phi})^2 = 0.148$, $I_q = (1-\frac{2\delta}{\pi})^2 = 0.55$

$Q_{lim} = 111.02 t/m2$

Q_{adm} = 63.63 $t/m2$

$F_P = \frac{Q_{lim}}{Q_{adm}}$= 1.74> 1.5

Cas descendant:

$e = \frac{M_S - M_R}{F_V}$= 6.30

e = 6.30 m < $\frac{B}{2}$ = 12.8 m alors : B'= 2×e= 12.60 m

δ = arctg $(\frac{F_H}{F_V})$= 29.52°

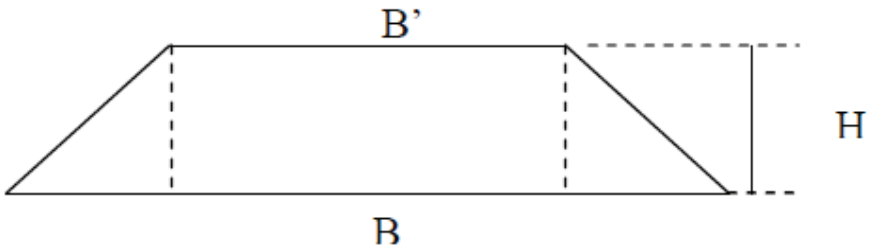
$I_\gamma = (1-\frac{\delta}{\phi})^2 = 0.04$, $I_q = (1-\frac{2\delta}{\pi})^2 = 0.45$

Q_{lim}= 61.04$t/\ m2$

Q_{adm} = 30.05 $t/\ m2$

$F_P = \frac{Q_{lim}}{Q_{adm}}$ = 2.03 > 1.5

Sol de fondation au-dessous de la couche d'enrochement :



H : hauteur de la couche résistante juste sous la semelle du mur =5m.
B : la largeur de la semelle.
Le rapport $\frac{H}{B} = \frac{5}{25.6}$ = 0.19 < 1.5 ; puisque le rapport il conviendra d'être extrement prudent.

La présence de la couche résistante améliore très peu la force portante de l'ensemble. On calculera la fondation comme si elle reposait directement sur la surface de la couche molle.

On peut toutefois considérer que la couche résistante permet une certaine répartition des charges et qu'on peut prendre en compte, au niveau de la couche molle, une largeur légèrement supérieure à B.

B_1=$B^{'}\left[1+\frac{2}{3}\left(\frac{H}{B^{'}}\right)^2\right]$

B1=largeur fictive de la fondation.

E.L.U :

$\Rightarrow B' = 2e \Rightarrow B' = 2\times 6.94 \Rightarrow B'$ =13.88 m

Q_{lim}= $\frac{1}{2}\gamma' B' N_\gamma (1-\frac{\delta}{\varphi})^2$ + (CN_C+γ'DN_q)(1- $\frac{2\delta}{\pi}$)^2

ϕ = 37°,N_C =46.10,N_q=33.30 ,N_γ=48.00

B_1=13.88$\left[1+\frac{2}{3}\left(\frac{5}{13.88}\right)^2\right]$ = 15.08 m

γ' *H=1.1*5=5.5 $t/\ m2$

$\delta = arctg\left(\frac{F_H}{\gamma' * H + F_V}\right)$=arctg($\frac{295.045}{903.29+5.5}$)

$\delta = 17.98^{\circ}$

$I_{\gamma} = (1-\frac{17.98}{35})^2$=0.23

I_q= $(1-\frac{17.98}{90})^2$=0.64

Q_{lim} = 0.5×1.1×15.08×48×0.23+1.1×5×33.3×0.64

Q_{lim} = 208.78 t/m^2

Q_{adm}= $\frac{\gamma' \times H + F_V}{B_1} = \frac{903.29+5.5}{15.08}$

Q_{adm}= 60.62 t/m^2

F_P=$\frac{Q_{lim}}{Q_{adm}}$=$\frac{208.78}{60.62}$

$F_P = 3.44 > 1.2$

E.L.S:

B' = 13.86 m
B1 = 15.06 m
δ =18.07°

$I_{\gamma} = (1-\frac{18.07}{35})^2$=0.23

I_q= $(1-\frac{18.07}{90})^2$=0.63

Q_{lim} = 0.5×1.1×15.06×48×0.23+1.1×5×33.3×0.63

Q_{lim} = 206.82 t/m^2

Q_{adm}= $\frac{\gamma' \times H + F_V}{B_1} = \frac{664.5+5.5}{15.06}$

Q_{adm}= 44.48 t/m^2

F_P=$\frac{Q_{lim}}{Q_{adm}}$=$\frac{206.82}{44.48}$

$F_P = 4.64 > 1.2$

E.L.A :
Cas ascendant :

B' = 10.84 m
B_l = 12.33 m
δ = 28.57°

$I_\gamma = (1-\frac{28.57}{35})^2$=0.033

I_q= $(1-\frac{28.57}{90})^2$=0.46

Q_{lim} = 0.5×1.1×12.33×48×0.033+1.1×5×33.3×0.46

Q_{lim} = 95 t/m^2

$Q_{adm}=\frac{\gamma' \times H+F_V}{B_1}=\frac{689.82+5.5}{12.33}$

Q_{adm}= 56.39 t/m^2

$F_P=\frac{Q_{lim}}{Q_{adm}}=\frac{95}{56.39}$

$F_P = 1.68 > 1.2$

Cas descendant:

B' = 12.80 m
B1 = 14.10 m
δ = 32.28°

$I_\gamma = (1-\frac{28.57}{35})^2$=0.006039

I_q= $(1-\frac{28.57}{90})^2$=0.41

Q_{lim} = 0.5×1.1×14.10×48×0.006039+1.1×5×33.3×0.41

Q_{lim} = 77.47 t/m^2

$Q_{adm}=\frac{\gamma' \times H+F_V}{B_1}=\frac{593.86+5.5}{14.10}$

Q_{adm}= 42.50 t/m^2

$F_P=\frac{Q_{lim}}{Q_{adm}}=\frac{77.47}{42.50}$

$F_P = 1.82 > 1.2$

IV.2.13. Calcul des efforts dans le caisson :

Calcul des efforts de poussées :

Les poussées des terres latérales seront calculées par la méthode de JANSON-KOEMEN :

$P_H = \frac{\gamma R}{tg\varphi'}(1-e^{\frac{-z}{h0}})$,$P_V = \gamma h_0(1-e^{\frac{-z}{h0}})$

Avec : $h_0=\frac{R}{K\times tg\varphi'}$, $\theta = (1-e^{\frac{-z}{h0}})$

γ: Densité du remblai
Poids volumique : γd = 1,8 t/m3
Poids volumique déjaugé : γ' = 1,1 t/m3
K : Coefficient de poussée au repos. $K = (1 - \sin\Phi) = 0.42$

R = $\frac{P}{A} = \frac{a \times b}{2(a+b)}$: Le rapport entre l'aire de la section et son périmètre ; Avec a et b sont les dimensions de la cellule.

