

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



UMMTO

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
En vue de l'obtention du Diplôme de Master
SPECIALITE : Génie civil
Option : Géotechnique

Thème

*Etude de la digue principale du port de
plaisance « Sidi-Khlifa »
(Azeffoun-Tizi Ouzou)*

Présenté par :

M^{elle} ZEKRINI Nassima

Devant les membres du Jury

Mr KAHIL Amar

Mr GABI Smail

M^{me} Ait Bachir Samia

Président

Promoteur

Examinatrice

Promotion 2020/2021

Remerciement :

*Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à mon encadrant **Mr GABI Smaïl** (professeur au département Génie Civil, Université de Tizi Ouzou) pour l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer afin d'avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse.*

*J'exprime ma vive reconnaissance à Monsieur **KAHIL Amar** et Madame **Aït Bachir samia** qui me feront l'honneur d'examiner ce travail.*

*Je remercie aussi **Mr Sadoudi. R** chef de service maritime de la direction des travaux Publics de la willaya de Tizi-Ouzou pour toutes les informations qu'il m'a fournit et sa concrète contribution à la réalisation de ce travail.*

*Comme je tiens à remercier **M^{elle} Deghouf. L** (Doctorante au département Génie Civil, Université du Tizi Ouzou) à qui je dois de la gratitude et du respect pour son aide et ses conseils qui ont guidé ma recherche.*

Pour finir, je tiens à remercier tout mes enseignants de l'option géotechnique ainsi toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire dans de bonnes conditions, en l'occurrence ma chère famille.

Dédicace :

Je dédie ce travail :

À mes chers parents avec tous mes sentiments de respect, de gratitude et de reconnaissance pour tous leurs sacrifices déployés pour m'élever dignement et être ce que je suis.

À mes frères et sœurs pour leurs encouragements et leurs soutiens en particulier mon grand frère pour ses efforts et ses conseils afin de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

À mes neveux : Ghilas, Nabil et Elyan

À tous mes amis et tous ceux qui me sont chers. . .

Nassima

Résumé

La réalisation d'un nouveau port de plaisance s'enregistre dans le cadre de la réalisation de la zone d'expansion des sites touristiques de « Sidi-Khlifa », commune d'azeffoun qui a pour but d'accentuer le tourisme dans cette région.

La réalisation de ce port nécessite au préalable une étude de site d'implantation et une étude approfondie des différents éléments qui le constituent tels que les ouvrages de protection contre la houle qui doivent être dimensionnés et conçus afin d'assurer une stabilité du celui-ci.

L'objectif de ce travail est l'étude de la jetée principale du port d'azeffoun qui est conçue en tant que digue à talus, il s'agit donc de sa conception et l'étude de sa stabilité à l'aide de logiciel plaxis tout en évaluant la sensibilité du facteur de sécurité.

Le calcul du facteur de sécurité est basé sur la méthode des éléments finis en se servant du modèle de Mohr Coulomb. La stabilité de la digue à talus est assurée quand le facteur de sécurité est supérieur à la valeur 1,4.

On a donc suivi la variation de facteur de sécurité dans le cas d'une mer calme, et également dans le cas d'une excitation dynamique sous l'effet de mouvement de la houle.

Mots clefs :

Port, plaisance, houle, Mohr coulomb, coefficient de sécurité, Plaxis.

Abstract

The construction of a new marina is part of the realization of the zone of expansion of tourist sites (ZEST) of "Sidi khelifa" commune of Azzefoun, aims to increase tourism in this region,

The construction of this requires a preliminary study of the implantation site an in-depth study of the various elements which constitute it such as the structures of protection against the swell wich must be dimensioned and designed in order to ensure its stability.

The objective of this work is the study of the main jetty of the port of azeffoun which is designed as an embarkement dyke, it is therefore about its design and the study of its stability using software plaxis while evaluating the sensitivity of the safety factor.

The calculation of the safety factor is based on the finite element methode using the Mohr Coulomb model. The stability of the embarkement is ensured when the safety factor is greater than the value 1,4.

We therefore followed the variation of the safety factor in the case of a calm sea, and also in the case of a dynamic excitation under the effect of movement of the swell.

Key words:

Harbor, yachting, swell, Mohr coulomb, safety factor, Plaxis.

SOMMAIRE

Introduction générale :	1
-------------------------------	---

CHAPITRE I

Introduction :	2
I.1 Définition d'un port de plaisance :	2
I.1.1 Exemple des ports de plaisance en Algérie :	2
I.1.2 Aménagement portuaire :	3
I.1.2.1 Terre- pleins :	3
I.1.2.2 Les ouvrages extérieurs :	3
I.1.2.3 Les ouvrages intérieurs :	5
I.2 Les digues maritimes:	7
I.2.1 Définition :	7
I.2.2 Différents types de digues maritimes :	8
I.2.3 Digue à talus et sa composition :	10
Conclusion :	13

CHAPITRE II

II.1 Intitulé du projet :	14
II.1.1 Estimation surfacique des principaux espaces qui composent le port :	14
II.1.2 Intérêt pour la commune :	14
II.1.3 Situation géographique d'azeffoun :	15
II.1.4 Analyse du milieu physique :	16
II.2 Situation géographique de site d'implantation du projet :	17
II.2.1 Données géotechniques sur le site retenu (crique oued sef saf) :	18
II.2.1.1 Essais en laboratoire :	18
II.2.1.2 Essais in situ :	20
II.2.2 Données météorologiques :	22
II.2.2.1 Données climatiques :	22

SOMMAIRE

II.2.3	Données physiques :	23
II.3	Aménagement du projet :	24
II.3.1	Description des ouvrages :	25
II.3.1.1	Les ouvrages d'accostage :	25
II.3.1.2	Terre-plein et protection des talus :	25
II.3.1.3	Dragage :	26
II.3.1.4	Route d'accès au port :	26
II.3.2	Elaboration des variantes d'aménagement :	26
II.3.2.1	Description des variantes d'aménagement :	26
II.3.2.2	Description des variantes supplémentaires :	28
II.3.2.3	Description de la variante optimale :	29
	Conclusion :	31

CHAPITRE III

	Introduction :	32
III.1	Performance hydraulique :	32
III.1.1	Définitions de quelques paramètres clés :	32
III.1.2	Données de base relatives au port de Sidi-Khlifa:	36
III.2	Réponse structurelle aux actions hydrauliques.	40
III.2.1	Soubassement :	40
III.2.2	Noyau :	41
III.2.3	Cavaliers de pied :	41
III.2.4	Sous-couches:	41
III.2.4.1	Géométrie des sous-couches:	41
III.2.4.2	Filtre granulométrique et son rôle	43
III.2.4.3	Filtre hydraulique :	44
III.2.5	Carapace :	44
III.2.5.1	Les formules de stabilité existantes :	45

SOMMAIRE

III.2.5.2	Paramètres liés à l'enrochement naturel :.....	46
III.2.5.3	Critère de dommage :.....	47
III.2.5.4	Porosité :.....	49
III.2.5.5	Influence de la gradation de l'enrochement sur la stabilité :.....	49
III.2.5.6	Influence de la forme de l'enrochement sur la stabilité :.....	50
III.2.5.7	Carapace en enrochement artificiel :	50
III.2.6	Butée de pied et protection anti-affouillement :	59
III.2.7	Couronnement :	60
III.2.8	Talus arrière et crête des ouvrages :	63
III.2.8.1	Talus arrière :.....	63
III.2.8.2	Crête :.....	64
III.2.9	Musoir :.....	65
III.2.10	Coude :.....	66
III.2.11	Enracinement :.....	66
III.3	Application au port d'azeffoun :.....	67
III.3.1	Principe de dimensionnement :.....	67
III.3.1.1	Calcul d'épaisseur et poids des blocs de la carapace :.....	69
III.3.1.2	Dimensionnement des couches filtres :	71
III.3.1.3	Dimensionnement de la butée de pied :.....	71
III.3.1.4	Le noyau :.....	71

CHAPITRE IV

	Introduction :.....	73
IV.1	Définition du modèle réduit :.....	73
IV.1.1	Canal à houle:	73
IV.1.2	Objectif de l'étude :	75
IV.1.2.1	Choix de l'échelle :.....	75

SOMMAIRE

IV.1.2.2	Distorsions :	76
IV.2	Construction du modèle :	77
IV.2.1	Matériaux de construction utilisés dans cette étude :	78
IV.2.2	Les moyens d'essai :	78
IV.2.2.1	Génération de la houle :	78
IV.2.2.2	Mesure de la houle :	79
IV.2.2.3	Paramètres liés à la houle :	79
IV.2.2.4	Observations effectuées et moyens mis en œuvre :	79
IV.2.3	Conditions des essais :	80
IV.2.3.1	Niveau d'eau :	80
IV.2.3.2	Les houles :	80
IV.2.4	Construction de la digue à talus dans le canal :	81
IV.2.4.1	Conduite des essais :	81
IV.2.4.2	Calibration du modèle :	81
IV.2.4.3	Description de la variante (1) :	81
IV.2.4.4	Description de la variante 02 :	85
IV.2.4.5	Description de la variante 3 :	90
IV.2.4.6	Description de la variante N°04 :	94
IV.2.4.7	Description de la variante N°05 :	99
	Conclusion :	104

CHAPITRE V

	Introduction :	105
V.1	Présentation du code plaxis_V8. :	105
V.1.1	Les types de comportement des matériaux (Material type).....	106
V.1.2	Les modèles des matériaux	107
V.2	Les démarches de modélisation du projet avec le code Plaxis:	111
V.2.1	Géométrie	111

SOMMAIRE

V.2.2	Définition des paramètres des matériaux.....	111
V.2.3	Maillage	113
V.2.4	Conditions aux limites	113
V.2.5	Les conditions initiales	114
V.3	Phases de calculs :.....	115
V.3.1	Première phase :.....	115
V.3.2	Deuxième Phase :	115
V.3.3	Troisième phase :.....	115
V.4	Visualisation des résultats :.....	116
V.4.1	Déformation du maillage :.....	116
V.4.2	Déplacements totaux :.....	117
V.4.3	Contraintes effectives	117
V.4.4	Pressions interstitielles (actives) :.....	118
V.4.5	Déplacement vertical du point H:.....	119
V.4.6	Etude de comportement de la digue en présence des vagues :.....	120
V.4.7	Déplacement total de la digue en présence des vagues :.....	122
V.4.8	Contraintes effectives :.....	123
V.5	Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :.....	124
V.5.1	Vérification de la stabilité de la digue:.....	125
V.5.1.1	Coefficient de sécurité en cas d'une mer calme :.....	125
V.5.1.2	Coefficient de sécurité pendant la succession des trois vagues :.....	125
V.5.1.3	Interprétation :	127
	Conclusion :.....	128

Listes des tableaux

CHAPITRE II

Tableau II.01 Estimation surfacique des principaux espaces du port.....	14
Tableau II.02 Résultats des essais de laboratoire.	19
Tableau II.03 Classification de la roche selon DEER	21
Tableau II.04 La qualité de la roche des sondages	21
Tableau II.05 Résultats des essais préssiométriques.	22

CHAPITRE III

Tableau III.01 Niveaux d'eau le long de la cote algérienne.....	37
Tableau III.02 Houle équivalente	37
Tableau III.03 Caractéristiques de la houle au large pour les périodes de retour.....	38
Tableau III.04 Résultats du calcul des houles équivalentes	39
Tableau III.05 Résultats du calcul de la réfraction.....	40
Tableau III.06 Différents paramètres de calcul des couches et des carapaces d'encrochements.	42
Tableau III.07 Coefficient de stabilité KD en fonction des dommages.....	46
Tableau III.08 Exemples de blocométrie d'encrochement moyen et gros (Guide encrochement)	47
Tableau III.09 Niveau de dommage en fonction de l'angle du talus (Guide encrochement) ..	48
Tableau III.10 Comparaison entre les techniques de placement	58

CHAPITRE IV

Tableau IV.01 Matériaux de construction utilisés	78
Tableau IV.02 Récapitulatif de la houle à -20m	81
Tableau IV.03 Résultats des essais de la variante 01.....	84
Tableau IV.04 Résultat des essais de la variante 02	88
Tableau IV.05 Résultat des essais de la variante 03	92
Tableau IV.06 Résultats des essais de la variante 04.....	96
Tableau IV.07 Résultats des essais de la variante 05.....	101

Listes des tableaux

Tableau IV.08 calculs des débits de franchissement de la variante 05	101
---	-----

CHAPITRE V

Tableau V.01 Propriétés des matériaux constituant la structure	112
Tableau V.02 Déplacement vertical du point H pendant les quartes étapes	120
Tableau V.03 Les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.	124

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.01 Exemple d'un port de plaisance	1
Figure I.02 Port de Sidi-Fredj	2
Figure I.03 Ouvrage composants d'un port.....	3
Figure I.04 Exemples des digues maritimes	4
Figure I.05 Exemple d'un quai.....	5
Figure I.06 Images représentatives de duc d'Albe et appontement	6
Figure I.07 Exemples des jetées.....	6
Figure I.08 Schéma explicatif d'une digue à talus	7
Figure I.09 Schéma d'une digue verticale.....	8
Figure I.10 Schéma d'une digue mixte	9
Figure I.11 Schéma d'une digue à talus	9

Chapitre II

Figure II.01 Situation géographique d'azeffoun	14
Figure II.02 Situation géographique de site « Crique Oued Sef-Saf »	17
Figure II.03 La zone retenue	17
Figure II.04 Profil d'aménagement du port de plaisance de Sidi Khelifa.....	28

Chapitre III

Figure III.01 Interaction hydrauliques liées à la houle (Guide Enrochement.....	32
Figure III.02 Schéma représentatif des caractéristiques de la houle.....	33
Figure III.03 Phénomène de réfraction de la houle (Research Gate).....	34
Figure III.04 Phénomène de diffraction (Philippe-Bœuf)	34
Figure III.05 Phénomène de déferlement (Canalblog)	35
Figure III.06 Houles susceptibles d'atteindre le site retenu.....	38
Figure III.07 Profil d'un ouvrage endommagé représenté par le niveau de dommage S (Van der Meer 1987).....	48
Figure III.08 Différentes formes des blocs artificiels	51
Figure III.09 Principe de pose des blocs cubiques rainurés (BCR).....	55

Liste des figures

Figure III.10 Présentation de différents types de blocs	56
Figure III.11 Plan de pose des tétrapodes	56
Figure III.12 Schéma de placement alternatif de blocs antifer dans le cas de deux couches (Yagci et Kapdasli, 2020).....	57
Figure III.13 Diverses méthodes de placement dans les essais de Frens (2007)	58
Figure III.14 Coupe classique de digue à talus avec une butée de pied	60
Figure III.15 Schéma explicatif por évaluation de la stabilité du talus arrière (Guide enrochement).....	63
Figure III.16 Plan classique d'un musoir de digue constitué de blocs tétrapodes (Ashdod)..	66
Figure III.17 Technique de placement des blocs cubiques rainurés de type Antifer.....	70

Chapitre IV

Figure IV.01 Exemple d'un canal à houle	74
Figure IV.02 Description d'un canal à houle	74
Figure IV.03 Profil testé en canal.....	75
Figure IV.04 Profil de la variante N° 01	82
Figure IV.05 Vue en général de la variante N° 01	82
Figure IV.06 Vue du côté extérieur de la variante N° 01.....	83
Figure IV.07 Vue du côté extérieur de la variante N° 01.....	83
Figure IV.08 Vue en générale de la variante N°01 après l'essai	84
Figure IV.09 Vue du talus intérieur de la variante N°01 après essai	85
Figure IV.10 Vue du talus extérieur de la variante N°01 après essai	85
Figure IV.11 Profil de la variante N°02	85
Figure IV.12 Vue en générale de la variante N°02 avant essai.....	86
Figure IV.13 Vue du talus intérieur de la variante N°02 avant l'essai	86
Figure IV.14 Vue de la variante N°02 durant l'essai de la houle biennale.....	87
Figure IV.15 Vue en générale de la variante N°02 après l'essai	89
Figure IV.16 Vue du talus extérieur de la variante N°02 après l'essai.	89
Figure IV.17 Vue du talus intérieur de la variante N°02 après l'essai.....	90
Figure IV.18 Profil de la variante N°03	90
Figure IV.19 Vue en générale de la variante N°03 avant l'essai	91
Figure IV.20 Vue du talus extérieur de la variante N°03 avant l'essai.....	91

Liste des figures

Figure IV.21 Vue du talus intérieur de la variante N°03 avant l'essai	91
Figure IV.22 Vue en générale de la variante n°03 après l'essai	93
Figure IV.23 Vue de la carapace de la variante n°03 après l'essai	93
Figure IV.24 Vue du talus intérieur de la variante 03 après l'essai	94
Figure IV.25 Profil de la variante n°04	94
Figure IV.26 Vue en générale de la variante N°04 avant l'essai	95
Figure IV.27 Vue du talus extérieur de la variante n°04 avant l'essai.....	95
Figure IV.28 Vue du talus intérieur de la variante n°04 avant l'essai	95
Figure IV.29 Vue de la variante n°04 après l'essai.....	97
Figure IV.30 Vue du talus extérieur de la variante n°04 après l'essai	97
Figure IV.31 Vue en haut du talus extérieur de la variante n°04 après l'essai	98
Figure IV.32 Vue du talus extérieur de la variante n°04 après l'essai	98
Figure IV.33 Vue du haut du talus intérieur de la variante n°04 après l'essai.....	98
Figure IV.34 Profile de la variante n°05	99
Figure IV.35 Vue en générale de la variante n°05 avant l'essai	99
Figure IV.36 Vue de la berme de la carapace de la variante n°05 avant l'essai	100
Figure IV.37 Vue en générale de la variante n°05 après l'essai	102
Figure IV.38 Vue de la berme de la carapace de la variante n°05 après l'essai	102
Figure IV.39 Vue du talus extérieur de la variante n°05 après l'essai	103
Figure IV.40 Vue du talus extérieur de la variante n°05 après l'essai	103

Chapitre V

Figure V.01 Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément de sol	106
Figure V.02 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr Coulomb.....	107
Figure V.03 Fenêtre des paramètres avancées du model Mohr-coulomb.	109
Figure V.04 Fenêtre des paramètres avancées du model élastique linéaire.	110
Figure V.05 Coupe transversale de la section étudiée.....	112
Figure V.06 Les différents matériaux constituant la structure.	113
Figure V.07 Génération de maillage.	113
Figure V.08 Conditions aux limites.	114
Figure V.09 Les contraintes initiales et pressions interstitielles initiales.....	115
Figure V.10 Déformation du maillage pendant les quatre étapes	116

Liste des figures

Figure V.11 Déplacement totaux du sol/structure pendant les quatre étapes.....	117
Figure V.12 Les contraintes effectives visualisées pendant les quatre étapes.	118
Figure V.13 Les pressions interstitielles enregistrées pendant les quatre étapes du calcul...	119
Figure V.14 Positions des points : A, B, D, E, F, G, H, I.....	119
Figure V.15 Déplacement du point H pendant les quartes étapes.	120
Figure V.16 La charge dynamique due à la présence des vagues utilisée dans la modélisation.	121
Figure V.17 Identification de la charge dynamique sur plaxis.....	122
Figure V.18 Les déplacements totaux de la digue en présence des vagues.	122
Figure V.19 Les contraintes effectives visualisées pendant la succession des trois vagues .	123
Figure V.20 Déplacement latéral de quelques points de la digue en présence de vagues.....	123
Figure V.21 Coefficient de sécurité en cas d'une mer calme, $Fs = 1.704$	125
Figure V.22 Coefficient de sécurité après la première vague, $Fs = 1.707$	125
Figure V.23 Coefficient de sécurité après la deuxième vague, $Fs = 1.707$	126
Figure V.24 Coefficient de sécurité après la troisième vague, $Fs = 1.703$	126

Liste des notations et abréviations :

N.R : niveau minimal moyen.

T.A : Tirant d'eau.

TN : Terrain naturel.

D : Cercle de diamètre.

L : longueur du plus grand navire.

HA : Hectare.

T : tonne.

Kg : Kilogramme.

g : Gramme.

Km : Kilomètre.

m : mètre.

ml : Mètre linéaire.

cm : Centimètre.

s : seconde.

H : hauteur de houle.

H₀ : Hauteur de la houle au niveau de repos

L : longueur d'onde.

T : période de la houle.

a : amplitude de la houle.

g : cambrure.

c : célérité.

d : profondeur.

b₀ : Largeur du front de vague au large.

b₁ : Largeur du front de vague.

L₀ : La longueur d'onde au large.

L : La longueur d'onde.

NGA : Nivellement général algérien.

H_s : Amplitude de la houle au large.

H_p : Houle de projet.

K_r : Coefficient de réfraction.

K_t : Coefficient de transmission.

T_p : Période de pointe.

Liste des notations et abréviations :

- W**: poids des blocs de la carapace.
- γ_s : Poids spécifique des blocs ou enrochements.
- γ_h : Poids spécifique de l'eau de mer.
- α : L'angle formant le parement de la digue avec l'horizon.
- K_D : Coefficient de stabilité des blocs.
- H_b : Hauteur significative de la houle de projet.
- e** : l'épaisseur de la carapace
- n** : nombre de couches.
- KA** : Coefficient de la couche.
- W'** : Poids unitaire des blocs de la butée.
- H** : la cote d'utilisation d'enrochement.
- h** : cote de la butée par rapport au niveau de repos.
- V**: Vitesse caractéristiques (vitesse orbitale, Célérité,).
- g** : Accélération de la pesanteur.
- D** : Dimension caractéristique.
- v** : Viscosité cinématique du fluide.
- γ_r : Masse spécifique du matériau constituant les blocs.
- γ_w : Masse spécifique de l'eau.
- γ_h : densité apparentes.
- v** : volume du bloc.
- P** : indice des vides.
- D_{n50}** : Diamètre nominal de l'enrochement.
- S** : niveau de dommage adimensionnel.
- A_e**: surface érodée autour du niveau de l'eau au repos.
- N_{od}** : nombre de blocs déplacés.
- N_d** : Pourcentage de dommage.
- BCR** : Blocs cubiques rainurés.
- Enr** : Enrochement naturel.
- TVC** : Tout venant de Carrière.
- RN** : Route nationale.
- Sc** : Sondage
- RQD** : Rock Quality Designation.

Liste des notations et abréviations :

ONSM : Office national de signalisation maritime.

RTK: Real Time Kinematic.

UTM : Universel Transverse Mercator

SSMO: Summary of Synoptic Meteorological Observations.

RPA : Règles parasismiques algériennes.

ZEST : Zone d'expansion des sites touristiques.

LEM : Laboratoire d'Etudes Maritimes, Djennane El Malik, Hydra-Alger.

DTP-TO : Direction des travaux publics de Tizi-Ouzou.

Introduction générale

Introduction générale

L'évolution des ouvrages portuaires a marqué sa place à l'échelle mondiale, vu le rôle important que joue un port dans l'économie d'un pays. Cette évolution englobe tous les types d'ouvrages maritimes ainsi que les différents éléments qui les constituent.

Parmi les différents types d'aménagements portuaires, la digue assure des rôles très importants, car les littoraux maritimes sont des lieux très fragiles qui subissent les attaques incessantes des courants marins et des vagues avec des événements extrêmes conjonctifs, en plus, le changement climatique pourrait avoir des conséquences importantes sur les conditions hydrodynamiques futures en zone côtière et donc sur les ouvrages maritimes. Afin de protéger les littoraux maritimes de ces effets dévastateurs, les digues à talus sont le plus souvent utilisées. Ce type de digue est intéressant, en plus de sa facilité de réalisation, parce que le talus côté mer dissipe plus l'énergie de la houle que d'autres types d'ouvrages.

Vu tous ces rôles, il urge de faire une étude approfondie sur la stabilité d'un tel ouvrages. Le présent rapport se propose d'étudier la stabilité de la jetée principale du port de sidi-khlifa-d'azeffoun dans la wilaya de Tizi ouzou qui est dans sa structure une digue à talus.

Le but c'est de déterminer le comportement de ce type d'ouvrage sous l'effet des forces agissants sur lui, afin d'étudier sa stabilité.

Pour mener à terme ce travail, on l'a décomposé en cinq chapitres :

- Le premier chapitre contient toutes les généralités sur les ports, ainsi que les digues maritimes.
- Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du projet et la description de la zone d'étude.
- Le troisième chapitre traite l'étude et la conception de la digue à talus.
- Le quatrième Chapitre consiste à l'étude de la digue sur model réduit.
- Le cinquième chapitre est consacré à la modélisation de la digue à l'aide de logiciel Plaxis afin d'étudier sa stabilité.

Chapitre I

Généralités

Introduction :

Si les ports de commerce font partie des infrastructures de transport, ce n'est pas le cas pour les ports de plaisance. La vocation des premiers consiste à accueillir des navires de commerce et à permettre leur chargement et déchargement, tandis que les ouvrages affectés à la navigation de plaisance ont pour finalité le développement du tourisme ainsi que la pratique des loisirs et des activités sportives nautiques

I.1 Définition d'un port de plaisance :

Un port de plaisance est un port situé en bord de mer, destiné aux activités des loisirs maritimes et principalement aménagés pour les navigations de plaisance.