Φ: Angle de frottement interne du remblai.
$Tg\Phi' = (0,7 \text{ à } 0,8) tg\Phi$; On choisit $tg\Phi' = (0,7 tg\Phi) = 0,49$

Caisson de section rectangulaire :

$R = 1.96 \Rightarrow h_0 = 11,65$

$\theta = 0.83$

$P_H = 3.65$ t/m^2

$P_V = 8.69$ t/m^2

Récapitulatif :

NIVEAU	Z(m)	ϑ	P_H(t/m^2)	P_V(t/m^2)
+0.00 γ=1.8 t/m^3	0.00	0.00	0.00	0.00
-17.2 γ=1.1 t/m^3	17.20	0.83	3.65	8.69

Effort de Surcharges :

Poids de la dalle :

q = 0.50 × 2.5 = 1.25 t/m2

Poussée due à la dalle et la surcharge :

P = K_0 × q ; avec K_0 le coefficient de poussée au repos ; K_0 = 0.42

P = 0,42 × (1.25+3) = 1.785 t/m2

Surcharge d'exploitation :

q = 3 t/m2

Poids du remblai :

P = 17.2× 1,1 = 18.92 t/m2

P total = Poids de la dalle+ Poids de la surcharge+ Poids du remblai

P total = 1.25+3+18.92 = 23.17 t/m2

$\frac{q}{p_{tot}} = \frac{3+1.25}{23.17} = 0.1834 = 18.34\%$

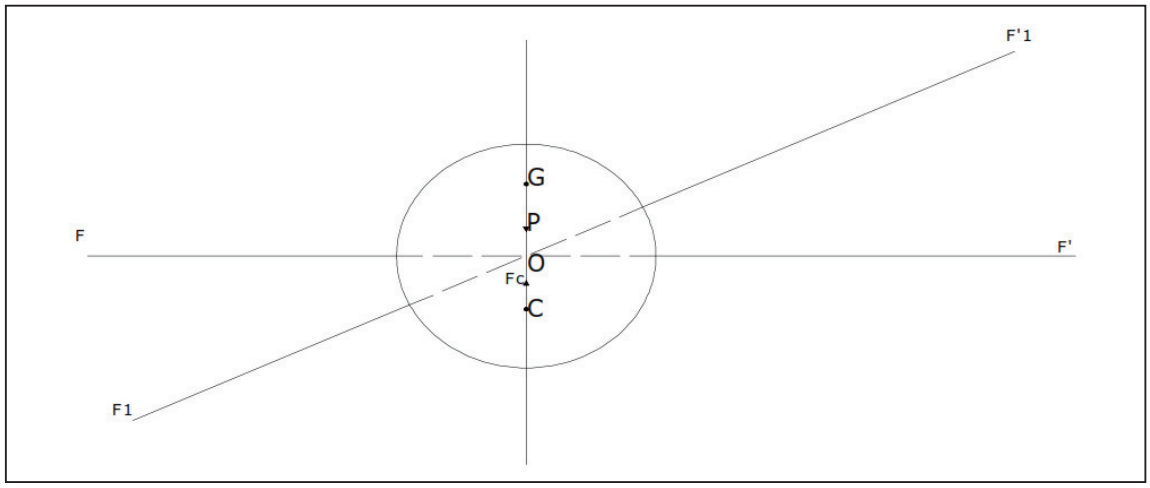
$P_{Dalle+surcharge}$= 0,1834 × 3,65 = 0,67 t/m2

IV.2.14. Calcul de flottaison :

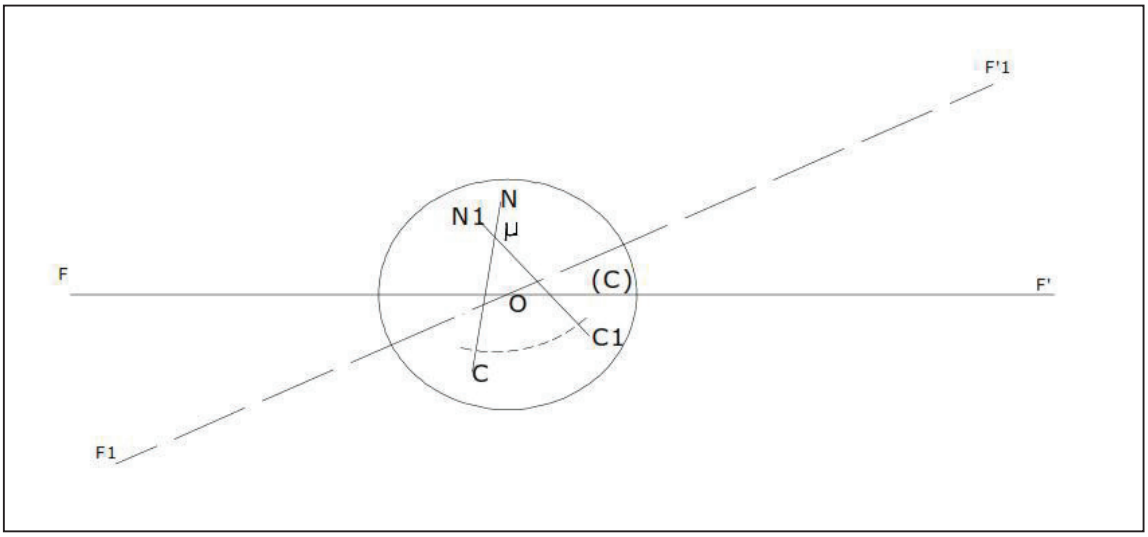
Stabilité en flottaison :

Principe d'Archimède :
Lorsqu'un corps est plongé dans l'eau, il est en équilibre sous l'action de deux forces :
-Son propre poids
-La poussé de l'eau ou bien poussé d'Archimède qui est égale au poids du volume d'eau déplacé.

La poussé de liquide, $P = WY$, est appliquée au centre de gravité du volume V. Ce centre de gravité est appelé centre de poussée.



Définition : On appelle plan de flottaison (FF' sur la fig. ci-dessous) un plan horizontal séparant vers le bas un volume V satisfaisant la condition d'Archimède.
Si l'en donne au corps flottant diverses inclinaisons telle que V demeure constant (les flottaisons correspondantes sont dite isocarènes).
La droite passant par O, intersection des deux plans de flottaison très voisine est dite axe d'inclinaison.
Définition du Métacentre :



Considérons deux flottaisons isocarènes voisines FF' et F1F'1 et menons en c et C1 en C et C1 correspondantes au centre de poussée les normales à (c).
En principe les deux droites sont parallèles, mais elles sont une perpendiculaire commune dont le tracé sur le plan d'inclinaison est U.

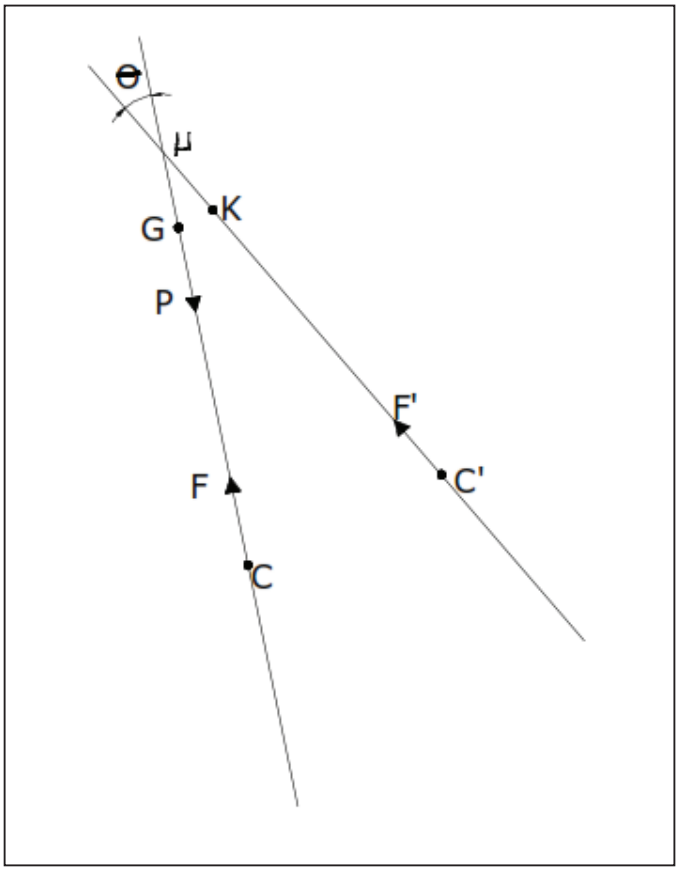
U : est appelé métacentre par rapport à l'axe O.