Il accueille des bateaux résidant à l'année ou des bateaux visiteurs (de passage) en offrant des services variables d'un port à l'autre.

Un port littoral de plaisance offre généralement plusieurs centaines de places de taille variable pour des bateaux allant d'environ 5 mètres à une vingtaine de mètres de longueur.



Figure I.01 Exemple d'un port de plaisance

I.1.1 Exemple des ports de plaisance en Algérie :**➤ Le port de plaisance de Sidi-Fredj :**

Situé à l'ouest d'Alger en bord de mer, il comporte deux jetées destinées à protéger les embarcations de l'action des houles et des marées.

Il a été construit en 1971, sa capacité est de 450 embarcations de plaisance de 4.5 m à 15m de long. Le port a été dragué au niveau de sa passe d'entrée en 2006.



Figure I.02 Port de Sidi-Fredj

I.1.2 Aménagement portuaire :

I.1.2.1 Terre- pleins :

Elles doivent permettre d'accéder aux automobiles aussi près que possible des bateaux, car un certain nombre des charges doivent être transférées les uns aux autres.

L'estimation de besoins en stationnement doit prendre en compte le parc prévisionnel en distinguant les différentes catégories d'utilisateurs (permanents, en escale, à la journée). Dans la mesure du possible, la distance entre l'aire de stationnement et la zone desservie par cette aire, ne doit pas être supérieure à 150 m.

Les aménagements portuaires comprennent, selon une distinction traditionnelle :

- **les ouvrages extérieurs** : chenal d'accès, digues de protection contre la houle et avant port,
- **les ouvrages intérieurs** : qui permettent au port de tenir son rôle : darses, quais, appontements, les équipements servant à la navigation tels que phares, balises, feux des musoirs.

I.1.2.2 Les ouvrages extérieurs :

❖ Le chenal d'accès :

Le chenal d'accès est la voie d'accès à un port dans lequel un navire disposera de la plus grande profondeur d'eau sous la quille, lui permettant de progresser en toute sécurité.

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 transversal par rapport au vent ou au courant.

La profondeur du chenal tient compte:

- Du niveau de référence (niveau minimal moyen) N.R.

- Du tirant d'eau admis (T.A).
- Des mouvements verticaux du navire, sous l'effet de l'enfoncement du à la vitesse au cours de l'entrée « squat » et des mouvements dus à la houle.
- Du pied de pilote : marge minimale permise sous la quille du navire ; 0,5 en temps normal, que l'on peut réduire à 0,3 pour les petits bateaux porté à 1,00 m pour des fonds rocheux.
- De la différence entre le niveau nominal du fond et le niveau nominal de dragage du Chenal, correspondant à la plus grande épaisseur de dépôts de sédiments entre deux campagnes de dragage.

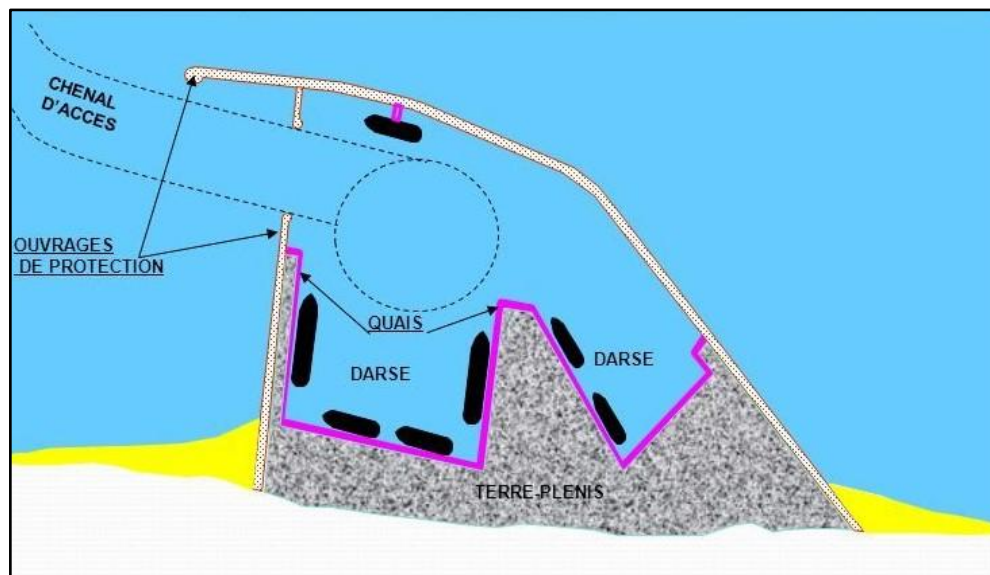


Figure I.03 Ouvrage composants d'un port

❖ L'avant port :

Un **avant-port** est un port implanté en aval du port traditionnel afin de bénéficier de conditions nautiques mieux adaptées à l'accueil des navires modernes, il est protégé de la houle par des digues,

❖ La digue :

Elles protègent l'avant-port contre l'agitation due à la houle et sont conçues pour résister à l'assaut des vagues.



Figure I.04 Exemples des digues maritimes

I.1.2.3 Les ouvrages intérieurs :

❖ 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".

❖ Ouvrages d'accostage et d'amarrage :

Le long des bassins sont établis des ouvrages sur lesquels les navires viennent accoster et s'amarrer pour débarquer ou embarquer les passagers. Lorsque ces ouvrages jouent un rôle de soutènement des terres, permettant la réalisation de zones de manœuvre pour les engins de manutention jouxtant le front d'accostage, on les désigne par le terme de quais. Lorsqu'ils sont implantés à quelque distance du rivage, on les qualifie généralement d'appontements (ou s'ils en sont très éloignés).

• Le quai :

Un quai est un ouvrage remplissant les trois fonctions d'accostages et d'amarrage, de liaison avec la terre. Il doit résister :

- ✓ **aux efforts horizontaux :**
 - d'accostage.
 - d'amarrage.
 - à la poussée des remblais.
- ✓ **aux efforts verticaux**
 - de son poids propre.
 - des engins de manutention.
 - des charges sur le terre-plein.

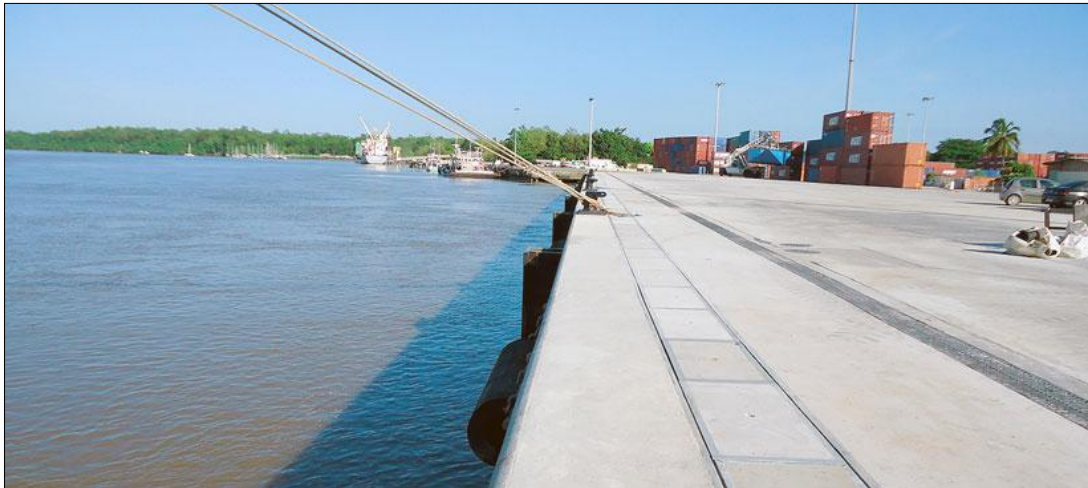


Figure I.05 Exemple d'un quai

- **L'appontement :**

Un **appontement** désigne une plate-forme fixe supportée par des pieux ou pilotis et servant à l'accostage et l'amarrage des bateaux.

Un appontement remplit les deux premières fonctions. C'est un ouvrage d'accostage permettant le chargement et le déchargement des navires. Les appontements doivent assurer la descente des charges pondérales (essentiellement verticales : stockage, manutention), des Charges liée aux outillages (comportant une composante horizontale non négligeable) et des actions liées aux navires (essentiellement horizontales : amarrage et accostage)

- **Le duc d'Albe :**

Un duc d'albe remplit seulement la première de ces fonctions. Il permet au bateau de rester en eau profonde et de suivre les variations de niveau du plan d'eau dans sa limite de sa hauteur. On utilisera également le duc d'albe qui est, dans sa conception actuelle, un pieu métallique planté verticalement dans le lit de la rivière.

- **Cale d'halage :**

Plan incliné muni de rails, sur lequel on hisse les navires de petit tonnage pour les mettre hors d'eau et les réparer.

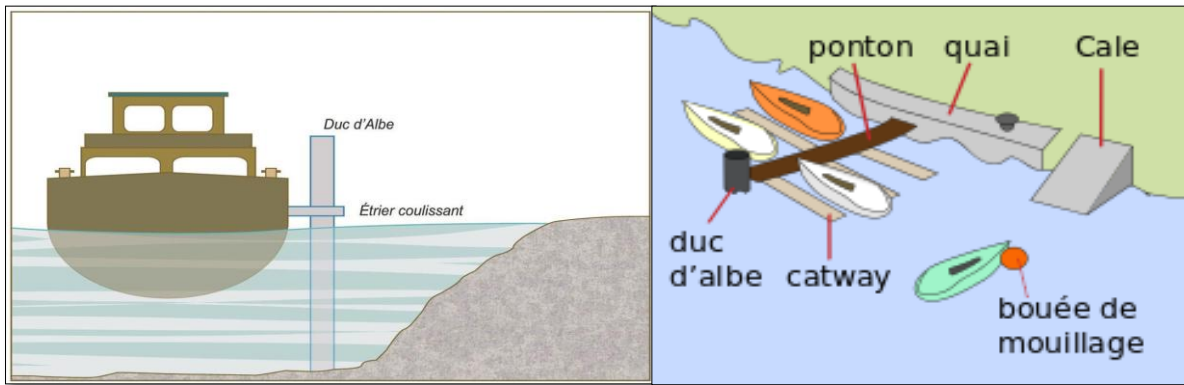


Figure I.06 Images représentatives de duc d'Albe et appontement

I.2 Les digues maritimes:

I.2.1 Définition :

- **Le mot digue** est un terme général qui couvre la majorité des ouvrages de protection ;
- **La jetée**: désigne généralement un ouvrage touchant le rivage et s'avancant en mer, présentant ainsi un profil, on distingue deux types de jetées :
 - Jetée principale ;
 - Jetée secondaire.

Habituellement, afin de protéger les côtes maritimes devant les effets dangereux de la houle et des courants sur nos activités quotidiennes, des ouvrages artificiels sont construits. Les digues, sont destinées à dissiper l'énergie des vagues, réfléchir les houles incidentes et contrer l'érosion côtière. La conception des digues exige alors des études approfondies à cause des nombreux problèmes à résoudre et la grande variété de types d'ouvrage et de compositions de ces ouvrages. Cette partie est ainsi consacrée à présenter les différents types de digues et leur composition.



Figure I.07 Exemples des jetées

I.2.2 Différents types de digues maritimes :

En général, en fonction de leur géométrie, on distingue les digues à talus, les digues verticales, les digues mixtes, etc....Le choix du type de digues, dépend des conditions: hydraulique, géotechnique, de construction, économique, d'exploitations du port.

➤ Digue à talus :

Afin d'atteindre la stabilité globale, la digue à talus présente un profil trapézoïdal. Une digue conventionnelle simple consiste souvent en trois parties :

La carapace constituée d'une ou deux couches en enrochement naturel ou artificiel de grande taille, la sous-couche et le noyau qui est fait de sable ou tout-venant,

Pour diminuer les franchissements des vagues et assurer la protection des biens et des piétons côté port, un mur de couronnement est placé à la crête d'ouvrage. Dans certains cas, on réalise une digue à berme qui accroît la dissipation d'énergie et qui peut, dans certaines limites, auto-adapter son profil aux conditions de houle. Toutefois, le désavantage majeur de l'utilisation de ce type d'ouvrage réside dans le coût de construction (volumes importants de matériaux), et la sensibilité de la carapace qui toujours posent problème pour le maître d'ouvrage.

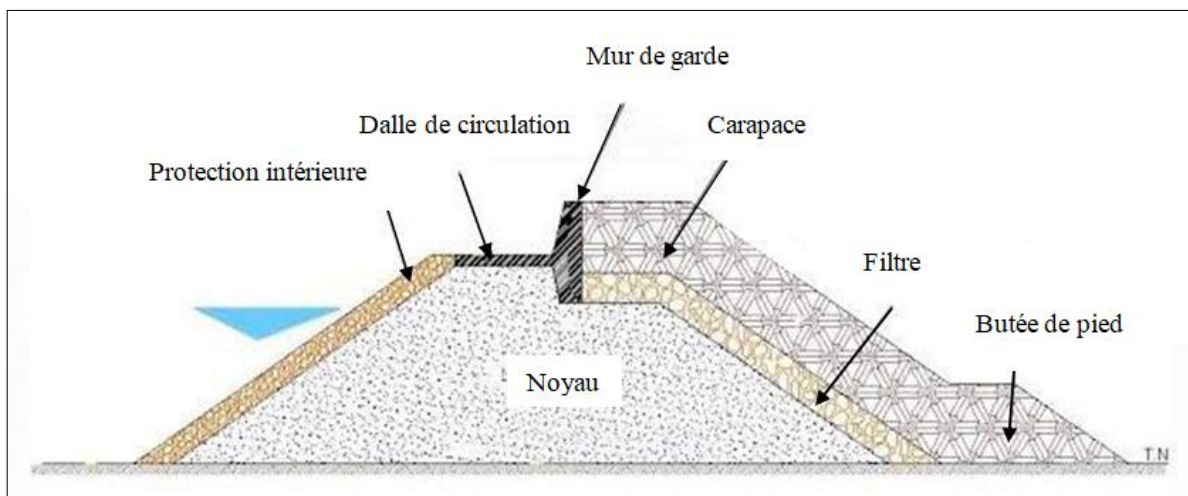


Figure I.08 Schéma explicatif d'une digue à talus

En conséquence, une digue à crête abaissée permet de compenser les inconvénients ci-dessus. Dans les sites où la houle est moins violente et où le franchissement est acceptable, ce type de digue peut être choisi. Parfois, il est utilisé comme digue secondaire pour atténuer la hauteur de la houle dans une zone portuaire ou devant une digue principale. Ce type de digue est généralement plus simple que la digue conventionnelle car souvent homogène en enrochement naturel, ou quelques fois recouverte par une carapace artificielle.

➤ **Digue verticale :**

Elle est constituée par une muraille de grande hauteur, faite de gros blocs de béton (Supérieurs à 100 tonnes) empilés et liaisonnés par des puits verticaux remplis de béton légèrement armé, ou par des caissons de béton armé remplis de béton maigre ou d'encrochements. Cette muraille est fondée sur un massif d'encrochements. 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.

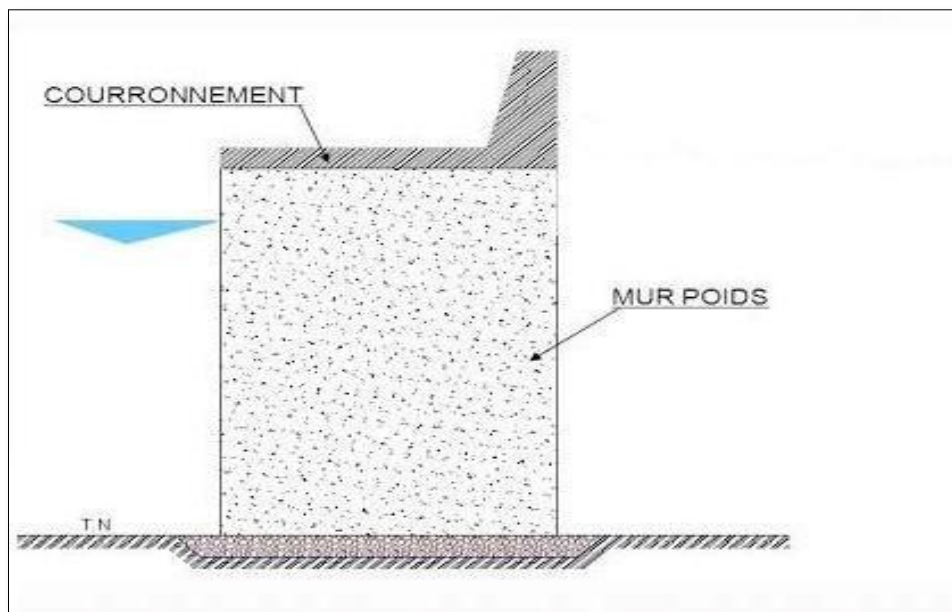


Figure I.09 Schéma d'une digue verticale

➤ **Digue mixte :**

Il s'agit d'une combinaison entre les digues à talus et les digues verticales dont la partie inférieure est une forme d'ouvrage à talus et la partie haute est une digue verticale. L'avantage de ces digues réside dans l'aspect économique qui donne la valeur optimale en termes de consommation d'encrochement naturel et de béton en comparaison à un ouvrage à talus ou vertical de même hauteur. L'efficacité, d'une digue mixte est suffisante pour résister aux efforts des vagues déferlantes, comme une digue verticale; et stable contre les phénomènes d'affouillements, comme une digue à talus.

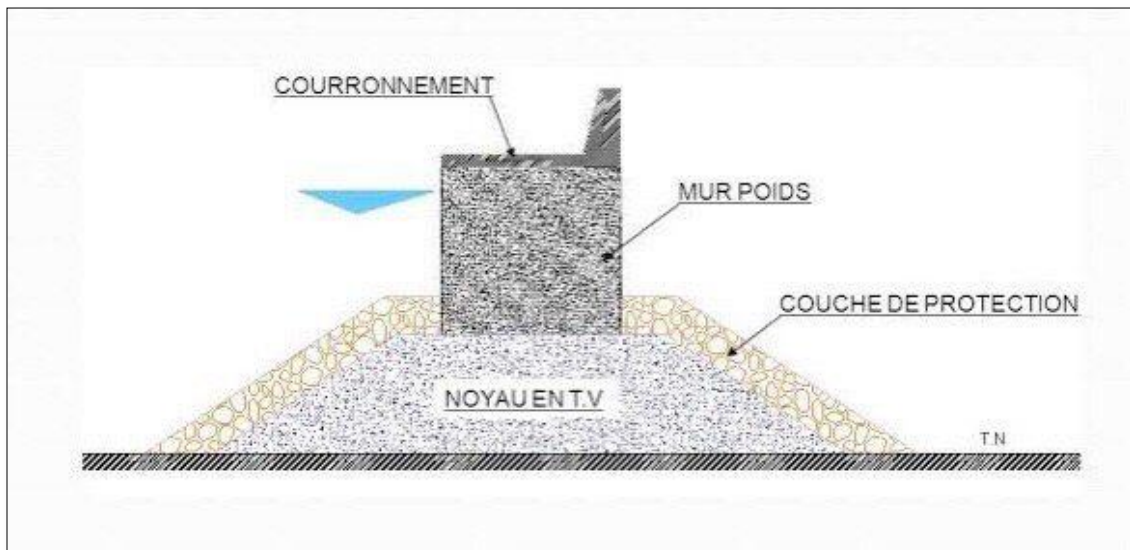


Figure I.10 Schéma d'une digue mixte

I.2.3 Digue à talus et sa composition :

✚ Définition :

Les digues à talus sont les ouvrages de protection contre la houle les plus utilisés grâce à leur caractère peu réfléchissant de la houle et à la facilité de leur réalisation. Elles sont constituées de plusieurs parties dont le choix de la géométrie, des matériaux et la qualité de mise en place déterminent les performances.

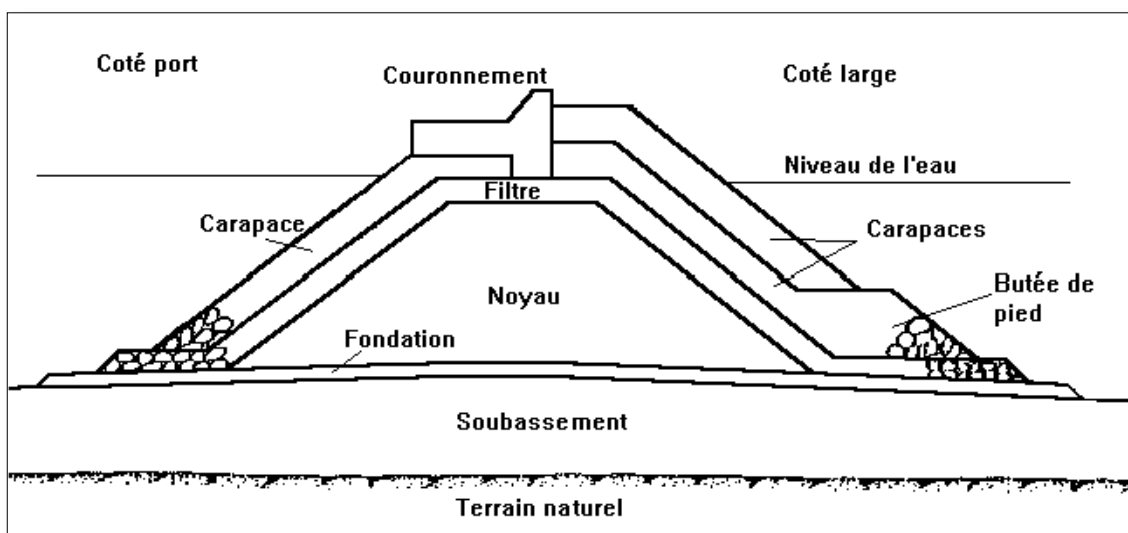


Figure I.11 Schéma d'une digue à talus

Une digue à talus est composée de :

- **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.
 - Répartition des charges de la digue sur le sol et homogénéiser les tassements.
- **Noyau** : Il s'agit de partie centrale d'une digue à talus qui repose directement sur la fondation ou le tapis d'enrochement. En général, le volume de noyau est l'élément le plus important d'une digue à talus. Pour des raisons économiques il est constitué de la catégorie de blocs la moins chère comme le tout-venant d'abattage. La taille et la porosité optimale des matériaux sont encore discutées. Lorsqu'il est trop fin, le problème de l'exfiltration au travers la carapace est évitée par l'interposition d'une sous-couche ou filtre entre le noyau et la carapace.
- **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.
- **Sous-couches** : Cette couche est un intermédiaire entre la carapace et le noyau, et est généralement composée d'enrochements de petite taille. Il réalise un tapis solide capable de soutenir les gros enrochements constituant la carapace. L'autre fonction est de jouer le rôle de filtre granulométrique qui permet d'empêcher de petits blocs du noyau de passer au travers de la carapace. Dans certains cas, si la différence de taille entre les matériaux qui constituent la carapace et le noyau est modérée, cette couche n'est pas nécessaire.
- **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 ;

- **La butée de pied** : La fonction d'une butée de pied est de maintenir la stabilité de la couche de carapace afin d'éviter son glissement global. Elle joue aussi un rôle important contre les affouillements du fond de structure.
- **Mur de couronnement** : Le mur de couronnement est une superstructure composée d'un bloc de couronnement en béton ou d'un mur chasse mer qui surmonte la digue. Il a pour objet d'assurer la protection de la partie supérieure de la digue et de protéger le talus arrière de l'impact des franchissements.
- **houle**. Sa fonction secondaire est de réduire la longueur du talus, et donc empêcher les blocs de la carapace de rouler jusqu'au pied de l'ouvrage.

Conclusion :

Le mot digue est général, il désigne tout ouvrage de protection contre la houle. En l'Algérie la digue à talus est souvent la plus utilisée en construction portuaire, car elle a l'avantage de limiter la réflexion de la houle et assurer une bonne protection contre les vagues.

Quand la digue est avancé en mer et entouré d'eau de trois cotés, on l'appel jetée. On s'intéressera dans les chapitres qui suivent à l'étude de stabilité de la jetée principale du port de Sidi-Khlifa.

Chapitre II

**Présentation du projet et
description de la zone
d'étude**

II.1 Intitulé du projet :

Il s'agit d'un ambitieux projet structurant, à portée économique nationale. Il fait partie de 05 ports de plaisance de grandes tailles, prévus à l'échelle nationale. L'intérêt stratégique de ces ports est de permettre à l'Algérie d'attirer une part importante du mouvement de touristes dans la région du bassin méditerranéen. Le port d'azeffoun est dimensionné pour recevoir jusqu'à 600 unités d'embarcations (y compris des grands bateaux de croisières).