La position de métacentre sur la normale CN à la surface de carène est définie par
$C\mu = I/V$
I : Moment d'inertie de l'aire de la flottaison (FF') par rapport à l'axe d'inclinaison passant par le centre de gravité.
V : Volume déplacé.

Condition d'équilibre :
Pour qu'un corps flottant soit stable il faut et il suffit que son centre de gravité soit situé au dessous du métacentre – (Voir Manuel d'hydraulique Générale de J.Valembois).
En effet, si en écarte le corps de sa position (1) pour l'amener par un déplacement isocarène vers la position (2), les forces P et $F = W.V$ qui sont égales et opposées dans la première positioncréant un couple dans la seconde, dont la valeur est P.G.K.

Ce couple est un couple de redressement si U est au dessous de G.
Il est de chavirement dans le cas contraire.

Si on assimile au voisinage du point C la courbe (C) d'un cercle osculateur on a pour deux point très voisins C et C1 $C\mu = C'\mu = \rho$. rayon de cambrure de ce cercle. Il est dit rayon métacentrique.



Le couple de redressement a pour expression si on pose (comptée positivement quand G est au-dessus de C).

$\Gamma = P \times G.\ \ \mu \sin\ \ \theta = P \times (\ \rho - a)\ \ \theta$

Pour θ petit.

$h_{0:}$: Hauteur du lest liquide à l'intérieur du caisson (eau).

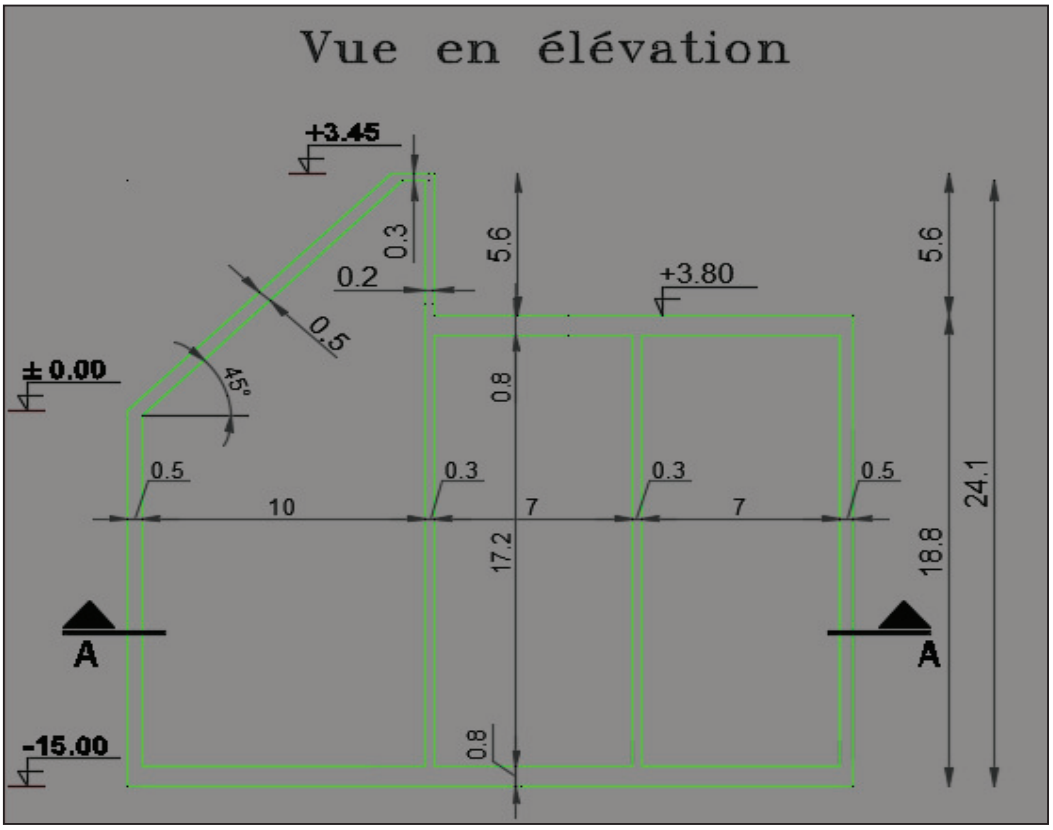


Figure IV.5 vue en élévation du caisson

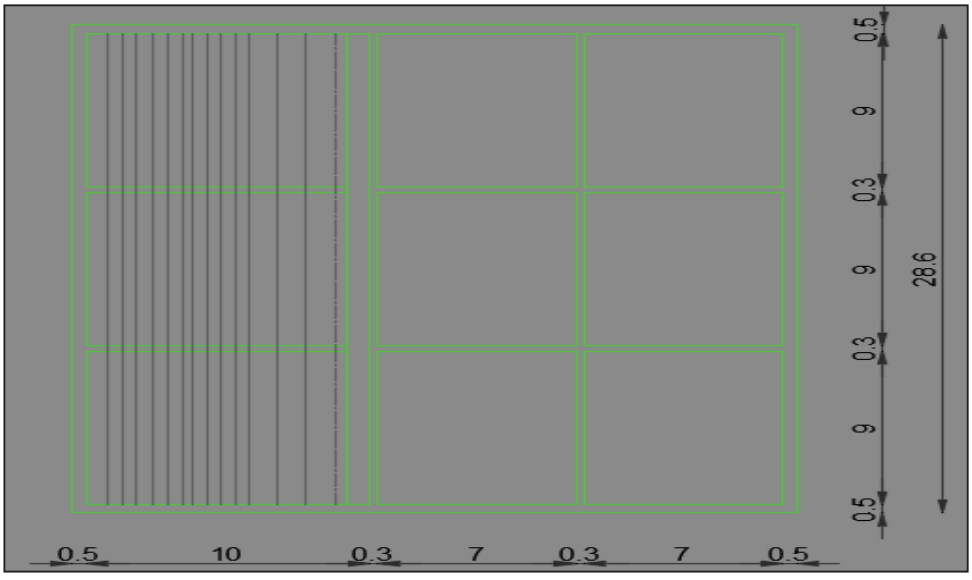


Figure IV.6 vue plan du caisson

Calcul à la flottaison :

Coordonnées du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum x_i P_i}{\sum P_i} Z_G = \frac{\sum Z_i P_i}{\sum P_i}$$

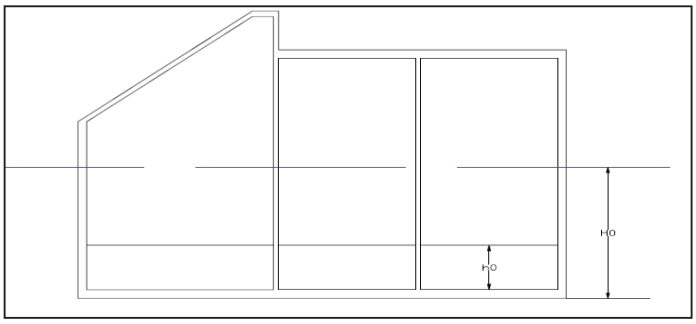
$$X_G = \frac{\boldsymbol{p_c x_c + p_e x_e}}{\boldsymbol{p_e + p_c}} Z_G = \frac{p_c z_c + p_e z_e}{p_e + p_c}$$

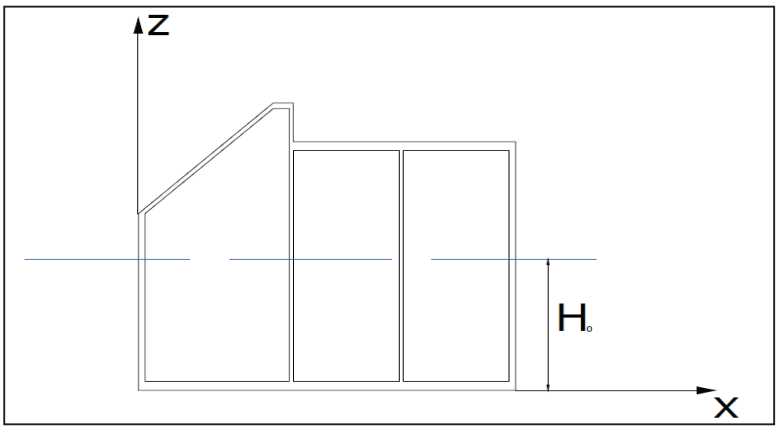
$$Z_e = \frac{h_0}{2} + 0.8$$

$$X_G = \frac{143.83 \times 13.41 + 1.03 h_0 \times (7 \times 2 + 10) \times 12.8}{143.83 + 1.03 h_0 (7 \times 2 + 10)} = \frac{1928.76 + 316.41 h_0}{143.83 + 24.72 h_0}$$

$$Z_G = \frac{143.83 \times 9.41 + 1.03 h_0 (7 \times 2 + 10) \times (\frac{h_0}{2} + 0.8)}{143.83 + 1.03 h_0 (7 \times 2 + 10)} = \frac{1353.44 + 19.77 h_0 + 12.36 h_0^2}{143.83 + 24.72 h_0}$$

Calcul centre de poussée :





$$Z_C = \frac{(H_0 - 0.8) \times 25.6 \times \left[\left(\frac{H_0 - 0.8}{2}\right) + 0.8\right] + 25.6 \times 0.8 \times 0.4}{(H_0 - 0.8) \times 25.6 + 25.6 \times 0.8 \times}$$

$$Z_C = \frac{H_0}{2}$$

Détermination du moment d'inertie quadratique

D'après la formule d'Huygens :

I'_{xx} = I g + Sd^2
I g : moment d'inertie de la section considérée par rapport à son centre de gravité.

S : section de l'élément.

I= bh^3/12 = 28.6× 25.6^3/12

I = 39985.70 m^4

Première de condition d'équilibre :

A l'équilibre : P_C-P_G = 0

$P_G = V_C \times \boldsymbol{\gamma}_b + 1.03 h_0 \times [(V_{v1} \times 3) + (V_{v2} \times 6)]$

P_G = 5086.75+ 667.44 h_0 (t/ml)

$$P_C = [(25.6 \times 0.8) + (\mathrm{H}_0 - 0.8) \times 25.6] \times 28.6 \times 1.03$$

$P_C = 753.92\ \mathrm{H}_0$ (t/ml)

$P_C = P_G \Rightarrow \mathrm{H}_0 = 6.74 + 0.88\ h_0$

La deuxième condition d'équilibre est :

r– *a* ≥ 0,3
r= µ*c*: Rayon de métacentrique
a= *zG*– *zC*
r= I /*V*
I : Moment d'inertie de la surface de flottaison
V : Volume d'eau déplacé

V = 28.6La deuxième condition d'équilibre est :
r– *a* ≥ 0,3
r= µ*c*: Rayon de métacentrique
a= *zG*– *zC*
r= I /*V*
I : Moment d'inertie de la surface de flottaison
V : Volume d'eau déplacé

V= 25.6×28.6×$\mathrm{H}_0 = 732.16\mathrm{H}_0$

r = 39985.70/732.16$\mathrm{H}_0 = \frac{54.61}{\mathrm{H}_0}$

r-a ≥ $\frac{54.61}{\mathrm{H}_0} - [\frac{1353.44+19.77h_0+12.36h_0^2}{143.83+24.72h_0}] + \frac{\mathrm{H}_0}{2} \geq 0.3$

$$\frac{54.61}{6.74+0.88h_0} - \left[\frac{1353.44+19.77h_0+12.36h_0^2}{143.83+24.72h_0}\right] + \frac{6.74+0.88h_0}{2} \geq 0.3$$

Vérification sans let liquide : h0= 0

8.10-9.40+3.37=2.07≥ 0.3 vérifié.

$H_0 = 6.74 + 0.88\ h_0 \rightarrow$Pour$h_0 = 0$ m

$H_0 = 6.74$ m

Le tirant d'eau du caisson lors de la flottaison est de :

$H_0 = 6.74$ m

IV.2.15. Ferraillage des éléments du caisson :

Modélisation et calcul de la structure :

Pour la détermination des efforts et moments, il a été utilisée le logiciel de calcul ROBOT.il est donnée ci-dessous la modélisation de la structure (caisson) et les résultats obtenus :