II.1.1 Estimation surfacique des principaux espaces qui composent le port :

Désignation	Surface (m ²)
Brigade maritime (garde cote)	7258
Espace gestion du port et contrôle	3580
Station de transport maritime	2360
Espace grand public	55000
Espace accastillage	2211
Espace club nautique	2140
Espace plaisanciers et promenade sur quai	55200
Espace entretien et réparation	12790

Tableau II.01 Estimation surfacique des principaux espaces du port.

II.1.2 Intérêt pour la commune :

Les aménagements portuaires de plaisance font partie de développement touristique de la commune d'Azeffoun.

- ✓ Assurer un maximum d'intégration au site à travers une parfaite adaptation des équipements et infrastructures touristiques proposés sur terrain en épousant la forme du terrain.
- ✓ Protection de l'ensemble du potentiel naturel touristique qui constitue une véritable ressource naturelle et économique rentable pour la région.
- ✓ 0Assurer des équipements et des installations pour répondre à une demande variée.
- ✓ Création des activités nautiques et de plaisance.
- ✓ Création des voies d'accès mécaniques et piétonnes, et relier les différentes zones au port par la création des cheminements piétons afin de faciliter les déplacements des résidents et estivants.

II.1.3 Situation géographique d'azeffoun :

La zone d'étude se situe à la wilaya de TIZI OUZOU, exactement à la commune d'Azeffoun, ville côtière de la wilaya, située à 70 km au Nord-est de Tizi Ouzou et à 95 km à l'ouest de Bejaïa. Elle est délimitée par :

- ✓ La méditerranée au nord
- ✓ Tigzirt à l'Ouest
- ✓ Bejaïa à l'Est
- ✓ Azazga au Sud.

La Daïra d'Azeffoun est délimitée par la mer méditerranée au Nord, la commune d'Aghrib au Sud, la commune d'Iflissen à l'Ouest. Et la commune d'Ait Chafaa à l'Est

Elle fait partie des 21 Daïras de la wilaya de Tizi Ouzou avec une population estimée à 40 000 habitants et une superficie de 126,7km². Les activités les plus importantes enregistrées portent essentiellement sur l'agriculture, la pêche et le tourisme.



Figure II.01 Situation géographique d'azeffoun

➤ Accessibilité :

La commune d'Azeffoun est desservie par plusieurs routes nationales:

- Route nationale 24: RN24 (Route qui relie Alger à Béjaïa).
- Route nationale 73: RN73 (Route de Freha, reliant le chef-lieu de la wilaya de Tizi Ouzou et la ville côtière d'Azeffoun).

II.1.4 Analyse du milieu physique :

➤ **Topographie :**

La région d'Azeffoun se présente sous forme de montagne relativement élevées. Ce domaine montagneux se caractérise par des lignes de crêtes qui se présentent sous formes de croupes montagneuses disposées perpendiculairement à la mer. Par des falaises ayant des dénivellations très importantes qui atteignent parfois 20m.

➤ **Massif d'Azeffoun :**

Il limite la chaîne côtière pas l'Est à un relief très accidenté. Le massif d'Azeffoun et la Zone montagneuse sont couverts par des forêts de chêne liège avec de petites plaines entre elles. Cela offre un relief intéressant, attractif pour les touristes.

➤ **Bande côtière :**

La bande côtière se situe entre Oued M'LETA et la limite de la wilaya de Tizi-Ouzou ainsi que la limite de Bejaia. La région est dotée d'une belle côte rocheuse escarpée par endroits animés par des falaises déchiquetées et sculptés par l'érosion marine formant une série d'arcs, de cercles, le long desquels on trouve de petites et belles plages composées de sable fin et doré.

➤ **Climatologie :** Le climat demeure le paramètre essentiel pour la pratique de l'activité touristique. Le climat d'Azeffoun est soumis à l'influence de climat méditerranéen de type humide caractérisé par l'opposition des deux saisons distinctes : Un hiver Frais et Humide et un été chaud et sec.

➤ **Secteur touristique :** Azeffoun recèle d'appréciables potentialités touristiques, et constitue de part sa vocation une station balnéaire importante, on cite par exemple :

- Les ruines romaines de thadarth ouzeffoun.
- Les allées couvertes d'Ait Rehouna.
- Les villages traditionnels.
- Les sites religieux.

➤ **Balnéaire :** Azeffoun dispose d'un port et de nombreuses plages autorisées à la baignade, celles qui sont en cours d'étude et d'autres qui sont interdite à la baignade dont on cite :

- **La plage Azeffoun:** S'étale sur plus de 1Km à tendance à répondre aux besoins balnéaires d'agglomérations.
- **La plage « Caroubier » :** Elle est à proximité de l'agglomération.

- **La plage « Petit Paradis »** : Une plage avec un sable dorée, s'étale à 1Km. Sa superficie est de : 73800 m².
- **La plage « Sidi Khelifa »** : Elle est caractérisée par son sable de Bonne qualité. Sa superficie est de : 84000 m².

II.2 Situation géographique de site d'implantation du projet :

Le site du projet se situe au Crique Oued Sef-Saf, environs 11 Km à l'Est de la ville d'azeffoun.il correspond à la zone littorale, relativement rectiligne, située entre Azzefoun et Béni Ksila plus précisément aux embouchures des oueds Acif El Hammam et Ibahriessène. Il s'étend sur environ 4km. L'accès à ce site s'effectue à travers la route N24 puis par des routes sans noms principalement plat. (Et d'autres routes qui mènent aussi vers ce site).

➤ Topographie :

La topographie du site présente un versant qui se jette vers la mer, les pentes sont moyennes à élevées du côté Est, elles deviennent faibles vers l'Ouest.

➤ Géologie :

Sur le plan géologique, la région du site d'étude est constituée par les terrains d'âge nummulitique supérieur, ils sont essentiellement représentés par le faciès flysch, (carte géologique Azeffoun-Azazga – établie à l'échelle 1 /50 000.



Figure II.02 Situation géographique de site « Crique Oued Sef-Saf »



Figure II.03 La zone retenue

II.2.1 Données géotechniques sur le site retenu (crique oued sef saf) :

Dans le cadre de l'étude, il est prévu l'exécution d'une campagne géotechnique comprenant :

Les essais in-situ :

- Sondages carottés : consiste à prélever des échantillons des sols rencontrés afin de réaliser des essais en laboratoire.
- Essai pressiométrique : dont l'objectif est
 - De connaître les déformations du sous-sol, selon les paliers de contraintes
 - Déterminer la nature des couches traversées par la tarière hélicoïdale
 - Déterminer le taux de travail du sol compatible avec les tassements.

Dans ce contexte un sondage de 15 m de profondeur est réalisé par pas d'essai de 2m.

II.2.1.1 Essais en laboratoire :

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

- Analyse granulométrique par tamisage sur 15 unités.
- Essais pour déterminer la densité apparente (sèche et humide) sur 15 unités
- Essais pour déterminer la teneur en eau sur 15 unités.
- Essais pour déterminer les limites d'Atterberg sur 15 unités.
- Essais compressibilité à l'odomètre sur 15 unités.
- Essais de cisaillement boîte casagrande sur 15 unités.

Chapitre. II. Présentation du projet et description de la zone d'étude.

Les échantillons prélevés des sondages carottes ne s'adaptent pas aux essais classiques de la mécanique des sols (les sols sont rocheux), alors sauf quelques essais ont été réalisés: Les analyses chimiques des sols. Les densités apparentes.

➤ Résultats des essais :

N° des sondages	Profondeur (m)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Teneur exprimé en% par rapport au mat.sec			Teneur en anions de sulfate (mg/l)
				% insoluble	% carbonates	% gypses	
Sc1	2	-	-	85.69	9.15	0.00	0.00
	9.5	-	-	81.73	11.97	0.00	0.00
Sc2	2.10	2.088	1.831	79.65	12.94	0.00	0.00
	12	2.652	2.588	73.21	17.98	0.00	0.00
Sc3	12.60	2.670	2.652	80.54	12.94	1.771	9878.4
	20	2.701	2.672	81.79	12..23	2.8597	15949.5
	29.20	2.677	2.646	84.50	10.07	1.9741	11010.30

Tableau II.02 Résultats des essais de laboratoire.

- ✓ Les valeurs des densités mesurées sont supérieures à 1.8t/m³, indiquant des sols sont denses.
- ✓ D'après les résultats obtenus et selon la norme NF P 18-011 (Décembre 2009), une agressivité élevée de classe XA3 a été enregistrée.

➤ Commentaire :

La topographie du site présente un versant qui se jette vers la mer, les pentes sont moyennes à élevées du côté Est, elles deviennent faibles vers l'Ouest. Ce site présente plusieurs ravinements. Sur le plan géologique, la région du site d'étude est constituée par les terrains d'âge nummulitique supérieur, ils sont essentiellement représentés par le faciès flysch. Les sondages carottés réalisés complétés par les observations des affleurements faites sur site, le site montrent les formations géologiques suivantes:

- ✓ Au niveau des plages, les sols sont des sables argileux à galet et à blocs de grés.
- ✓ Les falaises rocheuses sont représentées par des alternances entre pélites et des bancs de grés.
- ✓ Les alluvions représentées par des argiles à galets
- ✓ les éboulis de pentes représentés par des argiles et des bancs de grés.

Selon les sondages carottés le substratum est représenté par des pélites. Les essais pressiométriques réalisés révèlent des pressions limites moyennes à élevées.

Les essais au laboratoire ont donné ce qui suit:

- ✓ Les valeurs des densités mesurées sont supérieures à 1.80t/m³, indiquant des sols denses.
- ✓ D'après les résultats obtenus et selon la norme NFP18-011(Décembre 2009), une agressivité élevée XA3 a été enregistrée.

II.2.1.2 Essais in situ :

❖ Coupes géologiques des sondages carottés :

Les coupes des sondages carottés, montrent que le site d'étude est essentiellement représenté par des alternances d'argiles graveleuses à blocs de grés et des bancs de grés. Les coupes des sondages sont détaillées comme suit :

➤ Sondage Carotté Sc N°01 :

0.00 -1.0 : Remblais.

1.00 - 9.00m : Sable argileux graveleux à galet et à blocs de grés.

9.00 - 9.60m : Blocs de grés.

9.00 - 15.00m : Pélites schisteuses friables de couleur grise.

➤ Sondage Carotté Sc N°02 :

0.00-1.70m : Remblais.

1.70-9.50m : Pélites schisteuses friables et altérées de couleur grise.

9.50-30.00m : Pélites schisteuses fracturées à filonets de calcites, de couleur grise.

➤ Sondage Carotté Sc N°03 :

0.00-5.10 : Remblais (corps de chaussée et enrochement).

5.10-9.60m : Sable.

9.60-30.00m : Pélites schisteuses fracturées à filonets de calcites, de couleur grise.

❖ La qualité de la roche RQD :

Le RQD (Rock Quality Designation) est le rapport en pourcentage entre la longueur cumulée des carottes supérieures à 10cm et la longueur totale de la carotte considérée.

Chapitre. II. Présentation du projet et description de la zone d'étude.

$RQD = Z (L > 10\text{cm}) / L \text{ totale}$. Selon la classification de Deere, on peut estimer la qualité de la roche selon les échantillons récupérés des sondages carottés sont de type très médiocres, les détails de la classification sont récapitulés dans les deux tableaux ci-dessous.

Classification de DEER	
RQD %	Qualité de la roche
0 – 25	Très médiocre
25 – 50	Médiocre
50 – 75	Moyenne
75 – 90	Bonne
90 - 100	Très bonne

Tableau II.03 Classification de la roche selon DEER

N° du sondage	Passé (m)	RQD (%)	Qualité de la roche selon DEER
SC 01	9 – 15	0	Très médiocre
SC 02	1.70 – 30	2.5	
SC 03	9.60 – 30	6	

Tableau II.04 La qualité de la roche des sondages

En conclusion, les sondages carottés réalisés complétés par les observations des affleurements faites lors des visites du site montrent les formations géologiques suivantes :

Au niveau des plages, les sols sont des sables argileux graveleux à galet et à blocs degrés.

- ✓ Les falaises rocheuses sont représentées par des alternances entre des pélites et des bancs degrés.
- ✓ Les alluvions représentées par des argiles à galets.
- ✓ Les éboulis de pentes représentés par des argiles et des bancs de grés
- ✓ Selon les sondages carottés le substratum est représenté par des pélites.

❖ Résultat essais préssiométriques :

Les résultats des essais préssiométriques sont insérés dans le tableau qui suit :

Profondeur (m)	Modul préssiométrique Em (bars)	Préssion limite (bars)
2	142.2	7.4
4	205.3	18.1
8	88.3	18.5
10	335.2	47.2
12	3386.9	50
14	147.2	31.2
16	243.3	37.3

Tableau II.05 Résultats des essais préssiométriques.

Ces résultats montrent que les sols à cet endroit présentent deux horizons :

- ✓ Un horizon avec des pressions moyennes variant de 7.4 à 18.5 bars.
- ✓ Un horizon avec des pressions limites élevées variant de 31.2 à 50 bars, cet horizon correspond aux formations pélitiques.

II.2.2 Données météorologiques :

Comme les deux sites se trouvent entre les frontières des deux wilayas Bejaia et TiziOuzou, les données prises sont les données de la wilaya de Bejaia.

II.2.2.1 Données climatiques :

Béjaïa possède un climat méditerranéen chaud avec été sec (Csa) selon la classification de Köppen-Geiger. Sur l'année, la température moyenne à Bejaïa est de 17.8°C et les précipitations sont en moyenne de 733.1 mm

❖ Température :

Au mois d'Août, la température moyenne est de 25.5°C. Août est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Janvier est le mois le plus froid de l'année.

La température moyenne est de 11.3°C à cette période.

❖ Humidité :

L'humidité de l'air est relativement élevée au niveau de Bejaia, en raison de présence de la mer, des plans d'eau ainsi que la richesse de la région en écosystèmes forestières La valeur annuelle du taux d'humidité est de l'ordre 76% (1970-1999).

❖ **Pluviométrie :**

Les données pluviométriques recueillies sur une période de 18 ans (1969 - 1986) au niveau de la Station de l'ONSM de Bejaia, fournissent les valeurs moyennes suivantes:

- ✓ Pluviométrie: 798 mm/an.
- ✓ Évapotranspiration potentielle: 1154 mm/an.

II.2.3 **Données physiques :**

❖ **Topographie :**

Le récepteur GPS cinématique en temps réel (RTK) permet de mesurer un point à quelques centimètres près. Ce récepteur mobile, porté par le topographe au moment du levé, fonctionne en mode RTK (Real Time Kinematic), résolution des ambiguïtés en mode OTF. Il reçoit les données des satellites et de la station de référence simultanément et fournit instantanément la position tridimensionnelle du point à une précision inférieure à cinq centimètres (< 5 cm).

Le transfert et le traitement de données sont réalisés sur logiciel TGO (Trimble Geomatic Office). La visualisation de ces données permet de déceler les éventuelles anomalies et de détecter les zones non couvertes.

❖ **Levé bathymétrique :**

Levé bathymétrique consiste à déterminer les coordonnées tridimensionnelles des points du fond marin dans le système géodésique WGS84 à l'aide d'un récepteur GPS et d'un échosondeur. Un levé bathymétrique réalisé par profils parallèles espacés de 25 m avec une distance entre points de sondes égale à 10m, La surface bathymétrique totale de 120 hectares L'analyse de la carte bathymétrique et des profils a révélé que la morphologie est irrégulière entre 0 et -6 m et régulière au de-là de -6 m (voir annexe 02). Cette analyse a permis de mettre en évidence : -Une barre sableuse à -6 m le long de la côte -Une zone rocheuse au niveau du site retenu entre la côte et -2 m de profondeur - La pente du fond est douce de l'ordre de 3%.

❖ **Sondage à la lance :**

Les sondages au nombre de soixante (60) ont été réalisés par plongeurs, qui utilisent une lance (tube galvanisé) de trois mètres de long, graduée en centimètres et reliée par un flexible à une bouteille de plongée. Sous l'effet de l'air comprimé, injecté par forte pression, les particules fines sont dégagées, permettant ainsi l'enfoncement de la lance jusqu'au refus. La lecture de la graduation correspondant à la partie enfoncée de la lance dans le fond marin renseigne sur l'épaisseur de la couche de matériaux meubles en place. Les résultats obtenus montrent que le sol est partiellement sableux.

❖ Etude sédimentologique :

Les prélèvements d'échantillons de sédiment ont été réalisés au niveau du site, le nombre total est de 51 échantillons répartis au niveau du site d'étude. L'échantillonnage de la couche superficielle des sédiments a été réalisé au moyen d'une benne preneuse de type VAN VEEN. Cette étude a montré que le transport sédimentaire pour le site a un sens Ouest vers Est transportant un volume d'environ 30 000 m³ /an.

II.2.4 Récapitulatif :

Le choix du site d'implantation du projet est une tâche très importante car L'étude de site doit tenir compte de plusieurs paramètres que se soit de coté géologique, géotechnique météorologiques et autres, mais aussi de la position du projet par rapport :

- aux liaisons terrestres existantes ou prévues à court terme ;
- aux routes maritimes ;

Pour le cas de ce projet, la région d'azeffoun constitue un espace où l'offre naturelle est exceptionnelle, Mais ça reste une ville isolée par la difficulté d'accéder a la commune (manque des réseaux routiers), pour cela la mise en exploitation une infrastructure portuaire de plaisance aura impact sur la relance de tourisme au niveau de cette région.

II.3 Aménagement du projet :

La conception et la réalisation d'un port maritime constituent une tâche difficile, mais passionnante, car elle fait nécessairement appel à un travail d'équipe pluridisciplinaire, et doivent ainsi aborder des questions relatives à :

- ✓ La connaissance de l'environnement naturel des sites potentiels d'implantation (houle, courants...etc.) ;
- ✓ Aux trafics potentiels et leurs évolutions à moyen et long terme et aussi de taille de navires ;
- ✓ Aux données techniques pour recevoir des ouvrages extérieurs et intérieurs de futur port ;

Dont le but d'assurer:

- ✓ Une protection optimale en termes de stabilité des ouvrages de protection projetés contre l'action de la houle.
- ✓ Une agitation admissible garantissant aussi bien la sécurité des ouvrages et des embarcations que le confort des usagers.

- ✓ Orientation de la passe d'entrée en dehors de la zone des houles dominantes, et l'implanter à des profondeurs suffisantes.
- ✓ Minimisation des coûts de dragage.

II.3.1 Description des ouvrages :

II.3.1.1 Les ouvrages d'accostage :

❖ Quais :

- Quais en blocs à -4.50m : La structure de quai envisagé pour le projet, est de type en blocs évidés en béton préfabriqué. Les blocs empilés les uns sur les autres sont posés sur une couche d'assise d'épaisseur 0.80m en enrochement de carrière de catégorie (1-15 Kg) et une couche de réglage en ballast (20-40mm) de 20 cm d'épaisseur.

Ces matériaux sont déposés dans une souille draguée ou assise dépend du terrain naturel. La protection de pied est constituée en enrochements de catégorie (50-200kg).

- Les quais sont équipés de bollards, des défenses cylindriques et des échelles.

❖ Appontements en dur:

Ces appontements sont constitués de caissons en béton armé remplis avec du ballast et couronnés d'un tablier composé d'un ensemble (dalle préfabriqué + dalle coulée sur place). Les appontements sont équipés de bollards, d'anneaux, des défenses et des échelles.

❖ Cale de halage :

- Une cale de halage de 40x20m pour les cinq variantes sont prévus à l'intérieur du port. La surface du plan incliné est revêtue par des dalles préfabriquées en béton armé dans la partie immergée et coulée sur place dans l'autre partie qui est au dessus, posées sur une couche de ballast de (20 -40mm) préalablement réglée.

- La plate forme de l'ouvrage est constituée en remblais en TVC (0-500Kg), soutenu, coté extérieur, par un mur de forme en « L », en béton armé La transition du plan incliné avec les terre-pleins est assurée par une poutre en béton coulée sur place.

II.3.1.2 Terre-plein et protection des talus :

Les terre-pleins sont constitués en remblai, constitués de déchets de carrière de (0-500kg) et des produits issus du dragage. Les talus des terres pleins sont protégés par des enrochements de catégorie (0,5T – 1T).

❖ Revêtement de terres- pleins :

Les terres pleins sont revêtu par différentes type de revêtement, tel que :

- Revêtement souple comprend les accès et les parkings (BB = 8cm, GB=15cm, CF=40 cm).

- Revêtement rigide: comprend la zone de réparation, (dalle en BA =25 cm, CF = 40 cm) ;
- Béton imprimé (dalle en BA=20cm, CF=40cm) ;
- Espace vert la surface non revêtue (terre végétale 1.00 m d'épaisseur et véogetalisation).

II.3.1.3 Dragage :

Les travaux de dragage consistent à l'approfondissement du fond marin aux profondeurs nécessaires déterminées pour l'implantation des ouvrages d'accostage et comprennent :

- L'exécution des souilles en emprises des ouvrages, et au niveau du bassin.
- L'enlèvement éventuel des épaves de toute nature, Ils comprennent également la mise en remblai des matériaux sélectionnés dans les terre-pleins ou de leur rejet dans le cas contraire.

II.3.1.4 Route d'accès au port :

Cet accès a été aménagé en longeant la côte sur un linéaire d'environ 800ml à partir de la route reliant la RN 24 et la plage petit paradis jusqu'à la future jetée secondaire du port de plaisance projeté. La route sera protégée par des enrochements, ces enrochements vont être dimensionnés à l'aide de la formule d'Hudson dans le chapitre qui suit.

II.3.2 Elaboration des variantes d'aménagement :

Les variantes qui ont été proposées doivent satisfaire plusieurs besoins exprimés en poste à quai et surfaces de terre-pleins, soit l'ensemble des infrastructures et équipements nécessaires pour l'accueil, l'accostage et l'amarrage des différents types d'embarcations, et la réparation des unités de plaisance.

II.3.2.1 Description des variantes d'aménagement :

Variante d'aménagement N°01 :

La variante 01 comprend :

- Une jetée principale de longueur d'environ 1455 ml fondée à des profondeurs variant entre 0 et -11m ;
- Une jetée secondaire de longueur d'environ 395 ml fondée à des profondeurs variant entre 0 et -5m ;
- Treize (13) appontements d'une longueur totale de 1428 ml ;
- Un linéaire de Quai 893ml,
- Une cale de halage de 40 x 20 m pour la mise à sec embarcations ;
- Un terre-plein ayant une superficie totale 15.80 Ha ;
- La surface totale du plan d'eau est d'environ 20 Ha Le nombre total d'embarcation pouvant y accoster est d'environ : 620 unités ;

- La passe d'entrée est orientée vers l'Est d'une largeur d'environ 86 m ;
- Le dragage à la cote -4.50m est d'environ 3.36ha.

Variante d'aménagement N°02 :

La variante 02 comprend :

- Une jetée principale de longueur d'environ 1581 ml fondée à des profondeurs variant entre 0 et-10 m ;
- Une jetée secondaire de longueur d'environ 305 ml fondée à des profondeurs variant entre 0 et 7m ;
- Une protection intérieur en enrochements de longueur d'environ 350 ml fondée à des profondeurs variant entre -0 et -6 m ;
- Dix (10) appontements d'une longueur totale de 960 ml ;
- Un linéaire de Quai de 1590ml ;
- Une cale de halage de 40 x 20 m pour la mise à sec embarcations,
- Un terre plein ayant une superficie totale 20 Ha ;
- Le nombre total d'embarcation pouvant y accoster environ 630 unités ;
- La passe d'entrée est orientée vers l'Est d'une largeur d'environ 247 m ;
- L'avant port est caractérisé par une plage artificielle de 250 ml ;
- La surface totale du plan d'eau est d'environ 23 Ha ;
- Le dragage à la cote -4.50m est d'environ 1.84ha.

Variante d'aménagement N°03 :

La variante 03 comprend :

- Une jetée principale de longueur d'environ 1363 ml fondée à des profondeurs variant entre 0 et-10 m ;
- Une jetée secondaire de longueur d'environ 680 ml fondée à des profondeurs variant entre 0 et -7m; Treize (13) appontements d'une longueur totale de 1240 ml ; ∞ Un linéaire d'accostage Quai de 847 ml ;
- Une cale de halage de 40 x 20 m pour la mise à sec embarcations ;
- Un terre plein ayant une superficie totale 14.7 Ha ;
- La surface totale du plan d'eau est d'environ 22 Ha ;
- Le dragage à la cote -4.50m est d'environ 5.58 Ha ;
- Le nombre total d'embarcation pouvant y accoster est de : 600 unités ;
- La passe d'entrée est orientée vers l'Est d'une largeur d'environ 86 m.