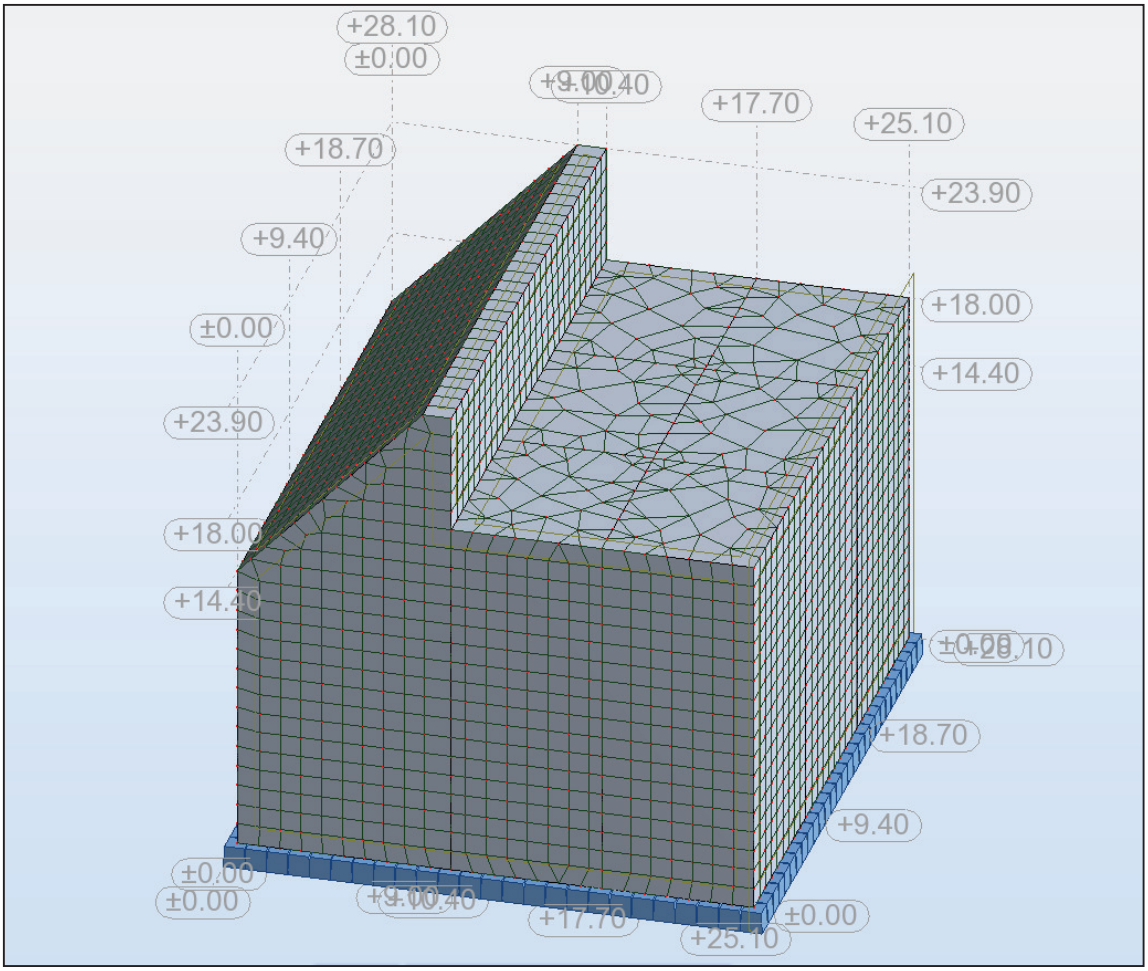


Figure IV.7 Modélisation du caisson

Cas de chargement :

Les cas de chargement défavorables sont donnés pour un caisson mis en place ; les sollicitations prises en considération :

-Le poids propre.

-Le pois du remblai.

-La poussée de la houle.

-Les sous-pressions.

-Le séisme.

-Les surcharges D'exploitation.

La paroi face au large :

Cette paroi verticale et inclinée coté large sont les parois exposée à l'action de la houle éxtreme, d'où des valeurs importantes des moments.