II.3.2.2 Description des variantes supplémentaires :

Variante d'aménagement N°04 :

La variante 04 comprend :

- Une jetée principale de longueur d'environ 1480 ml fondée à des profondeurs variant entre 0 et -11 m ;
- Une jetée secondaire de longueur d'environ 600 ml fondée à des profondeurs variant entre 0 et -8m ;
- Seize (16) appontements d'une longueur totale de 1540 ml ;
- Un linéaire de Quai 1100 ml ;
- Une cale de halage de 40 x 20 m pour la mise à sec embarcations ;
- Un terre plein ayant une superficie totale 18.20 Ha ;
- La surface totale du plan d'eau est d'environ 25 Ha ;
- Le nombre total d'embarcation pouvant y accoster est d'environ : 610 unités ;
- La passe d'entrée est orientée vers l'Est ;
- Le dragage à la cote -4.50m est d'environ 4.90ha.

Variante d'aménagement N°05 :

La variante 05 comprend :

- Une jetée principale de longueur d'environ 1322ml fondée à des profondeurs variant entre 0 et -12 m ;
- Une jetée secondaire de longueur d'environ 490 ml fondée à des profondeurs variant entre 0 et -10m ;
- Seize (16) appontements d'une longueur totale de 1510 ml ;
- Un linéaire de Quai de 740ml ;
- Une cale de halage de 40 x 20 m pour la mise à sec embarcations ;
- Un terre plein ayant une superficie totale 17.50 Ha ;
- La surface totale du plan d'eau est d'environ 23.90 Ha ;
- Le nombre total d'embarcation pouvant y accoster environ: 610 unités ;
- La passe d'entrée est orientée vers l'Est d'une largeur d'environ 247 m ;
- Le dragage à la cote -4.50m est d'environ 4.30ha.



Figure II.04 Profil d'aménagement du port de plaisance de Sidi Khelifa

II.3.2.3 Description de la variante optimale :

Cette variante se caractérise par :

✚ Ouvrages de protection :

Linéaire des ouvrages de protection :

- ✓ Une jetée principale de longueur : 1322ml
- ✓ Une jetée secondaire de longueur : 490 ml

Sachant que : la conception de la digue de projet est une digue à talus qu'on va dimensionner dans le chapitre qui suit.

✚ Description des ouvrages d'accostage :

- ✓ Un quai accostable de : 740 ml ;
- ✓ Quai d'avitaillement : 80ml ;
- ✓ Les appontements accostables est de : 1 510 ml ;

❖ Nombre d'embarcation :

Le port peut accueillir jusqu'à 610 bateaux allant de 8 à 60 m de longueurs :

Bateau de 60m de longueur : 01 unité

Bateau de 50 m de longueur : 02 unités

Bateau de 40 m de longueur : 04 unités

Bateau de 30 m de longueur : 06 unités

Bateau de 25 m de longueur : 51unités

Bateau de 20 m de longueur : 48 unités

Bateau de 18 m de longueur : 50 unités

Bateau de 15 m de longueur : 70 unités

Bateau de 12 m de longueur : 150 unités

Bateau de 10 m de longueur : 150 unités

Bateau de 8 m de longueur : 150 unités

Occupation de terre-plein :

La surface de terre-plein est de 17.5 Ha, elle est aménagée comme suit :

❖ **Zone technique et réparation :** est de surface 26 112 m²

a) **Partie avitaillement :** Magasin Lubrifiants : 100 m² Cuves de récupération des huiles usagées : 100 m² Volucompteurs

b) **Partie réparation :** Ateliers de réparation : 700 m² Air d'Hivernage : 6 535 m²
Parking Zone technique et réparation : 37 places.

❖ **Espace grand public :**

Est de surface 36 932 m² :

✓ Equipement Multifonctionnel : 1 200 m²

✓ Installations saisonnières Aménagements paysagers urbains : 280m²

✓ Station de transport maritime: 428m² Parking public: 183 Places.

❖ **Espace plaisanciers :**

✓ Est de surface 76 567 m² Magasin d'Accastillage 980 m²

✓ Promenade Urbaine (Plaisanciers/Public)

✓ Parking Plaisanciers 347 places

❖ **Espace nautique :** est de 3 239m²

Club nautique: 782 m².

❖ **Zone réglementée et aires de manœuvre :** est de 9319 m².

✓ Zone garde cotes : 6500 m² ;

✓ Capitainerie : 428 m² ;

✓ Unité de protection civile : 50 m² ;

✓ Parking : 21 places ;

Conclusion :

Les ouvrages portuaires doivent être conçus, dimensionnés et équipés en fonction de la nature du trafic qui doit y être opéré. Dans cet effet, on s'intéressera dans le chapitre suivant, au dimensionnement et l'étude de la jetée principale (digue à talus) du port de plaisance de Sidi-Khlifa, qui est un élément très important dans la conception des ports.

Chapitre III

**Etude et conception de la
digue à talus**

Introduction :

Les conditions physiques du site sont généralement les facteurs déterminant dans la conception ou la construction d'un ouvrage hydraulique, celles-ci comprennent les paramètres des actions de la houle, qui influence de l'ouvrage en termes de tracé, hauteur, section, largeur, vu que le milieu marin est toujours agité, et cette agitation se manifeste principalement sous forme de phénomènes de grande période : les marées, et sous forme de phénomènes de courte période : la houle et les seiches.

III.1 Performance hydraulique :

La performance hydraulique associée à l'effet de la houle sur la structure est estimée par différents critères comme la transmission, la réflexion, le run-up et le franchissement.

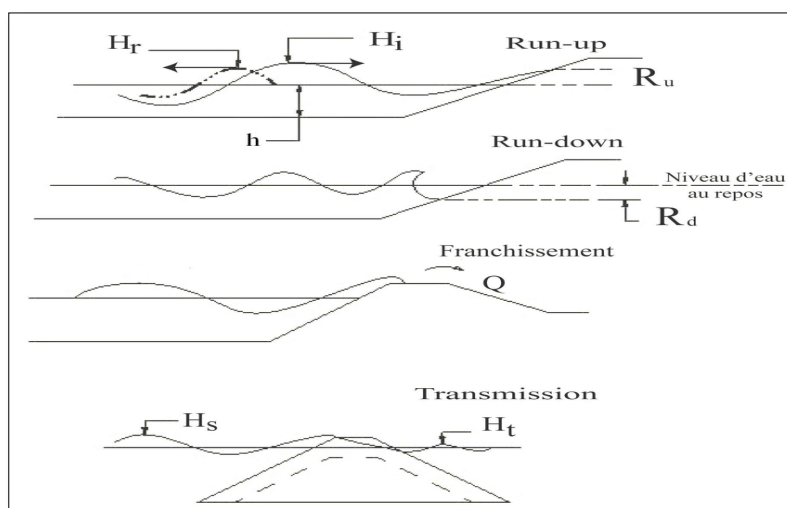


Figure III.01 Interaction hydrauliques liées à la houle (Guide Enrochement)

III.1.1 Définitions de quelques paramètres clés :

🚧 Houle :

On appelle houle, un mouvement ondulatoire de grande amplitude de qui agite la surface de la mer en y formant des ondes dont les crêtes s'arrondissent sans déferler, Elle est caractérisée par : une longueur d'onde, une amplitude, une période et une célérité. Le schéma qui suit précise les caractéristiques principales d'une houle.

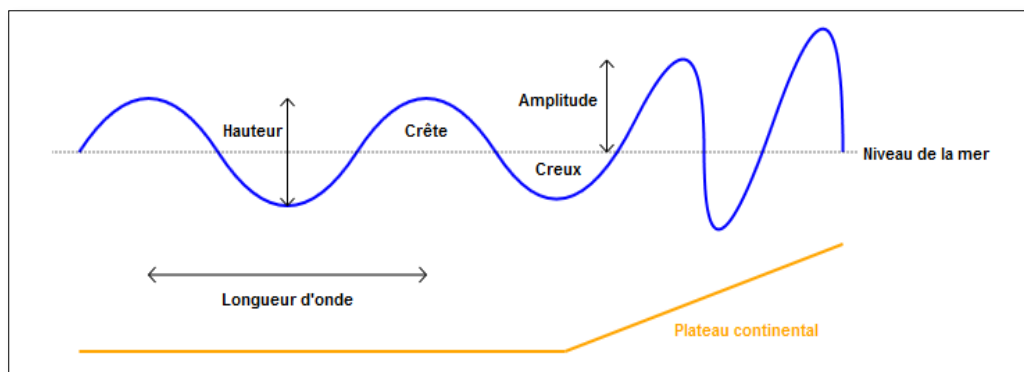


Figure III.02 Schéma représentatif des caractéristiques de la houle

On identifie les paramètres suivants :

H : hauteur de houle (dénivellation entre une crête et un creux successifs).

L : longueur d'onde (distance séparant deux crêtes successives).

T : période de la houle (temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en point fixe).

a : amplitude de la houle (égale à la moitié de la hauteur).

g : cambrure (rapport H/L).

c : célérité (vitesse moyenne de propagation des crêtes, $C=L/T$).

d : profondeur (profondeur au repos).

✚ **Houle du projet :**

La stabilité des ouvrages de protection contre la houle dépend essentiellement des caractéristiques de la houle susceptible de venir attaquer l'ouvrage pendant sa vie.

La détermination de la houle de projet est basée sur la bonne connaissance des houles du site, mais aussi sur d'autres critères parmi lesquelles figurent en bonne place la durée de vie de l'ouvrage et le risque admissible.

✚ **La marée :**

La marée est un mouvement alternatif, périodique et journalier du niveau de la mer, de plus ou moins grande amplitude, du à l'attraction des astres lequel se manifeste le plus fréquemment par une oscillation d'amplitude variable qui diffère d'une côte à une autre.

✚ **Les courants :**

Un courant marin est un déplacement horizontal d'eau de mer du aux effets combinés du vent et attraction des astres, et par l'action des forces internes (pesanteur, pression).

✚ **Réfraction de la houle :**

La réfraction caractérise les changements de direction et de vitesse qui interviennent lors de la propagation d'une onde dans un milieu hétérogène à variation lente ou lorsqu'elle franchit une

discontinuité. Se compose de deux paramètres le premier correspondant à la déformation du profil (gonflement K_s), le second à une déformation en plan (K_r), ce qui donnera le coefficient de réfraction.

$$\frac{H}{H_0} = K_r \cdot K_s \quad \text{avec } K_r = \sqrt{\left(\frac{b_0}{b_1}\right)} \quad \text{et} \quad K_s^2 = \frac{L_0}{L} \cdot \left(1 + \frac{\frac{1}{\frac{4\pi d}{L}}}{\frac{5h4\pi d}{L}}\right)$$

b_0 : Largeur du front de vague au large.

b_1 : Largeur du front de vague au point considéré.

L_0 : La longueur d'onde au large.

L : La longueur d'onde au point considéré.

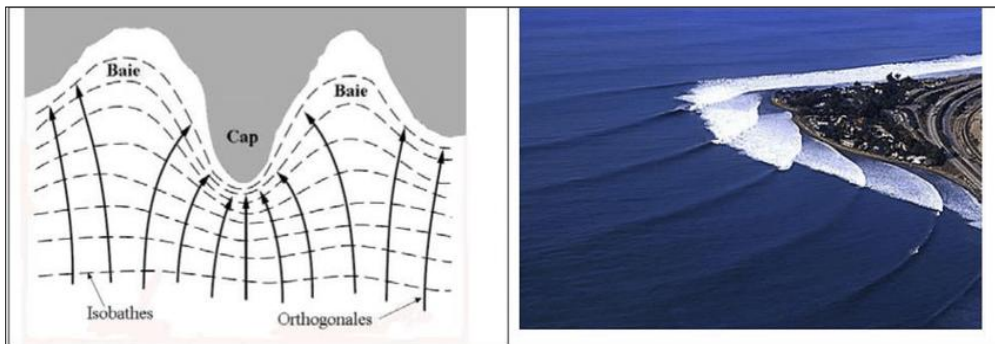


Figure III.03 Phénomène de réfraction de la houle (Research Gate)

✚ Diffraction de la houle :

La diffraction caractérise la réaction du milieu à un gradient d'amplitude d'onde. Il se manifeste dans différents cas, par exemple lorsqu'une onde arrive sur une digue. Une partie du domaine au delà de la digue voit arriver l'onde incidente, tandis que l'autre partie ne la voit pas. La différence d'amplitude se traduit alors par une diffraction de l'onde derrière la digue. Il en est de même derrière tous les types d'obstacles.

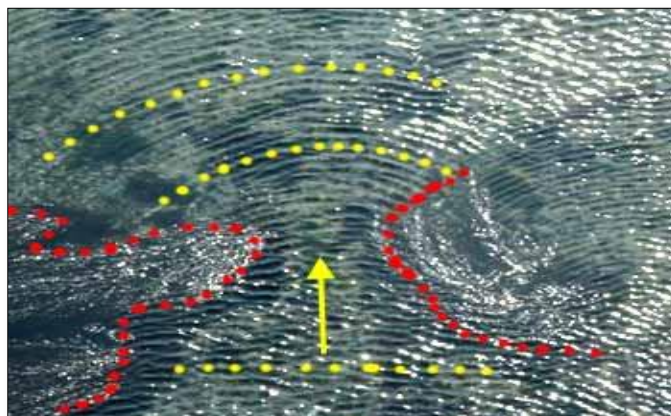


Figure III.04 Phénomène de diffraction (Philippe-Bœuf)

✚ Le déferlement :

C'est la notion de déstabilisation ou d'effondrement de la vague, du a une forte pente.

➤ Types de déferlement :

Différents types de déferlement sont observés.

- Le déferlement glissant ou déversant.
- Le déferlement plongeant par pente forte.
- Le déferlement gonflant ou (frontal par pente plus forte).

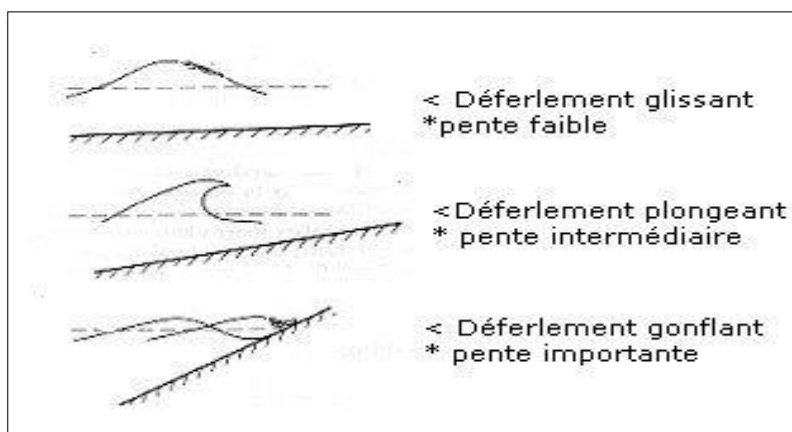


Figure III.05 Phénomène de déferlement (Canalblog)

✚ **Transmission de la houle:** La transmission joue un rôle important pour la zone derrière l'ouvrage, surtout pour les digues à crête abaissée qui transmettent beaucoup d'énergie de la houle dans la zone de protection. Donc la quantification de la transmission de la houle est importante lors de la conception, celle-ci peut causer des mouvements de navires inacceptables. La transmission est exprimée par un coefficient K_t qui est défini par le rapport entre la hauteur de la houle transmise H_t et la hauteur de la houle incidente H_i : $K_t = H_t / H_i$.

✚ Réflexion de la houle :

La réflexion de la houle est importante sur les côtes, à l'entrée et à l'intérieur des ports, l'interaction entre la houle incidente et la houle réfléchie entraîne souvent un état de mer confus devant l'ouvrage et des vagues occasionnellement cambrées et instables pouvant compliquer les manœuvres de navigation. La réflexion entraîne un accroissement de la vitesse orbitale de pic et augment la probabilité de mouvement des sédiments du fond. Tous les ouvrages côtiers réfléchissent une partie de la houle incidente. Cette réflexion est exprimée par un coefficient de houle, C_r , défini comme le rapport entre la hauteur de la houle réfléchie, H_r , et la houle incidente, H_i .

$$C_r = H_r / H_i.$$

Run-up et Run-down :

D'après le manuel Eurotop Overtopping Manual (Enw et Kfki, 2007), l'action de la houle sur un talus entraîne une oscillation de la surface de l'eau sur une étendue verticale généralement Plus importante que la hauteur de la houle incidente. Ces extremums atteints par les vagues sont appelées respectivement Run-up, Ru, et le Rundown, Rd, sont définis verticalement par rapport au niveau de l'eau au repos et exprimés en mètres.

C'est bien évidemment le Run-up qui a mobilisé le plus les chercheurs. Il peut être utilisé pour déterminer le niveau de la crête d'un ouvrage, la limite supérieur de la protection ou d'autres éléments structurels de l'ouvrage. Il peut servir aussi d'indicateur au franchissement ou la transmission de la houle.

Franchissement de la houle :

Si le Run-up dépasse le niveau de crête, il y aura franchissement de l'ouvrage, et une quantité d'eau important sera poussée par les vagues les plus hautes au-delà de la crête de l'ouvrage. L'Eurotop Overtopping Manual précise que ceci arrive pour un nombre relativement faible de vagues pendant la tempête de dimensionnement, tout en acceptant souvent un faible taux de franchissement sans que cela n'engendre des dégâts à l'ouvrage.

Lors de la conception des ouvrages hydrauliques, le franchissement sert surtout à déterminer le niveau de la crête et la géométrie de la section en garantissant que le débit franchissant moyen spécifique, q , (m^3/s par mètre linéaire de crête), reste inférieur à des limites acceptables dans les conditions de dimensionnement. Souvent, le Volume franchissant, V_{max} (m^3 /s par mètre linéaire de crête), comme paramètre de dimensionnement.

III.1.2 Données de base relatives au port de Sidi-Khlifa:

➤ La houle au large :

On constate que les houles dans la baie de Bejaia se caractérisent par deux directions privilégiées : Ouest - Nord - Ouest (300°). Nord - Nord Est ($20^\circ - 40^\circ$).

En hiver les houles prédominantes sont de secteur ouest nord-ouest (pour plus de 80%) avec une Période moyenne de 8 à 9 secondes, des périodes supérieures à 10s, pouvant atteindre 13s, sont élevées lors des grandes tempêtes.

Les houles d'été de direction Nord - Nord Est se caractérisent par une amplitude de 0.5m à 1.5m; 50% de ces houles ont une période de 6 à 9s et n'atteignent que très rarement 3m d'amplitude

L'amplitude moyenne est de 2 à 3m et les amplitudes maximales peuvent atteindre 4 à 6m.

➤ **Les courants :**

Les courants généraux sont connus comme étant des courants qui viennent par le Déroit de Gibraltar et se dirigent vers l'Est (0.5 à 1 m/s). Ces courants forment dans la baie, des contre-courants littoraux vers l'Ouest.

➤ **Marée et niveau d'eau :**

Sur la cote algérienne les variations du niveau de la mer dues aux marées sont relativement faible et qu'elles dépassent rarement 20cm. Niveaux d'eau le long de la côte Algérienne.

Référence	Niveau
Niveau maximum	+50cm NGA
Moyenne haute mer de vives eaux	+10 cm NGA
Moyenne basse mer	-10cm NGA
Niveau minimum	-34cm NGA

Tableau III.01 Niveaux d'eau le long de la cote algérienne

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

Le choix des périodes est fait en fonction de la répartition des probabilités de dépassement d'amplitude donnée. Les houles de fortes amplitudes (>10s), ont une probabilité d relativement faible. Les périodes de houle considérées dans le cadre de l'étude sont : 6, 8, 10 secondes.

Ci-après sont présentés les tableaux portant sur les conditions de houles retenues après calculs des houles équivalentes pour les trois périodes et les quatre directions de provenance retenues.

Période	Direction houle au large			
	N°45	N°360	N°330	N°290
6 s	1.09	1.00	1.10	1.19
8 s	2.56	2.67	2.64	2.67
10 s	5.05	4.92	4.53	5.54

Tableau III.02 Houle équivalente

Période de retour	Direction houle au large			
	N° 45	N°360	N°330	N°290
Biennale (02ans)	$H_S = 4.93$ m	$H_S = 4.90$ m	$H_S = 4.16$ m	$H_S = 7.36$ m
	$T_P = 10.92$ s	$T_P = 10.88$ s	$T_P = 10.00$ s	$T_P = 13.20$ s
Décennale (10 ans)	$H_S = 6.23$ m	$H_S = 6.38$ m	$H_S = 5.40$ m	$H_S = 9.22$ m
	$T_P = 12.23$ s	$T_P = 12.37$ s	$T_P = 11.42$ s	$T_P = 14.50$ s
Vingtennale (20) ans)	$H_S = 6.79$ m	$H_S = 7.02$ m	$H_S = 5.94$ m	$H_S = 10.02$ m
	$T_P = 12.73$ s	$T_P = 12.92$ s	$T_P = 11.96$ s	$T_P = 14.98$ s
Ciquantennale (50ans)	$H_S = 7.53$ m	$H_S = 7.87$ m	$H_S = 6.65$ m	$H_S = 11.08$ m
	$T_P = 13.33$ s	$T_P = 13.58$ s	$T_P = 12.61$ s	$T_P = 15.55$ s
Centennale (100 ans)	$H_S = 8.08$ m	$H_S = 8.50$ m	$H_S = 7.18$ m	$H_S = 11.88$ m
	$T_P = 13.74$ s	$T_P = 14.03$ s	$T_P = 13.05$ s	$T_P = 15.94$ s

Tableau III.03 Caractéristiques de la houle au large pour les périodes de retour

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

➤ **Choix de secteur angulaire :**

Au total quatre (04) directions ont été retenues en tenant compte des tableaux de fréquence direction des houles au large ainsi que l'incidence de ces houles par rapport à la zone d'étude (site retenu "Crique Oued Sef-Saf).

Une (01) direction approximativement perpendiculaire à la côte pour mesurer les effets d'une houle frontale (360°N) Trois (03) directions de houle à incidence oblique (N 45°, N 330° et N 290°).

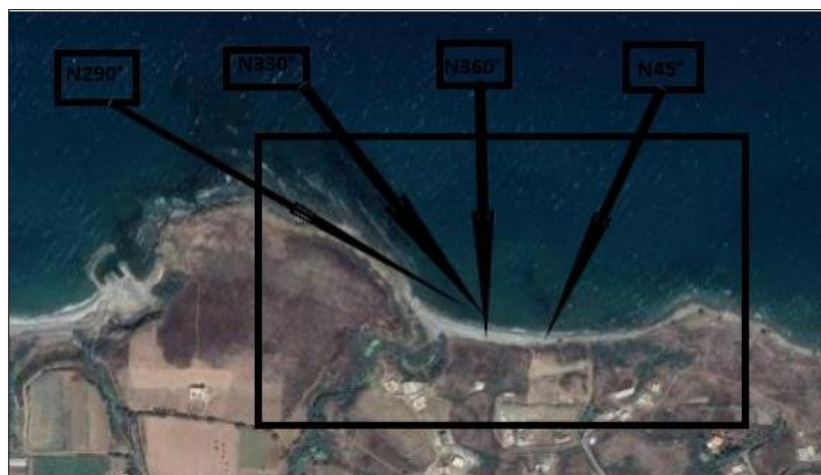


Figure III.06 Houles susceptibles d'atteindre le site retenu

➤ **Résultats :**

Les résultats de l'étude de propagation de la houle sont illustrés par:

- Les épures de réfraction qui montrent qualitativement comment hauteur de houle et direction changent au cours de la propagation de la houle.
- La détermination quantitative des conditions de la houle en quelques points, qui permet l'établissement de la statistique locale de la houle à cette profondeur.

Le coefficient de réfraction (K_r) a été calculé pour chaque direction retenue à la profondeur de 1, 3, 5, 10, 15 et 20 m.

Direction	Période (s)	Amplitude de la houle au large H_s (m)	L'amplitude de la houle en (m) à -10 m	Coefficient de réfraction K_r à -10 m	Angle d'arrivée
N° 45	6	1.09	0.99	0.91	40
	8	2.56	2.25	0.88	34.11
	10	5.05	4.32	0.86	29
N° 360	6	1	0.93	0.9	0.64
	8	2.67	2.48	0.93	1.39
	10	4.92	4.5	0.91	2.04
N° 330	6	1.10	1	0.91	334.61
	8	2.64	2.32	0.88	339.71
	10	4.53	3.96	0.87	334
N° 290	6	1.16	0.78	0.66	309.04
	8	2.67	1.7	0.64	316.33
	10	4.83	3.38	0.61	325.44

Tableau III.04 Résultats du calcul des houles équivalentes

Les résultats obtenus de l'étude de la réfraction de la houle montrent que les houles des quatre directions considérées se réfractent.

Les houles qui perdent plus de leur énergie du large sont les houles à incidence oblique (N 290°). Le coefficient de réfraction (K_r) caractérisant les houles pour cette direction est compris entre 0,61 et 0.66. Ces houles perdent entre 39 % et 34 % de leur énergie du large. Ceci est lié à l'effet du cap qui constitue un obstacle pour la propagation de la houle. Pour les houles des autres directions (N 45°, N 360°, N 330°) celles-ci conservent plus de leur énergie

du large. Le coefficient de réfraction (K_r) oscille entre 0.86 et 0.93. Pour la houle Centennale, les résultats du calcul du coefficient de réfraction (K_r) et du H_p pour les profondeurs de 1 m, 3m, 5 m, 10 m, 15 m et 20 m sont résumés dans le tableau n°08.

Période de retour centennale (100 ans)													
Direction (degré)	H_s large (m)	Prof. 1m		Prof. 3m		Prof.5m		Prof.10m		Prof.15m		Prof.20m	
		K_p	K_r	K_p	K_r	K_p	K_r	K_p	K_r	K_p	K_r	K_p	K_r
N 45°	8.08	1,55	0,19	2,47	0,31	3,44	0,43	5,60	0,69	6,84	0,85	7,02	0,87
N 360°	8.50	1,56	0,22	2,45	0,34	3,34	0,47	5,35	0,75	6,31	0,88	6,36	0,89
N 330°	7.18	1,63	0,19	2,56	0,30	3,58	0,42	5,93	0,70	7,57	0,89	8,13	0,96
N 290°	11.88	1,74	0,15	2,69	0,23	3,69	0,31	5,85	0,49	6,98	0,59	7,20	0,61

Tableau III.05 Résultats du calcul de la réfraction

Ces résultats dénotent que les houles des quatre directions considérées (N 45°, N 360°, N 330°, N 290°) se réfractent au cours de leur propagation avec un maximum de réfraction pour les houles de direction N 290°. A cinq (5) mètres de profondeur, les houles appartenant à ce secteur (secteur Ouest) perdent 69 % de leur énergie du large. La valeur du coefficient de réfraction est estimée à 0.31. Néanmoins ces houles restent les plus importantes en termes de hauteur de la houle.

III.2 Réponse structurelle aux actions hydrauliques.

❖ Conception de la digue à talus:

III.2.1 Soubassement :

Le soubassement est destiné à asseoir le corps de la digue en le surélevant de façon à économiser le matériau noble. Il est généralement de façon réalisé avec des matériaux provenant du site : galets, sable.

Dans le cas où ces matériaux sont susceptibles d'être remaniés par la houle, il y a lieu de les protéger par des matériaux plus grossiers que l'on dépose en tapis.

Ce soubassement peut aussi servir de filtre entre le corps de digue et le sol sous-jacent. Lorsque celui-ci est très fin, il pourra s'avérer nécessaire de disposer à l'interface un tapis de fascines ou un géotextile lesté, de façon à limiter l'enfoncement du noyau dans le sol en place.

III.2.2 Noyau :

Une attention particulière doit être apportée à la réalisation du noyau car cela conditionne la qualité de l'ouvrage. Le noyau devra être poreux pour arrêter les ondes longues contenues dans la houle et donc comporter des éléments fins en quantité suffisante.

Pour qu'il puisse être mis en œuvre et résister à la houle lors de la construction ainsi qu'aux pressions transmises dans l'ouvrage fini, il devra être bien charpenté. On recourra donc à un tout-venant bien gradué de 0 à 500 Kg ou 0 à 1t.

III.2.3 Cavaliers de pied :

Ils ont pour but de limiter l'extension latérale e noyau, notamment lorsque celui-ci n'a pas la raideur souhaitée. Ils sont réalisés en enrochements dont la granulométrie est identique à celle des sous-couches. Ils servent de transition entre les éléments de carapace ou la butée de pied et le soubassement.

La dimension à donner à ces cavaliers doit tenir compte de la précision de réalisation : on prévoira un débordement de l'ordre de 3 à 5m correspondant aux tolérances d'exécution.

III.2.4 Sous-couches:

Le noyau réalisé avec des éléments de petites tailles ne peut en général pas résister à la houle venant frapper l'ouvrage. Il devra être défendu par une carapace dont les éléments peuvent atteindre plusieurs dizaines de tonnes. Entre les deux, il est nécessaire de disposer des éléments de transition : la ou les sous-couches qui ont un rôle multiple.

III.2.4.1 Géométrie des sous-couches:

L'épaisseur d'une sous-couche est fonction de la forme des éléments qui la compose, du nombre de lits et de l'arrangement que l'on souhaite obtenir:

On peut utiliser la formule suivante:

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

Avec :

e : L'épaisseur de la sous-couche ;

n : nombre de lits ;

K_{Δ} : Coefficient tenant compte de la nature de la sous-couche ;

W : poids moyen des éléments constitutifs (W_{50}) ;

γ_s : Poids volumique des éléments ;

Ou on posant : a : arête de cube équivalent = $\left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$ donc : $e = n K_{\Delta} a$

Le nombre N d'éléments à mettre en œuvre pour couvrir 1 m² de talus est alors :

$$N = n K_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100}\right) \left(\frac{y_s}{W}\right)^{2/3}$$

Avec : P est la porosité de la sous-couche exprimée en %.

Cette formule, après adaptation, est utilisée dans la pratique pour donner le nombre d'élément pour 100 m² de surface (compte tenu des dimensions des éléments utilisés).

Ces formules peuvent être utilisées pour évaluer les mêmes données, épaisseur et nombre d'éléments par unité de surface de référence d'une carapace.

Le tableau suivant donne les valeurs de K_{Δ} et P pour différents types constitutifs.

Nature	Nombre de couches	K_{Δ}	P	K_D
Enrochement anguleux	2	1.15	37	4
Bloc cubique rainuré (BCR), type Antifer	2	1.02	46	8
Tétrapode	2	1.04	50	8.3
Dolos	2	1.00	63	22
Acropode	1	1.30	(1)	10

Tableau III.06 Différents paramètres de calcul des couches et des carapaces d'enrochements.

Les ouvrages en enrochement sont généralement dotés d'une carapace en enrochement (souvent une double couche de $2K_t D_{n50}$ d'épaisseur, où K_t est le coefficient d'épaisseur de couche, d'une ou plusieurs sous-couche(s) ou couche(s) filtre(s) granulaire(s) et d'un noyau constitué d'un matériau généralement plus fin. Ce noyau peut être en matériau rocheux (tout-venant d'abattage), en argile ou en sable. Un filtre géotextile peut être placé entre le noyau et les couches granulaires.

Le SPM (CERC, 1984) recommande, pour le ratio entre la masse de l'enrochement naturel de la sous-couche M50u (t) et celle de l'enrochement naturel de la carapace M50a (t), une valeur donnée par l'équation suivante :

$$\frac{M_{50u}}{M_{50a}} = \frac{1}{15} \text{ à } \frac{1}{10}$$

Ce critère est plus strict que les règles relatives aux filtres géotechniques. Il donne, pour le ratio entre le diamètre nominal de l'enrochement naturel de la carapace, D_{n50a} (m), et le

diamètre nominal de l'enrochement naturel de la sous-couche, D_{n50u} (m), les valeurs de l'équation suivante :

$$\frac{D_{n50a}}{D_{n50u}} = 2.2 \text{ à } 2.5$$

Il y a deux avantages à ce que la taille de l'enrochement de la sous-couche soit relativement importante. En premier lieu, la surface de la sous-couche est moins lisse lorsqu'elle est constituée de blocs de grande taille, ce qui permet une meilleure imbrication avec la carapace. Ceci est particulièrement vrai lorsque la carapace est constituée d'enrochement artificiel. En second lieu, une sous-couche de grandes dimensions permet à l'ouvrage d'être plus perméable, ce qui influence fortement la stabilité ou la masse requise de la carapace.

Les sous-couches et les couches filtres doivent être conçues pour éviter le transport de matériaux fins, mais ne doivent pas entraver l'écoulement de l'eau.

III.2.4.2 Filtre granulométrique et son rôle :

Les sous-couches jouent le rôle d'un filtre granulométrique, en permettant de retenir les matériaux les plus fins. Il faut donc vérifier que les règles établis par Terzaghi sont bien respectées :

Si : F est le filtre ;

B : est le matériau à protéger ;

D_x : La dimension du tamis pour lequel on observe x% de passants ;

Les règles de Terzaghi établies pour des matériaux de faibles dimensions (sables, graviers ou cailloux sont) :

$$D_{15}(F) \leq 5 D_{85}$$

$$D_{50}(F) \leq 25 D_{50}$$

$$4 < \frac{D_{15}(F)}{D_{15}(B)} < 20$$

Pour les matériaux grossiers qui constituent les sous-couches, on peut adapter ces règles en remarquant que le poids d'un enrochement est proportionnel au cube de la dimension D de cet enrochement.

D'une manière pratique, les Américains préconisent que les poids moyens respectifs des enrochements des diverses couches soit :

W : Poids moyen de la carapace ;

$\frac{W}{10}$: Poids moyen de la première sous-couche ;

$\frac{W}{200}$: Poids moyen de la deuxième sous-couche ;

$\frac{W}{4000}$ à $\frac{W}{6000}$: Poids moyen des éléments de noyau.

Suivant les dimensions respectives des éléments constitutifs de noyau et de la carapace, on sera amené à disposer 1 ou 2 sous-couches, qui comporteront chacune au moins 2 lits d'embrochements, souvent 3 lorsqu'il n'y a qu'une seule sous-couche.

Le non respect de cette disposition constructive essentielle aurait des conséquences très néfastes pour la tenue de la digue. En l'absence de filtre, les éléments les plus fins du noyau traverseront la carapace, provoquant un tassement général de l'ouvrage, un affaissement de la carapace, pendant que les éléments les plus grossiers viendront colmater celle-ci, créant des surpressions à lame descendante pouvant, alors provoquer la destruction de la digue.

III.2.4.3 Filtre hydraulique :

Entre une carapace très perméable et un noyau que l'on veut imperméable, il est nécessaire de réaliser correctement la transition hydraulique de façon à disperser le plus harmonieusement possible les surpressions générées par la houle.

En effet, du seul point de vue de la tenue de la carapace sous l'action de la houle, il est préférable d'avoir une sous-couche aussi poreuse que possible, ce qui amène à augmenter la granulométrie des sous-couches donnée précédemment, pour porter les poids moyens à :

1 ère sous-couche : $W/4$ à $W/8$

2 ème sous-couche : $W/10$ à $W/20$.

La dissipation de l'énergie de la houle à l'intérieur de l'ensemble constitué par la carapace et les sous-couches est alors suffisante pour ne pas risquer de voir les éléments de noyau s'échapper du corps de digue.

III.2.5 Carapace :

De tous les éléments constitutifs d'une digue à talus, la carapace est certainement celui qui a fait l'objet des études les plus approfondies. Toutefois, son comportement sous l'action de la houle n'est pas totalement connu et bien des incertitudes subsistent.

III.2.5.1 Les formules de stabilité existantes :

Habituellement, une formule de stabilité exprime essentiellement une relation entre les paramètres de la houle et les tolérances minimales sur les caractéristiques des blocs assurant leur équilibre sous son action. Les actions hydrauliques telles que les écoulements externes et

internes à l'ouvrage variables dans le temps et dans l'espace sont difficiles à estimer précisément. De même, les contacts entre les divers éléments de carapace qui dépendent des arrangements ou des dispositions d'assemblage des éléments voisins, varient aléatoirement dans de larges proportions. À cause de ces difficultés théoriques, les auteurs ont proposé des formulations globales sur la stabilité des digues en enrochements naturels et artificiels assez simples fournissant des résultats relativement fiables. En général, les formulations empiriques intègrent au moins les paramètres: hauteur de la houle, poids ou masses volumiques des matériaux, caractéristiques dimensionnelles des blocs, forme des blocs et angle du talus de pose.

Parmi les formules de stabilité les plus utilisées dans le dimensionnement des digues en enrochement on trouve celle d'Hudson :

Qui est une formule empirique, permet de déterminer le poids des blocs de carapace du profil étudié :

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

Le principal avantage de la formule d'Hudson est sa simplicité, ainsi que la grande variété d'enrochement et de configurations pour lesquelles des valeurs de K_D ont été calculées.

Avec :

γ_w Est le poids volumique de l'eau.

En posant : $K_D \cot \alpha = N_s^3$

$\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3 : d_a$ Qui est la densité apparente.

On trouve : $a = \frac{H}{N_s d_a}$ qui exprime très simplement que la dimension caractéristique a (arête du cube équivalent) d'un bloc de carapace est proportionnel aux creux H de la houle auquel il doit résister, compte tenu de sa « densité apparente déjaugée » d_a et d'un paramètre tenant compte globalement du comportement de ce bloc sur un talus faisant un angle α avec l'horizontale.

La formule d'Hudson n'est valable que pour des talus compris entre 25° et 45° .

Le creux H de la houle doit être celui qui représente l'action de la tempête de projet sur l'ouvrage.

Le coefficient de stabilité K_D est un coefficient semi-empirique établi pour chaque type de bloc grâce à des essais en modèle réduit physique ou grâce à des observations réalisés sur des ouvrages déjà construits.

Il doit bien entendu être associé à un critère de dommage accepté et les valeurs données dans le tableau 01, établi suivant les indications issues de Shore Protection Manual sont assez conservatrices. Elles pourront être avantageusement remplacées par celles du tableau 02 suivant les indications des chercheurs de LNH.

Dommage (chute de Blocs) Type de blocs	0 à 1 %	1 à 5 %	5 à 10 %	10 à 20 %
Enrochement naturel	3.2	5.1	7.2	9.5
Bloc cubique rainuré type Antifer.	8	13	18	24

Tableau III.07 Coefficient de stabilité K_D en fonction des dommages

Cette formule dite d’Hudson est d’un emploi extrêmement commode, mais ne prend pas en compte l’ensemble des paramètres liés à la stabilité de l’ouvrage tels que la période de la houle ou la porosité et la composition des sous-couches qui sont, en fait implicitement intégrées dans le coefficient K_D .

On peut être amené à augmenter la taille unitaire de chaque bloc, pour améliorer la sécurité de l’ouvrage. Le surcout du à la plus grande quantité de matière utilisée peut être compensé et au-delà par les économies réalisées lors de la pose.

Augmenter d’un tiers le poids des blocs revient à augmenter de 10% le volume mis en œuvre et à diminuer de 21% le nombre d’éléments.

III.2.5.2 Paramètres liés à l’enrochement naturel :

Les principaux paramètres qui caractérisent l’enrochement naturel, de point de vu de la stabilité sont :

- ✓ La masse volumique apparente, une propriété intrinsèque de la roche dépendante de la quantité d’eau présente dans les interstices de la roche;
- ✓ La distribution blocométrique, définie par les limites nominales inférieures et supérieures appelées NULL et NUL respectivement, et les exigences standards sur les

passants de différentes tailles, ceci contrôle à la fois la taille médiane c'est-à-dire, la masse M_{50} (Kg) et le diamètre nominal D_{50} (m) et la gradation D_{85} / D_{15} , ou D_{85} et D_{15} sont les valeurs de la courbe granulométrique à 85% et 15% respectivement ;

- ✓ La forme des enrochements.

Blocométrie étroite		Blocométrie étendue		Blocométrie très étendue	
$D_{85} / D_{15} < 1.5$		$1.5 < D_{85}/D_{15} < 2.5$		$D_{85}/D_{15} > 2.5$	
Classe	D_{85} / D_{15}	Classe	D_{85} / D_{15}	classe	D_{85} / D_{15}
15 – 20 t	1.1	1 – 10 t	2.0	10 – 1000 kg	4.5
10 – 15 t	1.1	1 – 6 t	1.8	10 – 500 kg	3.5
6 – 10 t	1.2	100 – 1000kg	2.0	10 – 300 kg	3.0
3 – 6 t	1.3	10 – 60 kg	1.8		
1 – 3 t	1.4				
0.3 – 1 t	1.5				

Tableau III.08 Exemples de blocométrie d'enrochement moyen et gros (Guide enrochement)

III.2.5.3 Critère de dommage :

Le comportement de l'ouvrage est décrit par le nombre de blocs déplacés ou par l'évolution du dommage, c'est-à-dire les différences de profil avant et après les tempêtes. Il existe plusieurs façons de mesurer le dommage:

- **Mesure du profil:** décrire le dommage par la zone érodée du talus autour du niveau de l'eau au repos. Cette méthode s'utilise efficacement pour des blocs naturels de petite taille, dans ce cas-là, après la tempête, la zone érodée du talus est presque lisse. Cette zone lisse permet de déterminer facilement l'évolution de la surface érodée qui est définie par Brodewick et Ahrens (1982) :

$$S = A_e / (D_{n50})^2$$

Où S est le niveau de dommage adimensionnel, et A_e est la surface érodée autour du niveau de l'eau au repos. Une description physique du dommage, S, est le nombre de carrés de côtés D_{n50} qui entrent dans la surface érodée. Une autre description est le nombre d'enrochements cubiques de côtés D_{n50} perdus dans une bande de l'ouvrage ayant un largeur de D_{n50} . La figure ci-dessous présente la définition de la surface érodée à partir du profil érodé.

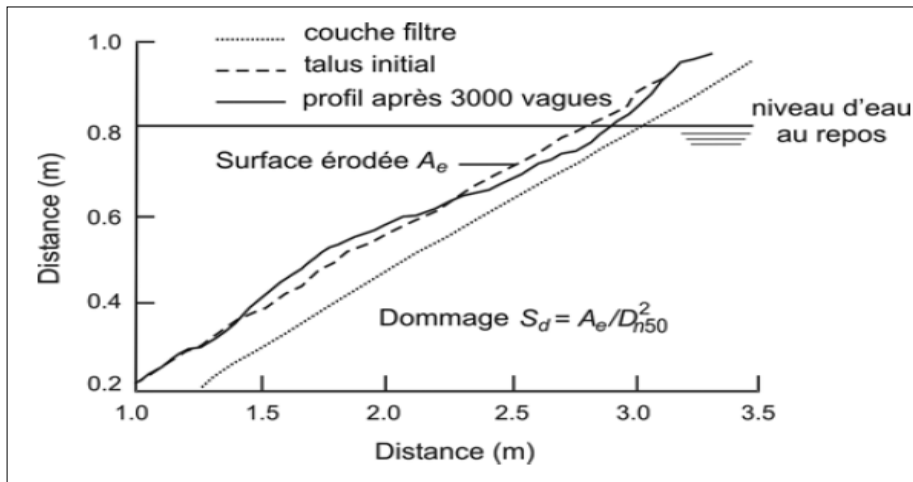


Figure III.07 Profil d'un ouvrage endommagé représenté par le niveau de dommage S (Van der Meer 1987)

Les limites de S dépendent de l'angle de talus de l'ouvrage. Pour des enrochements naturels en double couche, Van der Meer (1998) propose d'utiliser les valeurs du Tableau suivant :

Talus (cot α)	Niveau de dommage S_d		
	Début de dommage	Dommage intermédiaire	Rupture
1.5	2	3 – 5	8
2	2	4 – 6	8
3	2	6 – 9	12
4	3	8 – 12	17
6	3	8 - 12	17

Tableau III.09 Niveau de dommage en fonction de l'angle du talus (Guide enrochement)

Dans l'évolution du dommage, Van der Meer (1987) propose de caractériser le début de dommage pour la valeur $S = 3$ et l'état de rupture de l'ouvrage pour $S = 8$ afin de déterminer deux repères principaux pour bien décrire le comportement de l'ouvrage.

- **Visuel** : compter le nombre de blocs d'enrochements naturels ou artificiels déplacés. Cette méthode est pratique à utiliser pour des carapaces en enrochement artificiel ou parfois en enrochement naturel et des blocs de grande taille. À cause de la difficulté de définir un profil de surface, le coefficient de dommage, S, est remplacé par le nombre de blocs déplacés, N_{od} ou sous une autre forme, d'un pourcentage de dommage, $N_d(\%)$.

$$N_{od} = \frac{\text{Nombre de blocs déplacés hors de la carapace}}{\text{Largeur de la section testée } / D_n}$$

$$N_d = \frac{\text{Nombre de blocs déplacés hors de la carapace}}{\text{nombre total de blocs dans la surface de référence}} \%$$

La liaison entre les nombres de blocs déplacés N_{od} et le niveau de dommage en enrochement naturel se traduit sous la fonction suivant:

$$N_{od} = G. (1 - n_v).S$$

Où n_v est la porosité de la carapace et G le facteur de gradation qui dépend de la gradation de l'enrochement ; G = 1 pour les blocs artificiels et G = 1,2 - 1,6 pour les enrochements naturels. La porosité n_v est dans la plage [0,45 – 0,55] pour les enrochements artificiels. En général, la valeur de S est environ deux fois supérieure à la valeur de N_{od} .

III.2.5.4 Porosité :

La porosité accrue de la carapace peut entraîner une meilleure stabilité du fait de la plus grande dissipation d'énergie, ou au contraire diminuer la stabilité de la carapace à cause de la réduction de l'enchevêtrement des blocs ou du frottement bloc contre bloc.

Ce paramètre dépend principalement de la forme du bloc, ainsi que de la méthode de pose des blocs sur le talus. La porosité de couche, n_v , peut être en général estimé à l'aide de l'équation suivante :

$$n_v = 100 \left[1 - \frac{N_a}{nk_t} \frac{V_b}{D_n} \right].$$

Ou :

n : épaisseur de la carapace exprimée en nombre de couches d'enrochements ;

k_t : Coefficient d'épaisseur de couche, défini par $t_a = nk_t D_n$;

V_b : Volume du bloc artificiel (m³) ;

t_a : Épaisseur de la carapace (m) ;

D_n : Diamètre nominal du bloc (m).

III.2.5.5 Influence de la gradation de l'enrochement sur la stabilité :

Les granulométries très étalées tels que D85/D15 = 4, peuvent en général subir un dommage légèrement supérieur à celui qui est estimé pour les granulométries étroites

Quelque soit l'ouvrage, les variations locales de taille des blocs dans la carapace seront plus importantes que pour les granulométries étroites. Ce phénomène augmentera les variations spatiales du dommage, accroissant la probabilité d'un dommage local important. En outre, le début du mouvement concerne d'abord les blocs de petites tailles puis les blocs les plus importants.

III.2.5.6 Influence de la forme de l'enrochement sur la stabilité :

Les effets de la forme de l'enrochement sur la stabilité ont été décrits par Latham et al (1988). Ils ont testé la stabilité du talus en enrochement présentant différentes formes d'enrochement, parmi lesquelles les formes semi-arrondie et tabulaire. On a constaté que les enrochements très arrondies subissaient un dommage très important que les enrochements standard (c'est-à-dire rugueux ou anguleux).

III.2.5.7 Carapace en enrochement artificiel :

Dans des conditions de houle de dimensionnement modérées, et sur des sites où la qualité, la taille ou la quantité d'enrochement naturels sont suffisantes, le premier choix de carapace est donc dans la plus part des cas l'enrochement naturel, pour des raisons économiques et éventuellement esthétiques. L'enrochement artificiel peut être nécessaire dans des conditions de dimensionnement plus extrêmes ou sur des sites où l'on ne dispose pas d'enrochement naturel de qualité, taille et de quantité suffisantes.

En général, le dimensionnement des carapaces en enrochement artificiel suit la méthode globale appliquée à l'enrochement naturel, mais les formules et/ou les coefficients de dimensionnement sont différents. L'approche la plus simple consiste à appliquer l'équation d'Hudson avec des valeurs spécifiques de K_D .

➤ Classification des blocs artificiels :

La grande variété relative de ces blocs porte non seulement sur les formes mais aussi sur les modalités de pose qui jouent un rôle essentiel. En ce qui concerne le paramètre "Forme", on peut adopter la classification suivante (BURCHARTH & HUGHES2002):

- Massive (Cube, Cubes rainurés,...).
- Compacte (Accropode, X-bloc, Akmon, etc.)
- Elancée (Tétrapode, Dolos, Core-loc, Hambatit, Stabit, etc.)
- Perforée (Haro, Sea-bee, Shed, etc.)

Les forces stabilisatrices des blocs qui s'opposent aux efforts hydrauliques générés par les vagues résultent, outre de leur frottement sur le support de pose, de leur poids et du contact qui s'établit entre les blocs voisins. Suivant le type d'élément, la nature de ce dernier contact peut être apparentée à un enchevêtrement c'est à dire une imbrication des blocs, comme dans le cas des Dolos, par exemple. Ce contact peut aussi se réduire à un simple frottement périphérique, comme dans le cas des cubes placés en une seule couche notamment. Le classement proposé ici retient trois aspects principaux entrant dans les mécanismes favorables à la stabilité des blocs. Il s'agit de :

- la masse
- l'imbrication
- le frottement latéral

Naturellement, pour la majorité des blocs, les trois aspects interviennent. Toutefois, le classement s'est efforcé de souligner le mécanisme apparaissant comme dominant.