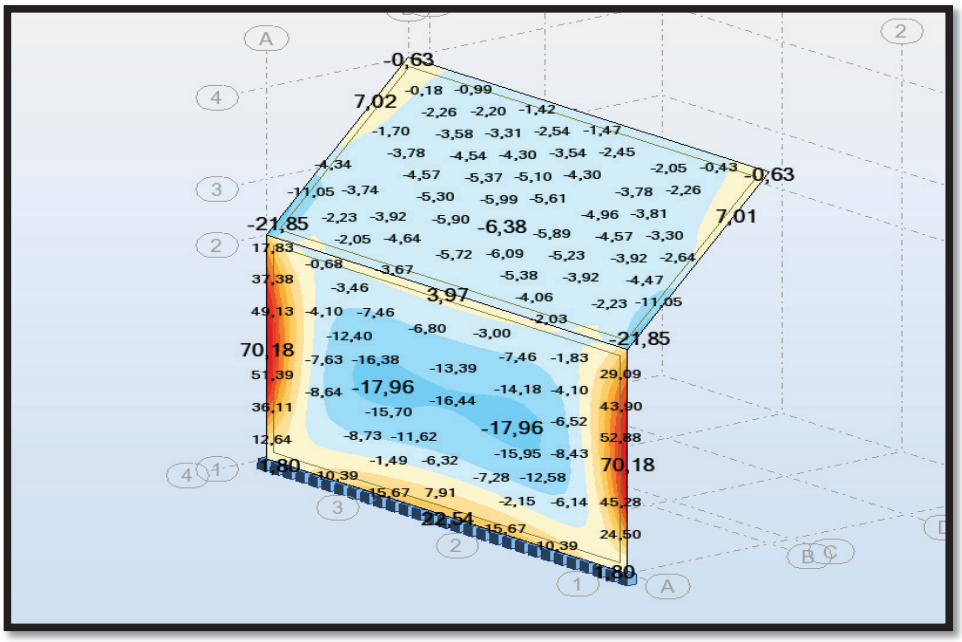


Figure IV.8 ELU: Résultats des moments selon l'axe x-x

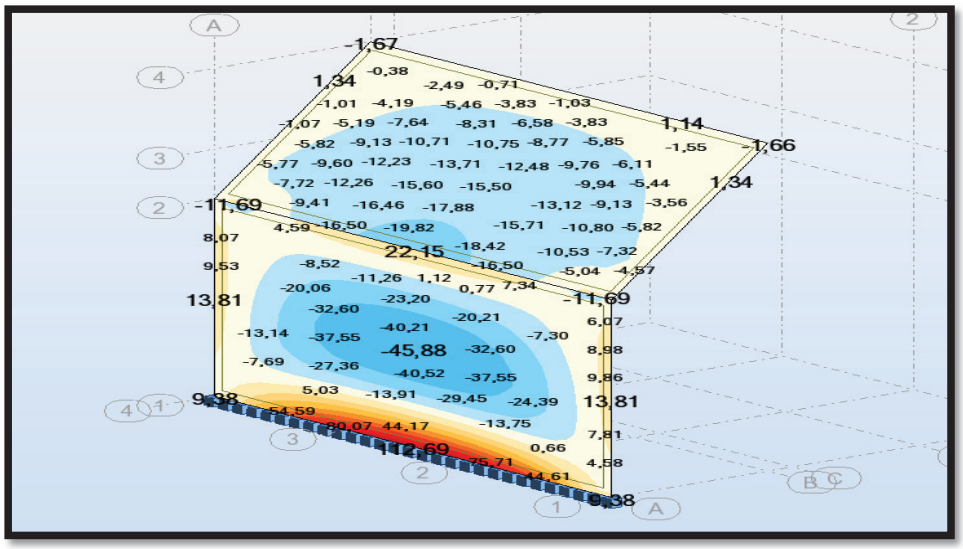


Figure IV.9 Résultats des moments ELU selon yy

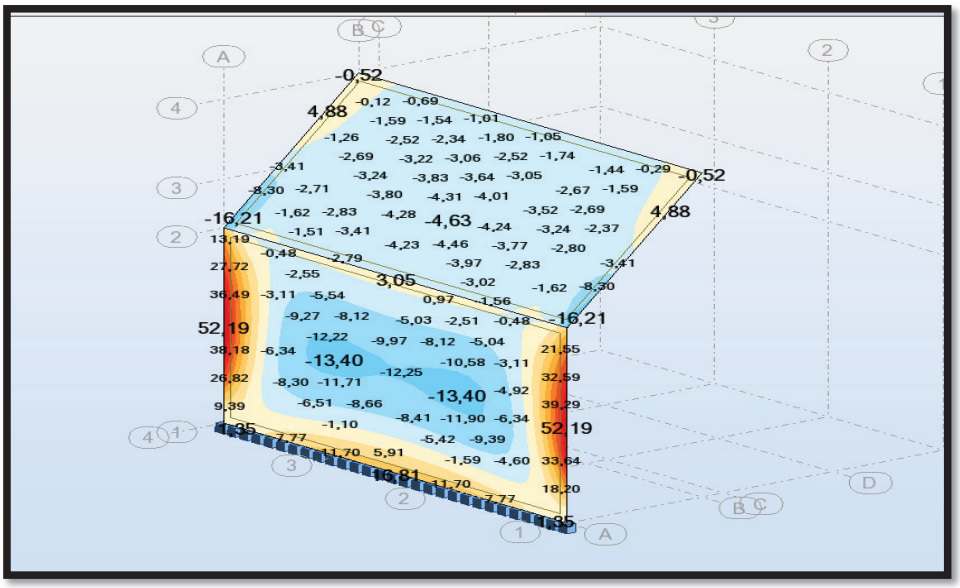


Figure IV.10 Résultats des moments ELS selon xx

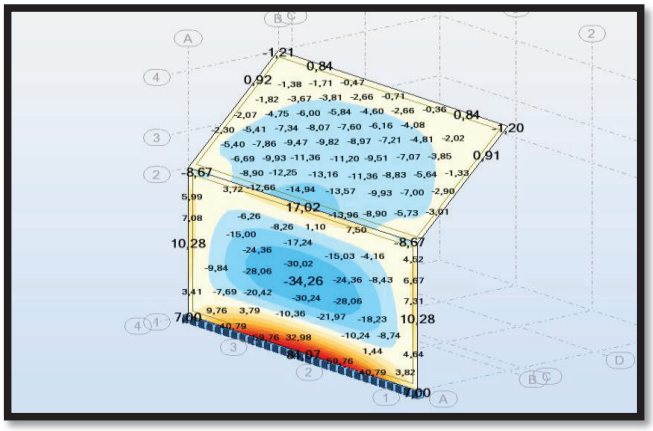


Figure IV.11ELS Résultats des moments selon l'axe Y-Y

Coté bassin :