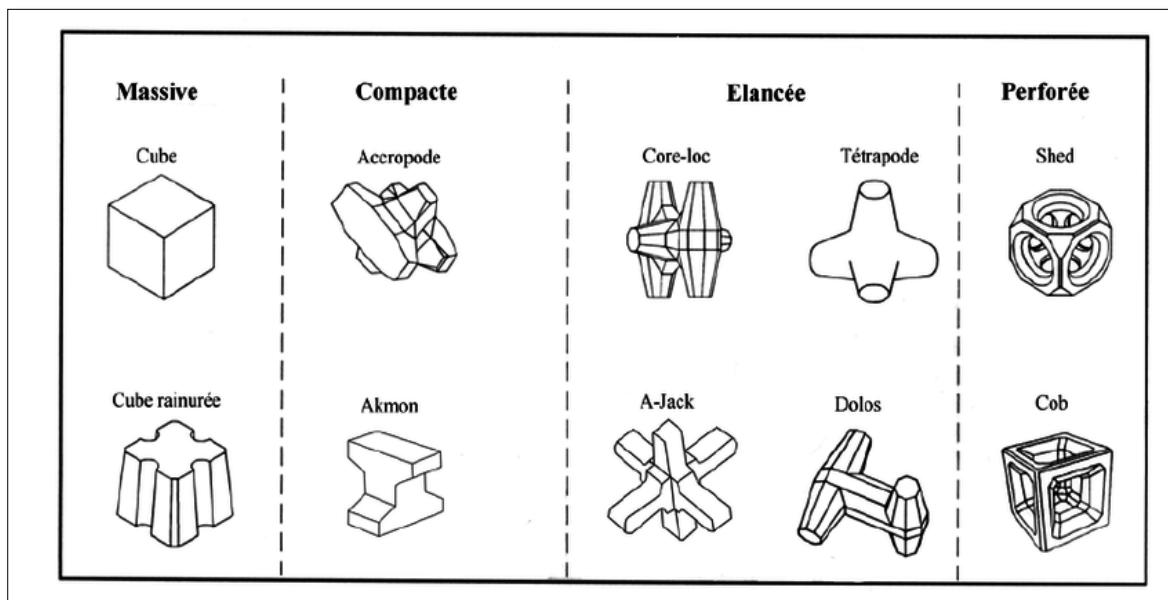


Figure III.08 Différentes formes des blocs artificiels

Les modalités de pose constituent un autre aspect important qu'il convient de considérer en matière d'utilisation de blocs artificiels. C'est particulièrement fondamental dans le cas des blocs dont les performances résultent en priorité de l'imbrication et du frottement latéral.

La classification ici présentée distingue les trois types de placement suivants:

- sans plan de pose
- avec plan de pose
- blocs rangés

Il convient d'expliciter cette distinction.

- ✓ **Sans plan de pose** : signifie que les blocs sont simplement juxtaposés sans que la position de chaque bloc sur le support ne soit définie. En France, il n'y a quasiment que les enrochements naturels qui soient mis en place sans plan de pose. En ce qui concerne les blocs artificiels, les cubes placés en une seule couche appartiennent à la présente catégorie. Toutefois, même si la position des cubes n'est pas définie, en revanche, la densité de pose des blocs, c'est-à-dire le nombre d'éléments par unité de surface, constitue un paramètre de dimensionnement de ce type de carapace.

- ✓ **Avec plan de pose** signifie ici que la position du centre de gravité de chaque bloc composant la carapace est précisément définie. En revanche, l'orientation dans l'espace du bloc peut, et même dans certains cas, doit être aléatoire.

C'est la grande majorité des blocs artificiels, placé normalement en deux couches mais parfois sur une seule couche.

- ✓ **Blocs rangés signifie** ici que non seulement la position du centre de gravité est défini mais aussi que l'orientation des blocs est précisée. waq

En fait les blocs sont les plus souvent serrés les uns contre les autres et posés à plat sur le filtre support. Il faut préciser que ces blocs sont dans leur grande majorité perforés. S'ils ne l'étaient pas, il se produirait un différentiel de pression très préjudiciable à leur stabilité de part et d'autre de la carapace. Dans le cas de ces blocs, c'est le frottement latéral qui est le facteur stabilisant. Ce type de blocs est généralement placé sur une couche pour former un revêtement continu.

Comme on peut le constater, le choix offert par l'ensemble des produits disponibles est très riche. Toutefois, en pratique, les cultures locales ou nationales pèsent fortement sur les pratiques retenues. Ainsi, en France, il n'y a plus guère depuis les années 90 que deux types de blocs qui soient utilisés à grande échelle pour les projets d'importance, l'acropode et la cube rainuré.

➤ **Masse volumique de béton :**

On utilise pour la plupart des enrochements artificiels un béton dont la masse volumique est plutôt classique, comprise par exemple entre 2 200 kg/m³ et 2 600 kg/m³. Les Cubes (y compris les cubes Antifer) ont parfois une masse volumique beaucoup plus élevée, par exemple 3 000 kg/m³, bien que cela soit rarement le cas pour des blocs complexes.

Des recherches menées sur des blocs cubiques de densité encore plus élevée (de 4 000 kg/m³), effectuées à partir de granulats lourds, indiquent que le béton à densité élevée peut être utile.

L'utilisation de blocs artificiels à densité élevée signifie que le volume de chaque bloc est réduit et donc que la couche a une épaisseur moindre. Contrairement aux blocs tels que les Cubes, qui tirent la majeure partie de leur résistance de leur masse.

➤ **Résistance des blocs artificiels:**

Les blocs artificiels ne peuvent pas fournir une protection efficace et robuste si les blocs présentent des défaillances structurelles. Les blocs ne doivent donc être utilisés que dans leur domaine d'application.

➤ **Choix du type d'élément de carapace :**

Une digue à talus en enrochement est normalement protégée par une carapace en enrochements naturels issus de la même carrière que celle dont sont issus les autres matériaux. Toutefois, pour que cette utilisation soit possible, il faut qu'un certain nombre de conditions soient remplies :

- ✓ Taille des blocs suffisante pour résister à la houle ;
- ✓ Qualité suffisante des blocs et durabilité de ceux-ci lorsque ils sont soumis aux divers chocs (non-fragilité) ;
- ✓ Equilibre de la carrière respectée de façon à utiliser tout les matériaux issus de la carrière : la proportion d'éléments de grandes dimensions susceptibles d'être utilisés en carapace est en général faible de l'ordre de quelques pour-cent).

Lorsque toutes ces conditions sont réunies, l'utilisation des enrochements naturels s'avère bien souvent la meilleure solution économique, technique et esthétique.

Dans les autres cas, il est nécessaire de recourir à des blocs artificiels, généralement réalisés en béton, la plus part du temps non armé.

Chaque type de bloc a un comportement bien spécifique lié à ses qualités intrinsèques et devra donc être utilisé dans les conditions correspondantes. Bien entendu les blocs artificiels devront, comme les blocs naturels, résister aux chocs et donc ne pas être fragile.

- **Eléments à comportement isolé :**

Les éléments de carapace ont un comportement individuel, c'est-à-dire qu'ils ne résistent à l'action de la houle que par leur poids propre. Soulevés par la houle à lame montante, ils reprendront leur place si celle-ci est encore libre, si non ils auront tendance à rouler au pied du talus, dégarnissant peu à peu celui-ci.

De ce fait, ces blocs sont le plus souvent utilisés en deux couches sinon trois couches, très rarement en une seule couche (sauf dans le cas où leur taille est surabondante).

Compte tenu de leur comportement individuel, il est tout à fait normal de constater, lors de premières tempêtes, des chutes de blocs en pied de talus correspondant à 1 ou 2% du nombre total de blocs de la carapace, sans que cela ne soit nuisible à la tenue à long terme : ce sont les blocs les plus instables, mal posés ou mal calés, qui tombent.

La rupture de la carapace intervient très progressivement lorsque la houle augmente. Les réparations restent cependant possibles tant que les dégâts n'atteignent pas la sous-couche et que le pourcentage de chute de bloc ne dépasse pas 20%.

- ✓ **Les enrochements naturels** : restent, pour les projets les plus modestes, la meilleure solution. Malgré un faible coefficient K_D de la formule d'Hudson, compensé par une masse volumique plus élevées que celle du béton composant les blocs artificiels, ils assurent, même lorsqu'ils sont remaniés par la houle, une bonne perméabilité de la carapace du fait de leur irrégularité, ils procurent donc une protection qui ne se dégrade que très peu avec le temps (sauf en cas de rupture des blocs eux mêmes).
- ✓ **Les blocs cubiques lisses** : Présentent l'inconvénient d'être largement remaniés par la houle et d'adopter une disposition en pavage. Cette disposition est défavorable pour la tenue de la protection à cause de la création de surpression à l'intérieur du corps de digue susceptible d'expulser ensemble de blocs. De plus, la mise en vitesse des lames le long du talus favorise le déversement de la houle par-dessus l'ouvrage et l'attaque du talus arrière.

Pour pallier cet inconvénient on a parfois utilisé des mélanges de blocs de tailles différentes comme à Dunkerque (10 t et 20 t). Mais cubes rainurés à Antifer en 1973.

Ces blocs lisses sont donc peu utilisés à l'heure actuelle.

- **Élément à comportement de groupe :**

Ces éléments résistent la fois par leur propre poids, mais aussi par l'effet de groupe procuré par une imbrication des blocs entre eux.

Cette imbrication n'est possible que si les blocs présentent des formes particulières facilitant le phénomène et que de plus, la pose a été réalisée suivant plan bien déterminé. Le respect du maillage, de la densité de pose des blocs, de la position et de l'attitude de chaque bloc est donc une condition sine qua non de la réussite d'une telle configuration.

Lorsque la houle attaque violemment une carapace ainsi constituée, c'est l'ensemble de celle-ci qui se soulève et reprend sa place :

On a l'impression que la carapace « respire » sous l'action des vagues les plus fortes.

Si, pour une raison quelconque, un élément de la carapace parvient à s'échapper, deux choses peuvent alors se produire :

- L'ensemble de la carapace évolue, modifie son propre maillage de façon à venir combler l'espace vide et à reconstituer l'imbrication initiale, et alors la carapace continue à assurer son rôle ;
- Ou bien le trou attire individuellement un puis plusieurs blocs qui se trouveront à leur entraînés hors de la carapace et il s'ensuit une rupture en chaîne par « détricotage » de la carapace.

On considère, compte tenu de ce mode de rupture, que le seuil de 1% de chute de bloc est un seuil alarmant à ne pas dépasser, même dans ces conditions extrêmes.

Les premiers blocs de ce type ont été les dolos dont la forme est particulièrement propice à un bon enchevêtrement. Malheureusement, ce type de bloc est particulièrement fragile et cela a été à l'origine de la rupture de la digue de Sinés en 1979.

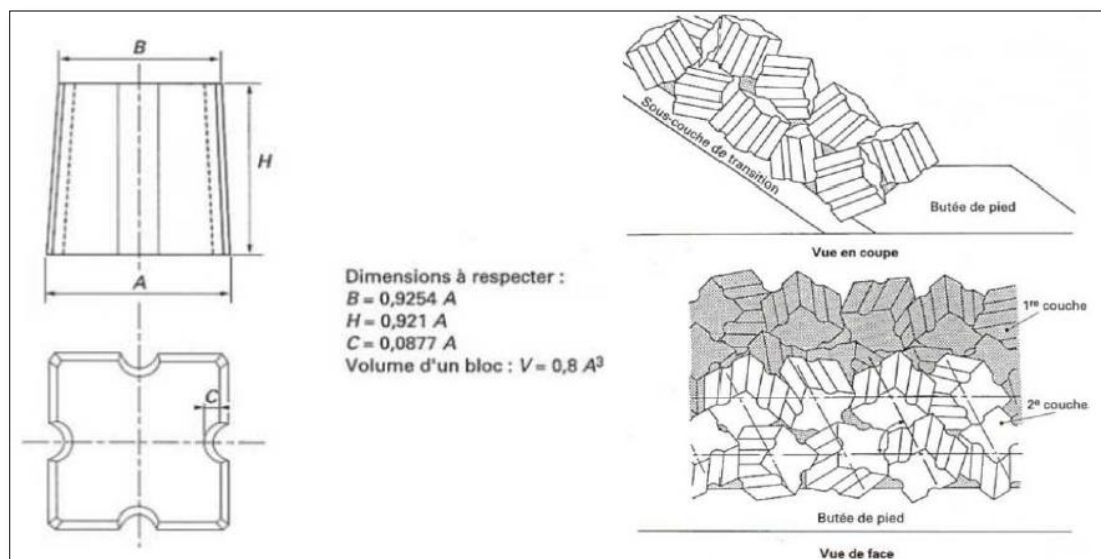


Figure III.09 Principe de pose des blocs cubiques rainurés (BCR)

- **Élément à comportement mixte :**

L'intérêt de ce type d'élément de carapace est en effet connu depuis longtemps : il est préférable d'utiliser des enrochements naturels anguleux plutôt que des enrochements arrondis, compte tenu que les premiers présentent de meilleures qualités d'accrochage et d'imbrication que les seconds. Il est de même pour des éléments artificiels en béton.

Le premier d'entre eux, qui est maintenant connu, est le **tétrapode**. Ce bloc est posé en deux couches : la première est constituée de tétrapodes posés à plat selon un plan de pose rigoureux, une des arêtes étant perpendiculaire au plan local de la digue. La deuxième couche est, elle aussi, positionnée très précisément, chaque tétrapode étant posé de façon inverse de ceux de la couche précédente.

Ces deux couches, bien imbriquées, confèrent à l'ensemble une bonne stabilité, comme en attestent les nombreux ouvrages réalisés avec cette technique.

Toutefois, lorsque ceux-ci sont soumis à des efforts exceptionnels, on peut craindre une rupture de bloc, compte tenu de sa forme relativement fragile. Ces blocs ne sont plus guère

utilisés en construction neuve, compte tenu des performances bien meilleures de l'acropode (posé en une seule couche) ou de celles du bloc cubique rainuré du type Antifer posé en deux couches.

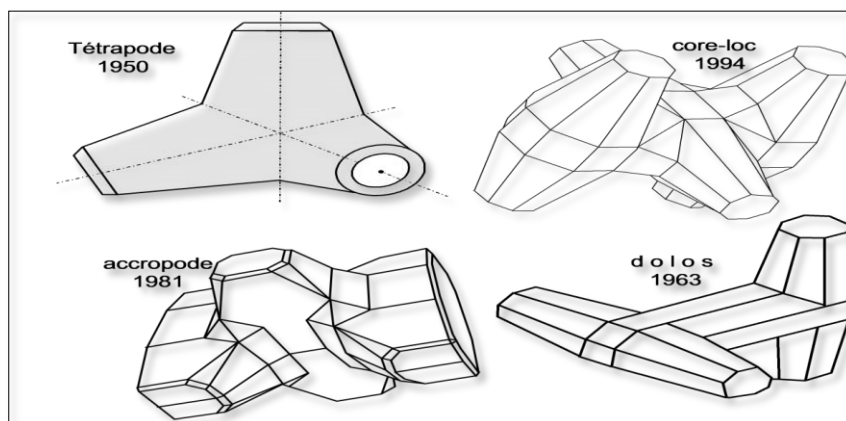


Figure III.10 Présentation de différents types de blocs

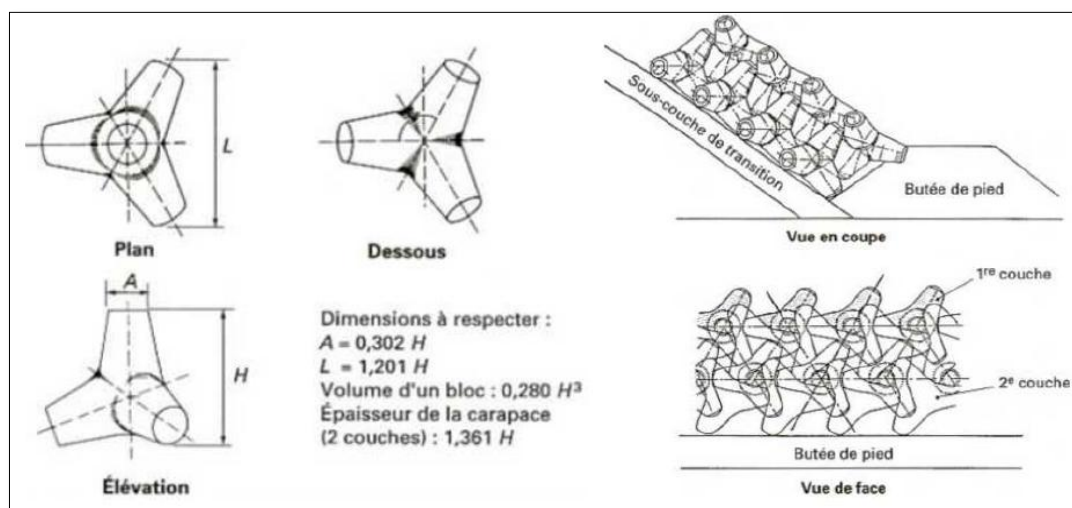


Figure III.11 Plan de pose des tétrapodes

➤ **Technique de placement :**

La technique de placement des blocs de la carapace est l'un des paramètres les plus significatifs affectant la stabilité (Hudson et al. 1979). Des recherches sur les techniques de placement ont été menées dans le but d'améliorer la perméabilité et l'imbrication entre les unités.

Plutôt que sur le poids propre des blocs pour améliorer la résistance (Medina et al. 2011). Il s'agit de proposer des formes permettant d'atteindre une forte stabilité d'équilibre des éléments vis-à-vis des sollicitations hydrauliques générées par la houle. De la même façon, placée en deux couches d'une porosité voisine de 50%, ces blocs présentent des performances remarquables en matière de limitation de franchissement avec une porosité aussi grande que

possible (Moline et al. 2012). Il y a un grand nombre de méthodes de placement pour des blocs Antifer proposées récemment par les auteurs, et celles-ci sont divisées en trois types principaux: placement irrégulier, placement régulier et placement alternatif.

En particulier, la méthode de placement irrégulier a été utilisée pour la construction des digues au port d'Antifer, en France (Maquet, 1985). L'avantage de cette technique réside dans la diminution des blocs utilisés pour la carapace et l'augmentation de la dissipation l'énergie de la houle au sein de la couche intérieure. De plus, après chaque tempête, la rupture est facile à réparer en ajoutant des blocs supplémentaires sur la carapace. La stabilité de la digue d'Antifer a été étudiée par Günbak (1996 et 1999) en model 2D et à l'échelle prototype. La méthode de placement alternatif a été étudiée par Yagci et Kapdasli, 2002.

Les blocs Antifer de la première couche ont été placés perpendiculairement à leurs rainures sur la couche de filtre. La distance entre les blocs voisins est égale à $Dn/2$. Dans la deuxième couche, les blocs voisins sont placés adjacents les uns aux autres irrégulièrement. Les résultats de ces recherches ont montré que la 'technique de placement alternatif' s'est avérée supérieure à d'autres techniques existantes de placement.

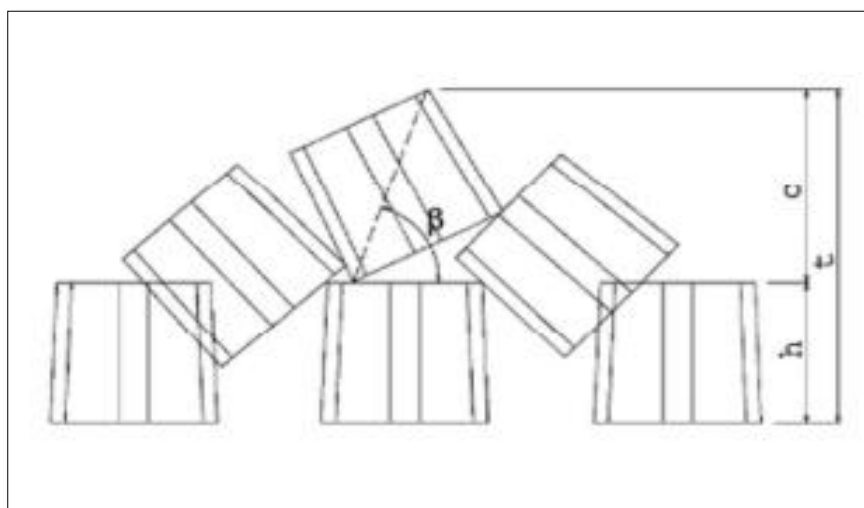


Figure III.12 Schéma de placement alternatif de blocs antifer dans le cas de deux couches (Yagci et Kapdasli, 2020)

En parallèle, Frens (2007) a évalué l'impact de 17 méthodes de placement différentes, avec différentes densités de pose, avec des blocs Antifer. Chaque placement est déterminé par trois critères : le motif de la première couche, le motif de la deuxième couche et l'ordre dans lequel les blocs sont placés l'ordre par rangée ou par couche. Les quatre types de méthodes de placement régulier ont été testés: la colonne, la pyramide remplie, la pyramide fermée et la méthode double pyramide comme visualisé sur la figure suivante :

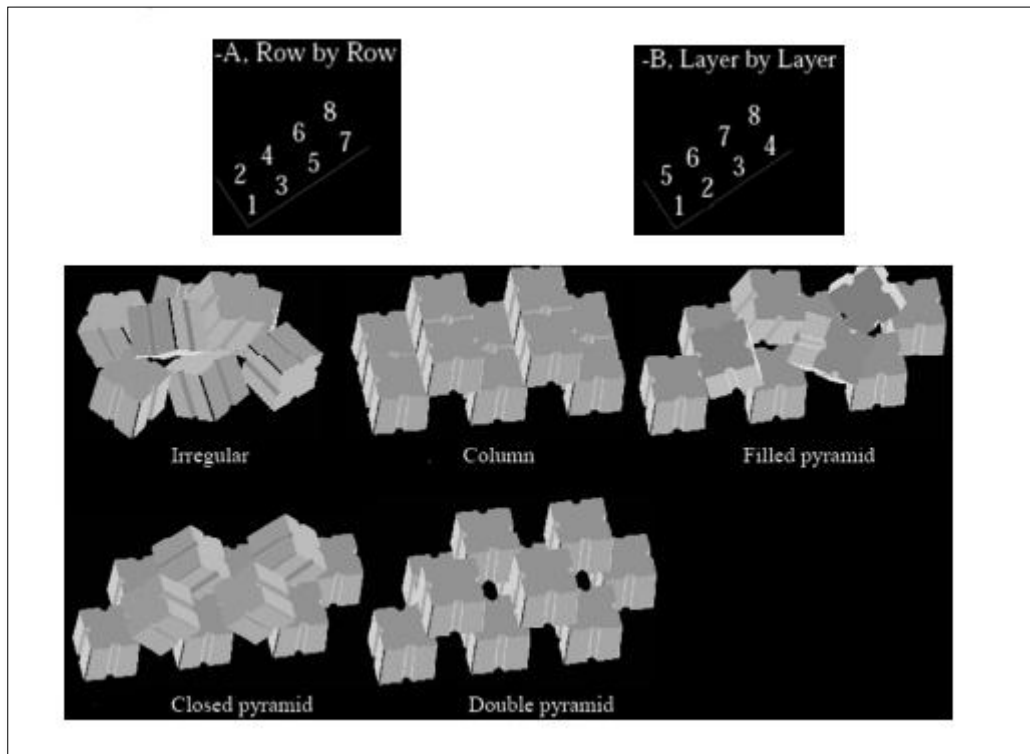


Figure III.13 Diverses méthodes de placement dans les essais de Frens (2007)

Lors de la comparaison entre ces dispositions des blocs, Frens analyse les avantages de chaque méthode en se basant sur trois critères essentiels : la stabilité de la carapace, la dissipation de l'énergie de la houle et l'existence de l'effet de la houle oblique (effet du modèle 3D) qui sont résumés dans la Tableau suivant :

	Irrégulier	Colonne	Pyramide remplie	Pyramide fermée	Double pyramide
Stabilité	Moyenne	Haute	Faible	Moyenne	Haute
Dissipation	Moyenne	Haute	Moyenne	Haute	Faible
Houle Oblique	Non	Oui	Non	Oui	Oui

Tableau III.10 Comparaison entre les techniques de placement

➤ **Commentaire :**

Actuellement, en France, les éléments les plus utilisés sont :

- Les enrochements naturels pour les projets modestes (houle de projet faible) d'une part.
- Les acropodes posés en une seule couche et les blocs cubiques Antifer posés en deux couches d'autre part.

Le choix entre l'un ou l'autre des deux types, de blocs artificiels dépend de très nombreux paramètres, mais il n'en reste pas moins vrai que l'utilisation de ces blocs modernes fait appel à des techniques très évoluées. L'élaboration du plan de pose reste une affaire de spécialistes et la bonne tenue des ouvrages en dépend.

A titre d'exemple, les blocs cubiques rainurés doivent être posés avec un pourcentage de plein de 54%. Avec 52%, la maille est trop lâche et la carapace tasse. Avec 56%, la maille est trop serrée et la mise en place correcte des blocs n'est pas possible.

Des phénomènes analogues ont été constatés avec les acropodes : la mise au point du système de maillage a fait l'objet de nombreuses et coûteuses études.

III.2.6 Butée de pied et protection anti-affouillement :

De façon à éviter que les carapaces ne glissent trop en partie basse, il est souvent utile d'en bloquer le pied par un massif d'enrochements.

Lorsque cette butée de pied est directement soumise à l'action de la houle, c'est-à-dire que la hauteur d'eau h disponible au-dessus de celle-ci est inférieure à 1.3 fois le creux de la houle de projet, elle sera constituée de blocs identiques à ceux de la carapace.

Lorsque la profondeur d'eau est suffisante pour que la butée de pied soit naturellement protégée, on pourra diminuer notablement la granulométrie et l'on pourra alors utiliser la formule suivante dérivée de la formule d'Hudson :

$$W = \left(\frac{1}{10} \frac{h}{H} \right) \frac{(\gamma_s H^3)}{K_D \cot \alpha \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$$

Avec : h est la hauteur d'eau au-dessus de la butée de pied.

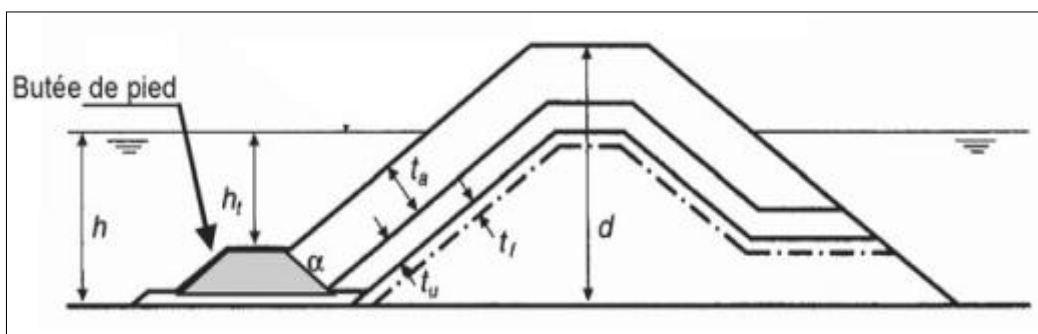


Figure III.14 Coupe classique de digue à talus avec une butée de pied

III.2.7 Couronnement :

➤ Rôle et importance :

Le rôle de couronnement est comparable à celui de clef de voûte d'une cathédrale gothique : sans lui l'ouvrage présenterait au sommet une faiblesse de nature à entraîner la ruine.

Le couronnement sert essentiellement à « fermer » l'ouvrage en partie haute et souvent à circuler sur la digue.

Il est soumis à l'action de la houle sous la multiple forme :

- Horizontalement : les lames, mises en vitesse le long de la carapace, exercent une action qui peut, dans certains cas, provoquer un recul notable de celui-ci, créant ainsi une zone de moindre résistance dans la carapace du fait de la distension de la maille de celle-ci en partie haute :
- Verticalement : les surpressions provoquées par la houle à l'intérieur du noyau ont tendance à soulever le couronnement qui, n'étant plus tenu, peut alors facilement glisser.

➤ Choix des dimensions et des dispositions constructives :

Compte tenu du mode d'attaque par la houle, le couronnement devra être suffisamment massif pour pouvoir résister.

Habituellement construit à l'aide de béton de masse non armé par élément de 10 à 15 m de long, il comporte :

- Une dalle horizontale d'au moins 1 m d'épaisseur, coulée en place pour obtenir un contact aussi bon que possible avec le massif sous-jacent ;
- Un mur de garde vertical, dit chasse mer, coulé lui aussi en place, dont l'épaisseur ne devait pas être inférieure à 1m, sur lequel viendront s'appuyer les blocs de la partie haute de la carapace ;
- Eventuellement une bèche pour augmenter la résistance au glissement de couronnement.

Le couronnement sera suffisamment large pour permettre de circuler sur la digue, en particulier pour des problèmes d'entretien et de surveillance, même si l'on ne désire pas rendre habituellement circulaire cette digue.

Il sera suffisamment reculé pour que l'action horizontale des lames soit en partie absorbée par les éléments hauts de la carapace, qui devra comporter en partie supérieure au moins deux si non trois blocs.

Au total, pour les conditions normales d'utilisations, la largeur de la digue au niveau de l'eau devrait être comprise entre 3.5 et 4H (niveau de référence et creux de la houle estimés dans les conditions normales).

Enfin, la cote d'arase de la digue devra être fixée en fonction des conditions d'exploitation, et non pas en fonction de la houle de projet retenu pour l'étude de stabilité. En effet, imposer de ne pas être franchi par les lames de la tempête exceptionnelle conduit à des valeurs irréalistes pour la cote d'arase, incompatibles, avec l'économie du projet.

Admettre d'être franchi par 5% au plus des vagues de la tempête annuelle peut être un critère acceptable dans de nombreux cas.

La cote d'arase peut être calculée en fonction du creux de la houle sur inclinée (Run up Ru) qui peut être approché par les formules suivantes :

$$Ru = \rho H I_r$$

Avec :

H : creux de la houle :

P : coefficient tenant compte à la fois de la porosité et de la rugosité de la digue, variant de 0.5 à 1 ;

$I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/l}}$: coefficient d'Iribaren-Battejes (que l'on limitera à 3) :

tan α : Pente de la carapace avec l'horizontale ;

H/l : Cambrure de la houle devant l'ouvrage dans les conditions retenues pour le calcul de la cote d'arase ;

Ou celle mise au point par le LNH (laboratoire national d'hydraulique) : $Ru = 0.67 H (I_r)^{0.51}$

Avec les mêmes notions que précédemment.

Ces formules, issue d'essais sur modèles réduits, permettent d'estimer la hauteur à donner à l'ouvrage mais, à l'instar de la formule d'Hudson utilisée pour le calcul du poids des blocs de carapace négligent bien des paramètres et doivent être utilisées avec précaution.

Si, pour des raisons diverses, esthétiques notamment, on est amené à baisser la cote du couronnement, on pourra maintenir les franchissements à un niveau acceptable, compatible avec l'exploitation, en augmentant la longueur du glacis ainsi que la rugosité et la porosité de la carapace en partie haute.

➤ **Critère de stabilité :**

L'action de la houle sur les murs de couronnement dépend des caractéristiques de la houle incidente, mais aussi fortement de la géométrie précise de l'enrochement de la crête et du mur

du couronnement lui-même. La principale action s'exerce sur la face avant. Un deuxième effet est la sous pression agissant sous le mur de couronnement. Le poids du mur de couronnement ainsi que de la force de frottement mobilisée entre le mur de couronnement et la couche en enrochement sur laquelle il repose opposent les forces dues à la houle.

Les modes de ruptures des murs de couronnement peuvent être divisés en deux groupes : ceux qui dépendent de la résistance de la superstructure (comme la rupture) et ceux qui dépendent de l'interaction avec l'ouvrage sous-jacent (comme le glissement et le renversement). La stabilité des murs de couronnements vis-à-vis du glissement et du renversement peut être évaluée à l'aide des critères définis par l'équation suivante :

$$f(F_G - F_U) \geq F_H \quad \text{Pour la stabilité vis-à-vis du glissement..... (01)}$$

F_G : Poids (déjaugé selon le cas) de l'élément de mur de couronnement (N), qui égale à $(M_{cw} - V_{cw} \rho_w) g$, avec : M_{cw} et V_{cw} sont respectivement la masse et le volume de mur de couronnement ;

F_U : Force de sous-pression induite par la houle (N) ;

F_H : Force horizontale induite par la houle (N) ;

f : coefficient de frottement ;

$$M_G - M_U \geq M_H \quad \text{Pour la stabilité vis-vis de renversement..... (2)}$$

Avec :

M_G : Moment stabilisateur dû à la masse de mur de couronnement (N.m) ;

M_U : Moment induit par la houle dû à la force de sous-pression (N.m) ;

M_H : Moment induit par la houle dû à la force horizontale (N.m).

De manière générale, on suppose que la valeur de coefficient de frottement f , se situe autour de 0.5. Si le mur de couronnement comporte une bêche, on peut supposer que cette valeur est plus élevée. Ces valeurs sous-entendent que le mur de couronnement est calculé sur place directement sur sous-couches ou sur un matériau de noyau préparé. Les éléments préfabriqués, ou les éléments coulés sur place sur un matériau plus fin, donneront des valeurs de f moins élevées. Il est recommandé d'effectuer des essais à grand échelle ou à échelle réel, afin d'établir des estimations plus précises de f lorsque celle-ci sont capitales pour le dimensionnement.

III.2.8 Talus arrière et crête des ouvrages :

L'un des éléments essentiels de dimensionnement des ouvrages maritimes est la stabilité de crête et du talus arrière de l'ouvrage, ainsi que le dommage potentiel qu'ils peuvent subir à cause de franchissement de la houle. Tant que les ouvrages sont suffisamment élevés pour

éviter le franchissement, l'enrochement de la crête et du talus arrière peut être de dimension inférieure à celle de l'enrochement de la face avant. Toutefois, la plupart des ouvrages sont conçus pour supporter un franchissement léger ou extrême dans les conditions de dimensionnement. Certains ouvrages sont si bas qu'ils sont franchis même dans les conditions de service normal. Plus la crête de l'ouvrage n'est basse, plus la quantité d'énergie de la houle qui passe par-dessous l'ouvrage est importante, ce qui exerce des charges sur la crête et sur l'arrière. Dans les cas des ouvrages peu élevés, le matériau constitutif de la crête et du talus arrière devra peut-être avoir les mêmes dimensions que le matériau placé côté mer.

III.2.8.1 Talus arrière :

Une recommandation de dimensionnement est exposée ci-dessous pour estimer le niveau de dommage que subissent les talus arrière des ouvrages en enrochement, qui tient compte de plusieurs paramètres hydrauliques et structurels présentés ci-dessous :

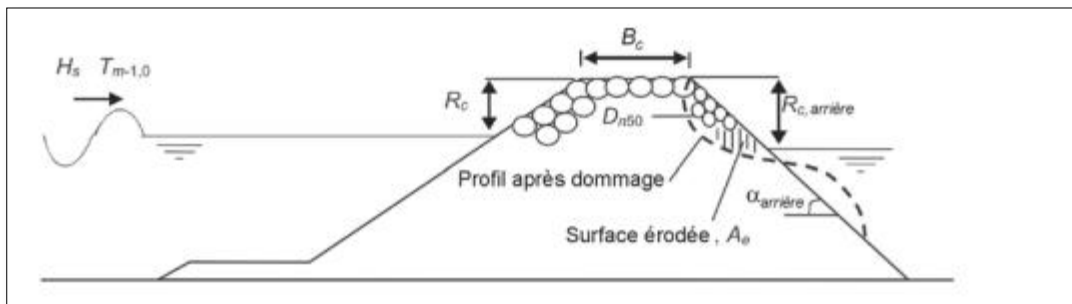


Figure III.15 Schéma explicatif pour l'évaluation de la stabilité du talus arrière (Guide enrochement)

La taille requise de l'enrochement, D_{n50} (m), Sur le talus arrière des ouvrages côtiers et maritimes pour un niveau donné de dommage acceptable, S_d , peut être estimé à l'aide de l'équation établie par Van Gent et Pozueta (2005) :

$$D_{n50} = 0.008 \left(\frac{S_d}{N} \right)^{\frac{1}{6}} \left(\frac{u_{1\%} T_{m-1,0}}{\sqrt{L}} \right) (\cot \alpha_{arrière})^{-\frac{2.5}{6}} \left(1 + 10 \exp \left(\frac{-R_{c,arrière}}{H_s} \right) \right)^{1/6} .$$

Avec :

S_d: Coefficient de dommage, $S_d = A_e / D_{n50}^2$, avec : A_e surface érodée (m²).

N : nombre des vagues.

H_s : Hauteur significative de la houle incidente en pied d'ouvrage (m).

T_{m-1,0} : Période énergétique de la houle (s).

α_{arrière} : Angle du talus arrière.

R_{c,arrière} : Revanche de la crête par rapport au niveau de l'eau à l'arrière de la crête (m).

R_{u1%} : Vitesse maximum (moyennée sur la profondeur) à l'arrière de la crête (m/s) au cours

d'un franchissement dépassé par 1% des vagues incidentes (Van Gent, 2003), donnée par l'équation suivante :

$$u_{1\%} = 1.7 (g\gamma_{f-c})^{0.5} \left(\frac{R_{u1\%} - R_c}{\gamma_f} \right)^{0.5} / \left(1 + 0.1 \frac{B}{H_s} \right).$$

Ou :

B : Largeur de la crête (m).

R_c : Revanche de la crête par rapport au niveau de l'eau au repos du coté mer de la crête (m) ;

γ_f : Rugosité du talus coté mer, $\gamma_f = 0.55$ pour un talus en enrochement rugueux et $\gamma_f = 1$ pour les talus imperméables lisses ;

γ_{f-c} : Rugosité de la crête, $\gamma_{f-c} = 0.55$ pour les crêtes en enrochement et $\gamma_{f-c} = 1$ pour les crêtes imperméables lisses ;

R_{u1%} : Hauteur fictive de run-up dépassée par 1% des vagues incidente (m).

III.2.8.2 Crête :

Normalement, le matériau utilisé sur la crête des ouvrages est le même qui sert à la carapace du talus coté mer. Dans certains cas, toutefois ce matériau est placé en une couche même si le talus coté mer est généralement constitué d'une double couche d'enrochement. La largeur de la crête est habituellement déterminée par la méthode de construction employée (accès des camions ou des grus au dessus de noyau), ou par les exigences d'exploitation (route ou mur de couronnement au sommet). S'il est possible que la crête soit de largeur réduite. Il est néanmoins nécessaire de garantir une largeur minimale B_{min} égale à (3 à 4) D_{n50} (m).

III.2.9 Musoir :

L'extrémité d'une digue, le musoir, est soumise à une action renforcée de la houle qui l'attaque directement mais aussi par « derrière » grâce à la diffraction et la réfraction sur le massif de pied. Il en résulte que la zone la plus sollicitée se situe approximativement à 45° de la direction de la houle incidente et à peu près au niveau de l'eau (niveau de référence du moment).

Du fait de la diffraction autour du musoir, on peut considérer que le coté intérieur de la digue est soumis à une action de la houle équivalent à celle de la houle extérieure sur environ un quart de longueur d'onde puis diminue progressivement pour atteindre les caractéristiques de la houle intérieure à environ une longueur d'onde de celui-ci.

Les problèmes d'aménagement du musoir par rapport au profil courant précédent résident en quelques points qui sont souvent contradictoires :

- Transition progressive, mais rapide afin de ne pas allonger la longueur des tronçons les plus coûteux ;
- Augmentation des caractéristiques du profil ;
- Respect des contraintes géométriques de distorsion de la maille de pose des éléments de carapace. Cela implique souvent pour des éléments à maille difficilement déformables tels que les acropodes ou les tétrapodes, un élargissement notable de la digue qui peut être mis à profit pour augmenter la protection du plan d'eau intérieur en incurvant légèrement le dernier tronçon ;
- Renforcement localisé des caractéristiques du couronnement ;
- Renforcement de la protection en pied pour résister à l'action des courants générés par la houle.

Les aménagements propres au musoir seront donc fonction de nombreux paramètres dont l'un d'entre eux, particulièrement important, est le choix de type de bloc retenu pour la carapace. On considère généralement que, toutes choses égales par ailleurs, l'agressivité accrue des lames sur un musoir peut se traduire en moyenne par une diminution de 20% du coefficient de stabilité K_D de la formule d'Hudson. Cette valeur moyenne est pondérée car il est nécessaire de tenir compte de la plus ou moins grande aptitude du bloc à résister aux attaques latérales de la houle.

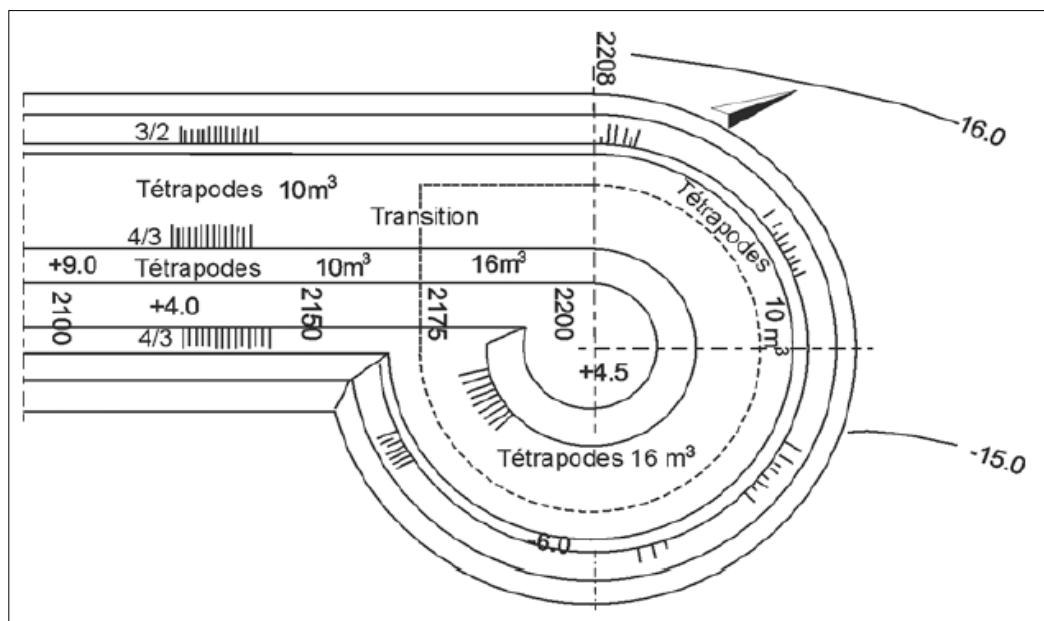


Figure III.16 Plan classique d'un musoir de digue constitué de blocs tétrapodes (Ashdod)

III.2.10 Coude :

La présence d'un coude dans le tracé d'une digue entraîne, dans la plupart des cas, un renforcement de l'attaque de la houle qui, se produisant selon des directions apparentes plus variées, distend facilement la maille selon laquelle ont été disposées les éléments de la carapace.

Cela se traduit, là encore et de façon globale, par la diminution de coefficient K_D qui peut dans certains cas atteindre la même valeur que celle adoptée pour le musoir. De plus, il faudra prêter attention aux phénomènes d'érosion en pied de digue.

Pour diminuer les effets néfastes des coudes, on pourra être amené à augmenter le rayon de courbure de la digue, ce qui a pour effet de réduire notablement les renforcements de houle mais aussi de les répartir sur une plus grande zone, diminuant ainsi l'impact global.

III.2.11 Enracinement :

Les digues, sont, dans l'immense majorité des cas (à l'exception des digues détachées du rivage), enracinées à la cote.

Dans cette situation, la digue est soumise à une attaque quasi-latérale de la houle (du fait de la réfraction de la houle sur des fonds peu profonds) qui génère plusieurs phénomènes :

- Augmentation de la longueur d'onde apparente de la houle qui favorise l'ascension des vagues sur la structure et permet de la noyer ;
- Déferlement de la houle la plus fréquente, ce qui augmente l'attaque de la partie basse de la digue (butée de pied) et favorise l'érosion en pied si la digue est fondée sur des matériaux affouillables.

D'une manière pratique, et bien que la hauteur de la houle de projet soit inférieure à celle prise en compte pour les tronçons au large, il apparaît que les caractéristiques de la carapace doivent être quasiment identiques à celle retenue pour les profils situés plus au large.

Enfin, une attention particulière devra être apportée à la tenue de pied de la digue : la hauteur d'eau réduit ainsi que le déferlement de la houle imposent d'adopter, pour les éléments constituant la butée de pied, des caractéristiques au moins égales à celle de la carapace.

Malgré cela, la stabilité n'est bien souvent pas assurée et il faudra alors recourir à des dispositions particulières telles que l'ensouillement des blocs constituant l'assise de la butée de pied.

III.3 Application au port d'azeffoun :

❖ Pré dimensionnement de la jetée principale :

Choix de la structure de la digue :

La conception de la digue de projet est une digue à talus qui est constituée:

- ✓ D'une carapace en blocs de poids élevé naturels ou artificiels ;
- ✓ D'une infrastructure formée d'un noyau en tout venant (0-500kg);
- ✓ Des sous couches ayant pour rôle la protection du noyau au cours de la construction de la digue et agissant entant que filtre empêchant le départ de matériaux constituant le noyau, le tout sert de fondation pour la carapace;
- ✓ D'une superstructure constituée par un couronnement en béton armé en forme de "L".

Les différentes couches sont montées simultanément pour permettre une protection rapide des éléments légers.

III.3.1 Principe de dimensionnement :

Comme indiqué dans le chapitre précédent, la formule utilisée pour le pré dimensionnement de la digue est la formule d'Hudson, qui permet de déterminer le poids des blocs de la carapace :

➤ Formule d'Hudson :

$$w = \frac{\gamma_s H^3}{K_D \cot \alpha \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$$

Avec :

W: poids des blocs de la carapace (t).

γ_s : Poids spécifique des blocs utilisés (t/m³).

γ_w : Poids spécifique de l'eau de mer (t/m³).

α : L'angle formant le parement de la digue avec l'horizon (degrés).

K_D: Coefficient adimensionnel dit Hudson.

H: Hauteur significative de la houle de projet.

➤ Données du projet :

$$\gamma_s = 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_w = 1,026 \text{ T/m}^3$$

$$\text{Cot } \alpha = 1,5$$

$$\mathbf{K_D} : 4 \text{ (Tableau 01).}$$

➤ L'épaisseur de la carapace :

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

e : l'épaisseur de la carapace ;

n : nombre de couches ;

K_{Δ} : Coefficient de la couche.

Selon le tableau 01 ci-dessous, on a :

$$K_{\Delta} = 1.15.$$

$$n = 2.$$

On rappelle de tableau 06 : afin de définir les valeurs des coefficients K_D et K_{Δ} :

Nature	Nombre de couches	K_{Δ}	P	K_D
Enrochement anguleux	2	1.15	37	4
Bloc cubique rainuré (BCR), type Antifer	2	1.02	46	8
Tétrapode	2	1.04	50	8.3
Dolos	2	1.00	63	22
Acropode	1	1.30	(1)	10

Tableau III.06 : Différents paramètres de calcul des couches et des carapaces d'enrochements.

III.3.1.1 Calcul d'épaisseur et poids des blocs de la carapace :

✚ Tronçon Enracinement :

Profondeur : 3m

Houle de projet: $H_b = 2,69\text{m}$

Direction de la houle : N290°

$$W = \frac{2.4 \times 2.69^3}{8 \times 1.5 \left(\frac{2.4}{1.026} - 1 \right)^3} = 1.62 \text{ T.}$$

$$e = 2 \cdot 1,02 \cdot \left(\frac{1,62}{2,4} \right)^{1/3} = 1,79\text{m.}$$

- **Remarque :**

L'enrochement qu'on envisage utiliser pour la carapace est un enrochement artificiel de type BCR.

- ✓ Le bloc cubique rainuré ou bloque de type Antifer est une évolution de simple cube, il a une rainure sur chacune de ses quatre cotés. Ces rainures améliorent l'imbrication et la stabilité hydraulique tout en réduisant le risque de réorientation face à face.
- ✓ Les blocs sont en béton non armé et sont fabriqués sur une simple surface horizontale au rythme normal d'un bloc par jour et par moule. Le coffrage est constitué de quatre parois qui se rejoignent aux angles. Il n'existe aucune dimension standard officielle. La classe de béton recommandée est C25/C35 avec une classe d'affaissement S2 et du ciment à faible chaleur d'hydratation à cause de l'épaisseur du bloc.
- ✓ Les blocs cubiques rainurés sont traditionnellement disposés en deux couches, la couche inférieure servant de séparation pour les blocs de la couche supérieure. On utilise généralement des pinces pour les mettre en place. L'orientation des blocs n'est généralement pas spécifiée bien que la plupart des blocs cubiques rainurés soient disposés avec la face la plus petite orientée vers le haut ; le risque de placement indésirable en face à face est toujours possible, mais moins probable dans le cas des cubes de type Antifer que dans le cas des cubes. Le placement des cubes Antifer selon les normes recommandées est important pour garantir la porosité de la carapace.