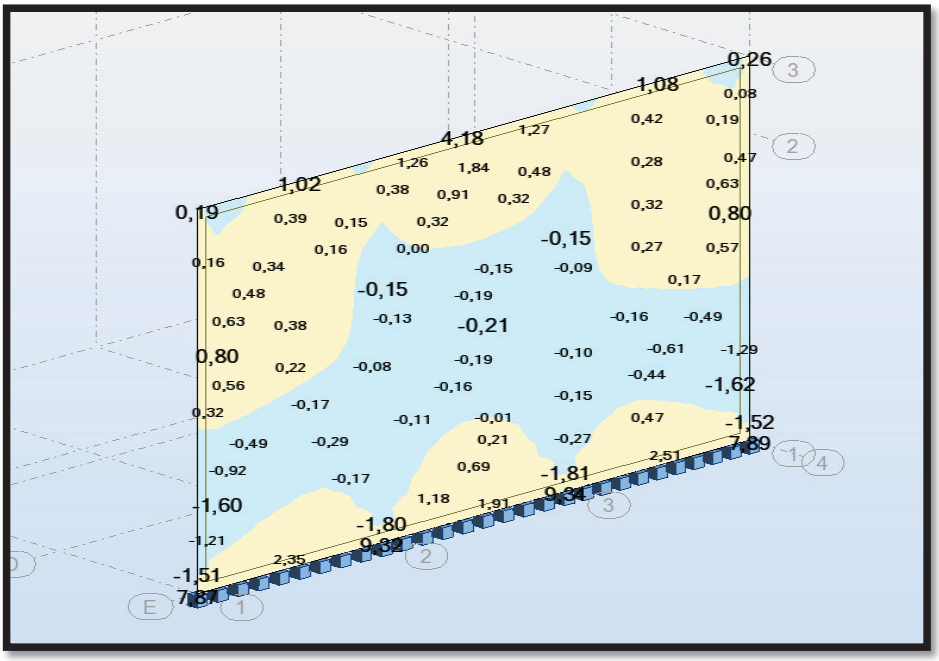


Figure IV.12 ELU Résultats des moments selon l'axe X-X

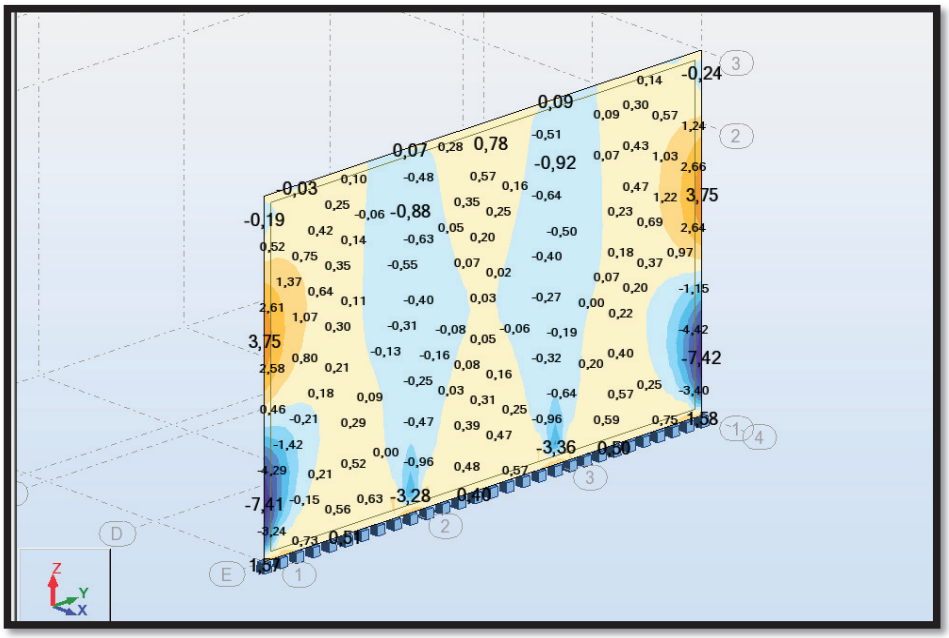


Figure IV.13 ELU Résultats des moments selon l'axe Y-Y

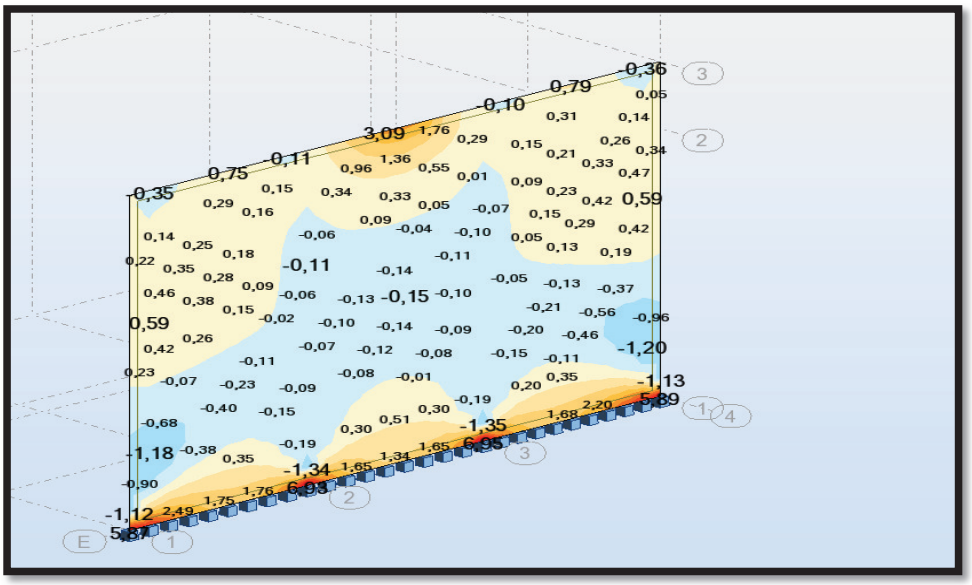


Figure IV.14 ELS Résultats des moments selon l'axe X-X

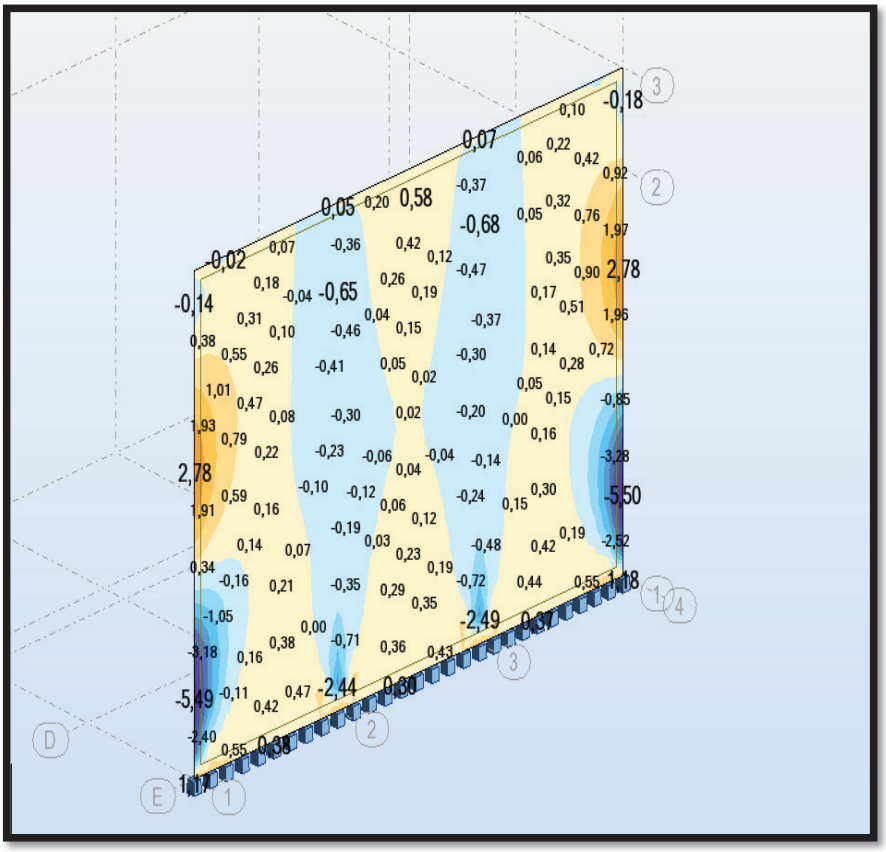


Figure IV.15 ELS Résultats des moments selon l'axe Y-Y

Hypothèses de calcul pour le ferraillage des parois du caisson :

On s'intéresse dans le ferraillage du caisson pour les parois les plus sollicitées (paroi coté large et paroi coté bassin).

Le type de sollicitation pris dans les calculs des ferraillages est la flexion composé (on a pris le moment maximal et l'effort normal qui lui correspondant).

Pour le ferraillage de parois latérales du caisson on adopte celle de la paroi coté bassin (les moments exercé sont plus proche, vu qu'il y a pas d'agitation).

En ce qui concerne le ferraillage de la paroi coté large on la subdivisé en deux section (partie courante et partie de bord), vu qu'il y a une distribution différentes des moments.

Béton: fc_{28} = 30,0 (MPa) Acier: fe = 400,0 (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 1991 modifié1999

- Calcul de Section en Flexion composé

Calcul de ferraillage :

ELU : état limite ultime
ELS : état limite de service
ACC : accidentelles

Tableau IV.8 moment et effort normale de la paroi coté large

	ELU	ELS	ACC
$\mathbf{M_{xx}(t.m)}$	9.1	7	4
$\mathbf{N_{xxcoresspondant}(t)}$	7.1	5.1	4.1
$\mathbf{M_{yy}(t.m)}$	60	44.7	0
$\mathbf{N_{yycoresspondant}(t)}$	20	15	13.5

ELU/ELS :

Selon l'axe xx :

A_S= 10 cm^2 ⟶ HA16/10

Selon l'axe yy :

A_S= 8 cm^2 ⟶ HA16/25

ACC :

Selon l'axe xx :

A_S= 6 cm^2 ⟶ HA16/28

Selon l'axe yy :

A_S= 6 cm^2 ⟶ HA16/28

A_{min}= $0.23 b_0 d \frac{fc28}{fe}$ = 5.36 cm^2

Paroi coté bassin :

Tableau IV.9 moment et effort normale de la paroi coté bassin(courante)

	ELU	ELS	ACC
$\mathbf{M_{xx}(t.m)}$	18	13.5	44
$\mathbf{N_{xxcoresspondant}(t)}$	28	21	42
$\mathbf{M_{yy}(t.m)}$	46	34	107
$\mathbf{N_{yycoresspondant}(t)}$	13	11	100

ELU/ELS :

Selon l'axe xx :

A_S= 14 cm^2 ⟶ HA20/20

Selon l'axe yy :

A_S= 50 cm^2⟶ HA25/10

ACC :

Selon l'axe xx :

A_S= 60 cm^2⟶ HA25/10

Tableau IV.10 moment et effort normale de la paroi coté bassin(bord)

	ELU	ELS	ACC
$M_{xx}(t.m)$	70	52	93
$N_{xxcoresspondant}(t)$	113	65	145
$M_{yy}(t.m)$	50	37	50
$N_{yycoresspondant}$ (t)	162	121	173

ELU/ELS :

Selon l'axe xx :

A_S= 60 cm^2 ⟶ HA25/10

Selon l'axe yy :

A_S= 110 cm^2⟶ HA32/10

ACC :

Selon l'axe xx et yy :

Renforcement par HA32/10.

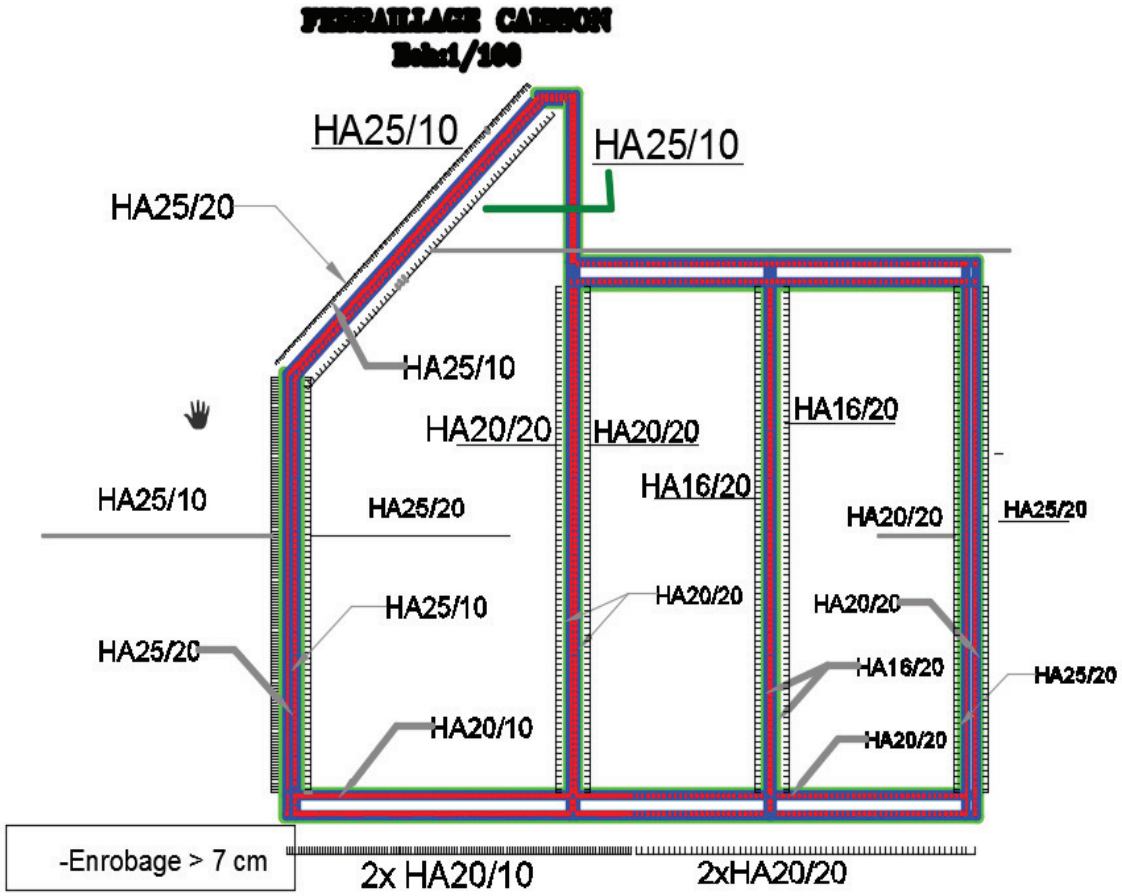


Figure IV.16 Schéma représente la répartition de ferraillage dans le caisson

Remarque :le calcul de ferraillage se fait à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT

CHAPITREV: ESTIMATIONDES QUANTITESET DESCOUTSDEREALISATION :

L'estimation du prix de revient de la construction des deux types de digue ;
Dans une première étape on a déterminé les quantités de matériaux et par la suite le cout de réalisation en appliquant les prix des entreprises spécialisés en travaux maritimes ; Les tableaux suivants englobent les résultats trouvés

Tableau V.1 digue à talus

V.1. DIGUE A TALUS				
Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant(DA)
Fourniture, le transport et la mise en place du tout-venant de carrière (0–500kg)	T	2 600 000	1500	3 900 000 000.00
Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (1-3t) pour sous-couche.	T	500 000	2500	1 250 000 000.00
Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (3–6t) pour sous-couche.	T	395 000	2500	987 500 000.00
Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (3–6t) pour la butée.	T	200 000	2500	500 000 000.00
Préfabrication du béton n° 2, transport et mise en place des blocs cubiques rainurés de 50 T.	M^3	160 000	25000	4 000 000 000.00
Préfabrication du béton n° 2, transport et mise en place des blocs cubiques rainurés de 40T.	M^3	76 000	25 000	1 900 000 000.00
Préfabrication du béton n° 2, transport et mise en place des blocs cubiques rainurés de 30T.	M^3	22 000	25000	550 000 000.00
Préfabrication du béton n° 2, transport et mise en place des blocs cubiques rainurés de 20 T	M^3	11 000	25 000	275 000 000.00
Fabrication, le transport et la mise en œuvre du béton n° 2 pour la dalle de roulement et mur de garde.	M^3	120 000	25 000	3 000 000 000.00
Fourniture, façonnage et mise en place des aciers àhaute adhérence de tous diamètre pour le couronnement et mur de garde	T	4000	150 000	600 000 000.00
Fourniture, transport et la mise en place du polystyrène ep 20mm pour les joints.	M^3	9500	2000	19 000 000.00
Cout total du caisson				16 891 500 000

Tableau V.2 digue verticale

V.2. DIGUE VERTICALE				
Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Fourniture, le transport et la mise en place du tout-venant de carrière (1–500kg)	T	1 100 000	1 500	1 650 000 000.00
Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (40-70kg)	T	91 000	2500	227 500 000.00
Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (0,5-1t) sous-couche.	T	155 000	2500	387 500 000.00
Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (1-3t).	T	245 000	2500	612 500 000.00
Fourniture, le transport et la mise en place des enrochements (3–6t).	T	230 000	2500	575 000 000
la fourniture et la mise en place de géotextile de séparation de type S72 ou similaire entre la couche de fondation et la couche de protection	M^2	45 000	2000	90 000 000.00
fabrication et la mise en œuvre du béton type 1 pour les caissons y compris le ferraillage et toutes sujétions.	M^3	120 000	40 000	4 800 000 000.00
transport et mise en place des caissons type 1	U	47	#######	705 000 000.00
préfabrication, le transport et la mise en place des dallette en béton type 2.	M^3	2000	25 000	50 000 000.00
fabrication et la mise en œuvre du béton type 2 pour les caissons. y compris, le ferraillage	M^3	2500	40 000	100 000 000.00
transport et mise en place des caissons type 2	U	1	#######	15 000 000.00
Fourniture, le transport et la mise en place de sable à l'intérieur du caisson type 2.	T	25 400	2000	50 800 000.00
Fourniture, le transport et la mise en place de sable à l'intérieur du caisson type 1	T	1 000 000	2000	2 000 000 000.00
Cout total				11 263 300 000.00

Comparaison technico-économique des variantes :

La comparaison des deux variantes est en fonction des critères techniques et économiques nous permet de choisir entre les deux variantes étudiées.

	Variante digue à talus	Variante digue verticale
Cout	B	A
Délais	B	A
Entretien et durabilité	A	B
Moyen d'exécution et accessibilité	B	A
	3B+A	3A+B

A-Favorable.

B-Défavorable.

V.3.Conclusion :

Après comparaison il ressort que la digue verticale est plus avantageuse en termes de prix et de délai et moyen d'exécution et accessibilité.

BIBLIOGRAPHIE :

COURS :

M. BENREDOUANE : Cours de béton armé 4ème année. École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2015-2016).

M. BENOUCHFOUNE : Cours de résistance des matériaux 3ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2014-2015).

M. BENABDELLOUAHAB : Cours de mécanique des sols 4ème année. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie. (Année 2015-2016).

M. BOUHNICHE : cours de travaux maritimes. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP). Année (2016-2017).

REGLEMENT:

Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62, titre 1er du CCTG

Règlement Parasismique algérien RPA (99/version 2003).Ministère des Travaux Publics (MTP), Algérie.

LIVRE :

"Manual on the use of rocks in coastal and shoreline engineering". CIRIA Special publication 83 / CUR Report 154, 1991.

J.CHAPON : Travaux Maritimes TOM I (Année 1972). Ed. Eyrolles 1984, Paris, France.

J.CHAPON : Travaux Maritimes TOM II (Année 1974). Ed. Eyrolles 1975, Paris, France.

Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan.

SITES INTERNET :

www.wikipedia.com

www.techniques-ingenieur.fr

LOGICIEL:

Robot et Robot expert

Autocad.

AUTRES:

Archive LEM