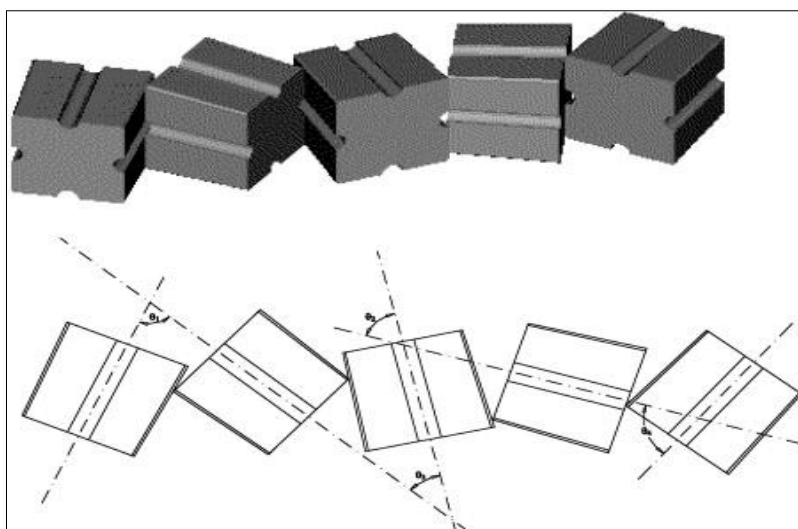


Figure III.17 Technique de placement des blocs cubiques rainurés de type Antifer

 **Profil courant :**

a)

Profondeur : -5m ;

$$H_b = 3,69 \text{ m}$$

Direction : N290°

$$W = \frac{2.4 \times 3.69^3}{8 \times 1.5 \left(\frac{2.4}{1.026} - 1 \right)^3} = 4.18 \text{ T.}$$

L'encrochement est de catégorie : 3-6 T

$$e = 2 \times 1.02. \left(\frac{4.18}{2.4} \right)^{1/3} = 2.45 \text{ m.}$$

b)

Profondeur -10 m ;

$$H_b = 5,93 \text{ m ;}$$

Direction : N330°

$$W = \frac{2.4 \times 5.93^3}{8 \times 1.5 \left(\frac{2.4}{1.026} - 1 \right)^3} = 17.4 \text{ T.}$$

$$e = 2 \times 1.02. \left(\frac{17.4}{2.4} \right)^{1/3} = 3,75 \text{ m.}$$

 **Profil au musoir :**

Profondeur : -10m ;

$$H_b = 5,93 \text{ m ;}$$

Direction : N330°

$$W = \frac{2.4 \times 5.93^3}{8 \times 1.5 \left(\frac{2.4}{1.026} - 1 \right)^3} = 17.4 \text{ T.}$$

$$e = 2 \times 1.02. \left(\frac{17.4}{2.4} \right)^{1/3} = 3,95 \text{ m.}$$

III.3.1.2 Dimensionnement des couches filtres :

$$W_f = W/15 \text{ à } W/10$$

Deux catégories seront mise en place :

$$W/15 < W_f < W/10$$

➤ 1 er couche de filtres est de catégorie : $0,5T < W < 1T$, en deux sous-couches.

$$E_p = 1,52 \text{ m.}$$

- 2eme couche : 02 sous couches, $1T < W < 3T$
 $E_p = 2,10$ m.

III.3.1.3 Dimensionnement de la butée de pied :

Le poids unitaire de poids de blocs de la butée est :

$$W' = W \times H/h$$

W : La limite inférieure de la catégorie d'encrochement ;

H : La cote d'utilisation d'encrochement

H : cote de la butée par rapport au niveau de repos

D'ou: La butée de pied sera de catégorie d'encrochement (3-6t)

- La largeur de la butée doit permettre de poser 2 ou 3 blocs sur l'horizontale D'où la largeur égale a 4m.
- La hauteur doit au moins avoir trois couches d'encrochement soit 4 m.

III.3.1.4 Le noyau :

- Le noyau de la jetée est du TVC (0-500 Kg)
- La largeur doit permettre la circulation de deux camions ou d'une grue, soit de 15m.

Conclusion :

L'étude de stabilité et le dimensionnement d'une jetée (digue), se fait au niveau des profils en section courantes, et des parties singulières : les musoirs, les coudes et les enracinements car ce sont les sections les plus sollicitées.

Afin d'opter à un dimensionnement finale de la digue, il est censé de proposer des variantes et les tester d'abord en modèles réduits afin d'assurer une stabilité de celle-ci contre les mouvements de la houle.

Chapitre IV

**Etude de la digue à talus
sur model réduit**

Introduction :

Les modèles semi-empiriques utilisés pour dimensionner les digues maritimes tant du point de vue de la stabilité de carapace que du point de vue du franchissement ont comme données d'entrée les caractéristiques de houle en pied d'ouvrage. Le climat de houle en pied d'ouvrage est déterminé par le déferlement et par la réflexion sur l'ouvrage. Cette question méritait une analyse fine des conditions de sollicitations réellement obtenues en modèle réduit.

IV.1 Définition du modèle réduit :

Ce sont de véritables modèles réduits hydrauliques du port à construire sur lesquels on simule divers phénomènes physiques. Parmi ces modèles, le modèle utilisé pour l'étude de notre projet est : Canal à houle.

IV.1.1 Canal à houle:

Les essais sur modèle physique sont réalisés au Laboratoire d'études Maritimes (LEM), en canal à houle à parois en verre de 15 mm d'épaisseur, de 40 m long et 0,6 m de largeur et d'une profondeur de 1,0 m. Le canal à houle est équipé d'un générateur piston de houle régulière et aléatoire permettant d'étudier les problèmes d'agitation en 2D, constitué :

- ✓ d'un volet plan ;
- ✓ d'un vérin hydraulique asservi en position sur un signal de commandes continu ;
- ✓ d'un générateur électronique qui élabore le signal de commande lié à un programme de génération assisté par ordinateur, représentant un train de houle réel enregistré en nature converti en train de houle en modèle de type Jonswap Dans le cas de la houle aléatoire (houle utilisé pour l'ensemble de l'étude), le signal est effectivement aléatoire suivant une durée de tempête préalablement fixée.



Figure IV.01 Exemple d'un canal à houle

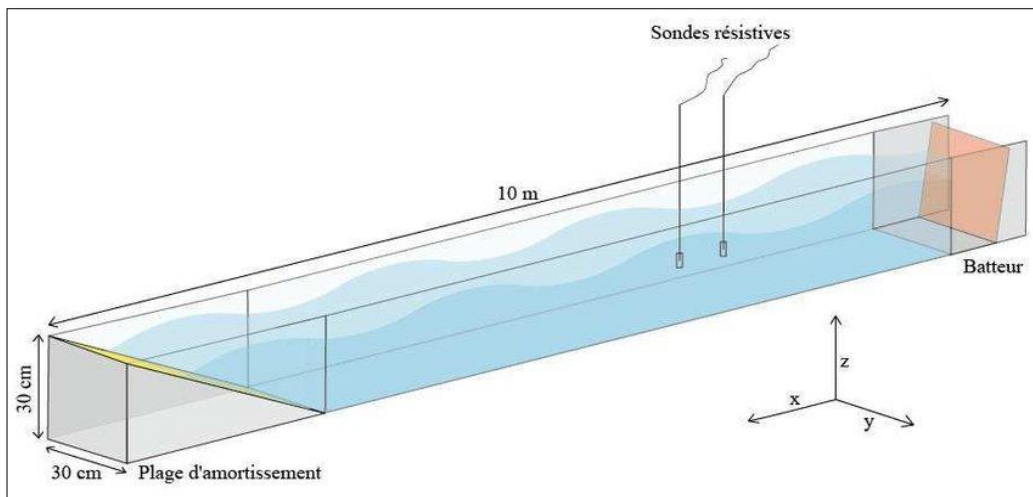


Figure IV.02 Description d'un canal à houle

Ce modèle utilise la loi de similitude qui suppose que les forces de viscosité sont négligeables par rapport aux forces d'entrée et de pesanteur, permet de déterminer :

- ✓ Le poids des blocs de carapace de la digue à talus en fonction de la houle de projet, et la carapace arrière en fonction des franchissements admissibles ;
- ✓ Le poids des enrochements de butée de pieds ainsi que sa cote d'arase ;
- ✓ La cote d'arase de mur de garde ;
- ✓ La largeur de la dalle de couronnement ;
- ✓ La largeur des bermes des butées et sous-couches.

IV.1.2 Objectif de l'étude :

L'objectif de cette étude en canal à houle est de vérifier la stabilité et les franchissements au niveau du profil (B-B) de la partie courante de la jetée principale du port de plaisance de Sidi Khelifa.



Figure IV.03 Profil testé en canal

IV.1.2.1 Choix de l'échelle :

Compte tenu des dimensions du canal (0.6m x 40m x 1 m) et ceux de l'ouvrage, ainsi que de la disponibilité des BCR pour les tailles requises par le projet, l'échelle retenue est le 1/50.

➤ Effet d'échelle (Notion de la similitude) :

Les modèles réduits physiques hydrauliques doivent satisfaire à une similitude géométrique et à une similitude cinématique et dynamique. En effet le but de tels modèles est de reproduire des mouvements de l'eau et son action sur des obstacles.

Le choix de la similitude assiste à convenir d'une ou plusieurs relations entre l'échelle de réduction géométrique et les échelles de représentations des autres grandeurs, Pour ce type d'essai, la nature des principaux phénomènes mis en jeu suggère de privilégier la représentation des forces déterminantes que sont les forces liées aux accélérations (Gravité et inertie).

Pour cela, il est nécessaire que la similitude soit établie pour un nombre de Froude invariant :

$$F = \frac{v}{\sqrt{gD}}$$

Avec :

V: Vitesse caractéristiques (vitesse orbitale, Célérité, etc.) ;

g: Accélération de la pesanteur ;

D: Dimension caractéristique (dimension d'un bloc, hauteur d'eau).

En opérant dans le même champ de pesanteur que celui du prototype et en adoptant une représentation invariante des accélérations, le respect de ce critère détermine les échelles des vitesses, donc des temps d'une part et des volumes, donc des masses et des poids d'autre part :

Vitesse, temps : $\sqrt{\lambda}$

Volumes, masses, poids : λ^3

Pour des raisons de simplicité pratique, le LEM s'est contenté de ne respecter que cette similitude dite similitude de Froude. Il en résulte quelques distorsions sur certains phénomènes généralement secondaires pour la dynamique du modèle.

IV.1.2.2 Distorsions :

Pour que la représentation des forces de viscosité soit correcte, il est théoriquement nécessaire que la similitude adoptée laisse invariant le nombre de Reynolds : b_v

$$R_e = \frac{V.D}{\nu}$$

Avec:

V: Vitesse caractéristique (vitesse orbitale, célérité, ...).

ν : Viscosité cinématique du fluide.

D : Dimension caractéristique (dimension d'un bloc, hauteur d'eau,...)

Or, L'adoption à priori de la similitude de Froude impose une échelle de $\lambda^{3/2}$ pour le groupement VD.

Pour satisfaire à la fois aux critères de similitude de Froude et de Reynolds, il serait donc théoriquement nécessaire d'utiliser pour ce modèle, un fluide de très faible viscosité, 1/189,57 fois celle de l'eau dans ce cas. Cette impossibilité pratique conduit très généralement à préférer le simple choix de l'eau pour le modèle et donc à accepter une distorsion sur la représentation du nombre de Reynolds, distorsion d'autant plus importante que l'échelle de réduction des longueurs est plus grande.

Cependant, pour une échelle donnée, les conséquences pratiques de cette distorsion (distorsion des seules forces de viscosité) restent relativement négligeables tant que le modèle fonctionne dans des conditions d'écoulement telles que les forces de viscosité restent négligeables.

➤ Distorsion due à la densité de l'eau :

L'eau utilisée dans le modèle est douce ($\delta_w = 1000 \text{ kg/m}^3$) alors qu'elle est salée en nature, donc plus dense, dans la réalité ($\delta_w = 1025 \text{ kg/m}^3$). La masse spécifique de l'eau intervient

directement dans les forces de nature inertielle, proportionnelles aux volumes et aux accélérations, ainsi que dans les poussées d'Archimède. En fait, cette caractéristique intervient globalement sur la stabilité suivant une relation empirique (formule de stabilité d'Hudson) qui traduit les conditions d'apparition d'un certain degré de dommage.

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

Avec :

$$S_r = \frac{\gamma_r}{\gamma_w}$$

W : poids des blocs en tonnes.

H : Hauteur des vagues incidentes.

γ_r : Masse spécifique du matériau constituant les blocs.

γ_w : Masse spécifique de l'eau.

K_D : Coefficient empirique caractérisant la stabilité propre du bloc. α : Angle de pente du talus par rapport à l'horizontale.

Pour compenser de manière simple la distorsion qu'entraîne l'emploi de l'eau douce, il suffit donc d'adopter pour les modèles de blocs (réduits à l'échelle) un matériau de densité inférieure à celle des blocs du prototype de manière à ce que le groupement :

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_w} - 1 \right)$$

Ait la même valeur dans les deux systèmes.

Ainsi, avec : $\sigma_w = 1025 \text{ kg/m}^3$ pour le prototype et $\sigma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ pour le modèle, Les valeurs de la masse spécifique des matériaux à utiliser pour représenter les blocs artificiels de béton sont : 2341 Kg/m^3 au lieu de 2400 Kg/m^3 , pour les enrochements naturels, un facteur de correction égal à 0,87 intervient directement sur leur poids.

IV.2 Construction du modèle :

Choix des matériaux et construction de la maquette :

Les matériaux constituant les différentes parties des ouvrages, sont sélectionnés en fonction de leurs poids et leurs tailles.

Chaque catégorie d'enrochements fait l'objet d'un tri soigné. En ce qui concerne le tout-venant (1-500) Kg, il est soumis à un lavage préliminaire afin d'éliminer les éléments fins susceptibles de déformer la représentation de la perméabilité de l'ouvrage, quant aux blocs

artificiels, ils sont confectionnés en ciment moulé, leurs dimensions ainsi que leurs densités respectent les lois de similitude et prennent en compte les distorsions du modèle.

Les matériaux de construction utilisés dans cette étude sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Caractéristique en nature	Caractéristique en modèle (g)	Densité (t/m ³)
Enrochements	(0.5 - 1) t (1 - 3) t (3 - 6) t	(3.52 - 7.04) (7.04 - 21.12) (21.12 - 42.24)	2.65
BCR	18t 24t	144 192	2.34

Tableau IV.01 Matériaux de construction utilisés

IV.2.1 Matériaux de construction utilisés dans cette étude :

L'épaisseur de la carapace et des sous-couches est déterminée par la formule suivante :

$$e = n.C V^{1/3}$$

n : nombre de couches.

C: coefficient dépendant de la forme des blocs :

Tels que :

C (enrochements) = 1,15 ;

C (B.C.R) = 1,10).

V: volume du bloc.

Le nombre de blocs nécessaire à la couverture d'une surface A (en m²) est donné par la relation :

$$N_r = A.n.c. \left(1 - \frac{P}{100}\right) V^{1/3}$$

P : étant l'indice des vides à respecter, P=35 % pour les enrochements.

IV.2.2 Les moyens d'essai :**IV.2.2.1 Génération de la houle :**

La houle appliquée sur la maquette est générée par un batteur fonctionnant dans un plan horizontal, dont le placement est comparable à un piston.

Le déplacement du volet est assuré par un vérin lui-même actionné par un groupe de puissance hydraulique à 110 bars. Le tout est piloté par un générateur électronique qui est lié a un programme de génération à l'aide d'un ordinateur représentant un train de houle réel enregistré en nature et converti en train de houle en modèle.

Cette fonction est introduite dans un système "Servo" qui contrôle le mouvement du vérin.

Les périodes et amplitudes simulées en modèle sont obtenues respectivement par variation de la vitesse et par amplification du signal de puissance (Out-Put) du générateur électronique.

IV.2.2.2 Mesure de la houle :

La houle générée dans le modèle est enregistrée par des capteurs de houle (sondes) basés sur le principe de conductance électrique entre deux électrodes.

Les signaux des capteurs de houle sont enregistrés en continu et analysés par un microprocesseur préprogrammé " MULTI CHANNEL WAVE ANALYSER " qui peut traiter jusqu'à 32 canaux.

A la fin de chaque essai le microprocesseur transmet a l'imprimante les répartitions statistiques de tous les signaux enregistrés, un exemple des résultats imprimés est montré ci-après ;

IV.2.2.3 Paramètres liés à la houle :

H_S : Est l'amplitude significative de la houle qui est égale a la moyenne de 1/3 des plus grandes vagues ($H_{1/3}$).

T_P :

T_P :Est la période de pointe dans un train de houle caractérisant le maximum d'énergie du spectre.

IV.2.2.4 Observations effectuées et moyens mis en œuvre :

❖ Observations hydrauliques :

Lors de chaque essai, le mode d'attaque de la houle sur l'ouvrage est étudié avec attention.

Ainsi, pour chaque configuration d'essai sont notés :

✓ Les franchissements :

Nature, localisation et importance. Ces observations sont ensuite corrélées avec les dégâts pour une analyse complète.

✓ Observations des dégâts :

L'observation des dégâts est principalement faite dans les zones sensibles de l'ouvrage.

✓ Carapace :

Stabilité des enrochements et estimation des dégâts. Les observations des dégâts sont faites pendant le déroulement des essais (mode de dégradation) et à la fin des essais, après vidange (évaluation des dégâts).

✓ Moyens mis en œuvre pour les observations : Pour conserver les résultats de ces observations, trois supports ont été utilisés.

✓ Support écrit : Les observations sont inscrites au fur et à mesure des essais sur un cahier permettant de plus d'y ajouter quelques commentaires.

✓ Support photographique :

Tout au long des essais, de nombreux clichés sont réalisés permettant en outre de comparer les dégâts propres à chaque essai.

✓ Support vidéo : Pour visualiser de manière plus concrète le mode d'attaque de la houle sur l'ouvrage, un enregistrement vidéo est effectué. La confrontation de ces trois modes d'observations permet une analyse objective de l'essai.

IV.2.3 Conditions des essais :

IV.2.3.1 Niveau d'eau :

Dans le but d'étudier les conditions de houles les plus défavorables, il est nécessaire de prendre en considération dans cette étude en modèle, deux niveaux d'eau :

- Niveau : 0,00 NGA : pour les essais de la série progressive.
- Niveau + 1,00 NGA: pour les essais de la série d'endurance.

IV.2.3.2 Les houles :

Les houles retenues pour les essais en canal sont de direction Nord 360° (c'est-à-dire que le canal ne prend en compte que les houles frontales et qui sont d'ailleurs celles qui causent le plus de dommages pour l'ouvrage). Cette dernière enregistre des houles plus significatives que les autres directions à une profondeur -20.00m récapitulatif des houles réfractées a (-20m) avec la direction respective est résumé dans le tableau n°1 suivant :

Test N°	Période de retour	Direction N360° (-20 m)
1	Annuelle (1ans)	3.88
2	Biennale (2ans)	4.58
3	Quinquennale (5ans)	5.41
4	Décennale (10 ans)	6.05
5	Vingtennale (20 ans)	6.67
6	Cinquantennale(50ans)	7.52
7	Centennale (100ans)	8.13

Tableau IV.02 Récapitulatif de la houle à -20m

IV.2.4 Construction de la digue à talus dans le canal :

La maquette du tronçon de la digue de protection est construite dans le canal vide, par simple mise en place naturelle des différents éléments.

IV.2.4.1 Conduite des essais :

Chaque essai est exécuté avec une houle augmentant par palier progressif, un palier de houle est caractérisé par un couple hauteur significative (H_s) et une période de pointe (T_p) La durée de chaque test est de 15 minutes en modèle ce qui correspond à une tempête de 30min en nature, la durée de la série d'endurance est de 2h en modèle correspondant à une tempête de 12h environ en nature.

Avant d'appliquer les houles exceptionnelles, l'ouvrage est soumis a des houles dites de tassement, qui ont pour but de réaliser l'imbrication naturelle des blocs de la carapace.

IV.2.4.2 Calibration du modèle :

Après la construction des fonds, on a procédé à la calibration du modèle. Ce réglage a pour but de procéder à la mise au point de l'appareillage, ainsi qu'à l'ajustement des conditions expérimentales de manière à ce que l'ensemble des paramètres hydrauliques soit reproduit conformément à la nature.

IV.2.4.3 Description de la variante (1) :

Un noyau en T.V.C de catégorie (0 - 500) kg arasée a +1.00 m protégé par :

➤ Coté extérieur:

- Une sous-couche en enrochements de (0.5-1) t, arasée à +1.76m suivant une pente de 3/2.
- Une deuxième sous-couche en enrochements de (1-3) t, arasée à +2.80 suivant une pente de 3/2
- Une carapace en BCR de 18t arasée à la cote +7.28 m suivant une pente de 3/2.
- Une butée en enrochement de (3-6) t de 4 m de largeur.
- Un mur de garde arasée à +7.15m.
- Une dalle de roulement de 10 m arasée à +2.50 m.
- Un tapis d'affouillement de 5 m.

➤ Coté intérieur :

- Une sous-couche en enrochements de (0.5 — 1) t, arasée à +1.76m suivant une pente de 3/2.
- Une carapace en enrochements de (1-3) t, arasée à +2.80 suivant une pente de 3/2.

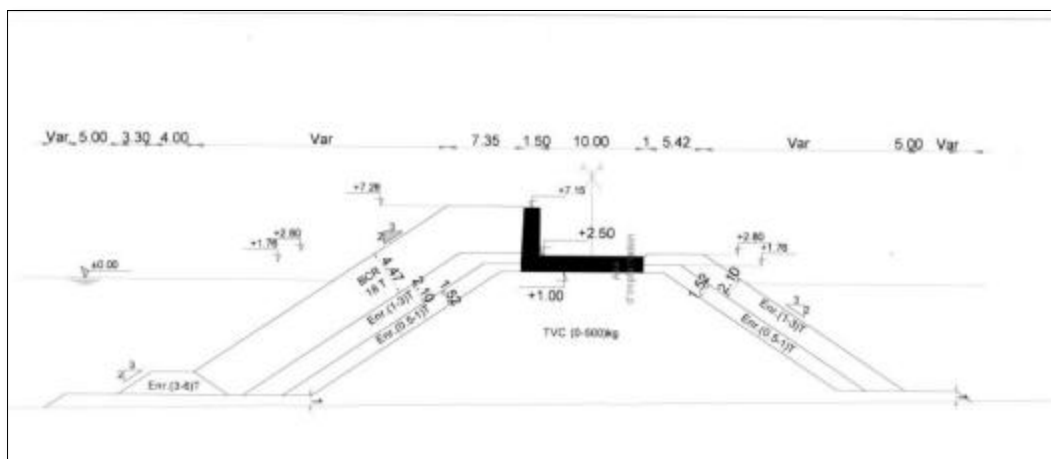


Figure IV.04 Profil de la variante N° 01



Figure IV.05 Vue en général de la variante N° 01



Figure IV.06 Vue du côté extérieur de la variante N° 01



Figure IV.07 Vue du côté extérieur de la variante N° 01

❖ **Résultat des essais de la variante N°01 :**

➤ **Résultat de la série progressive pour la direction N°360 :**

Teste N° :	T _P (s)	H _s (m), Désirée à -15m	H _s (m), Obtenue à -15M	Observations
1	9.67	3.88	3.67	-Embruns importants sur la carapace ;
2	10.52	4.58	4.21	-4embruns très importants sur la carapace ; -glissements de 2 enrochements de (3-6) t de la butée ;
3	11.43	5.51	5.78	-Quelques franchissements sur la carapace ; -Dérangement de plusieurs enrochements de (1-3) t du talus Intérieur ;
4	12.07	6.05	6.24	-Plusieurs franchissements importants sur la carapace ; - Glissements de plusieurs enrochements de (1-3) t du talus Intérieur ; -Dégradation du talus intérieur ;

Tableau IV.03 Résultats des essais de la variante 01

➤ **Commentaire :**

Arrêt des essais pour la variante 1 du aux dégâts causés par la houle décennale au niveau du talus intérieur du profil.



Figure IV.08 Vue en générale de la variante N°01 après l'essai



Figure IV.09 Vue du talus intérieur de la variante N°01 après essai

- Dégradation du talus intérieur du profil



Figure IV.10 Vue du talus extérieur de la variante N°01 après essai

IV.2.4.4 Description de la variante 02 :

La variante 2 diffère de la variante 1 par :

- Elargissement de la berme de la carapace de 4.25 m.
- Elargissement de la dalle de roulement de 2.30 m pour protéger la carapace en enrochement de (1-3) t.

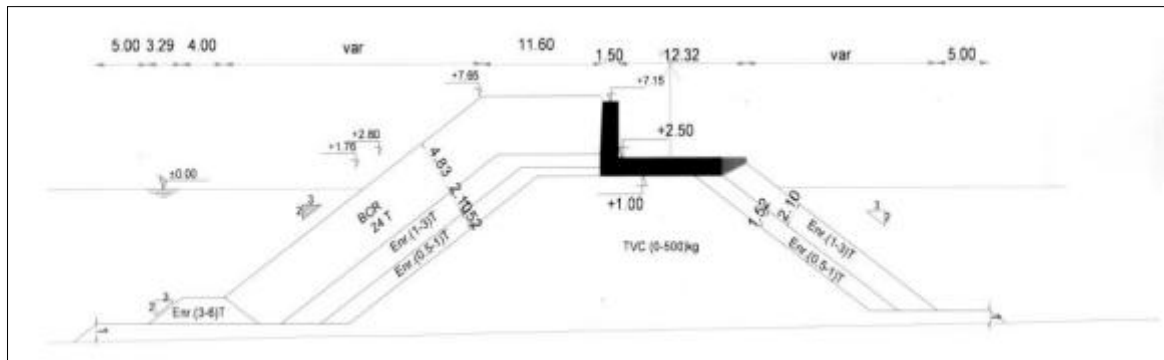


Figure IV.11 Profil de la variante N°02



Figure IV.12 Vue en générale de la variante N°02 avant essai

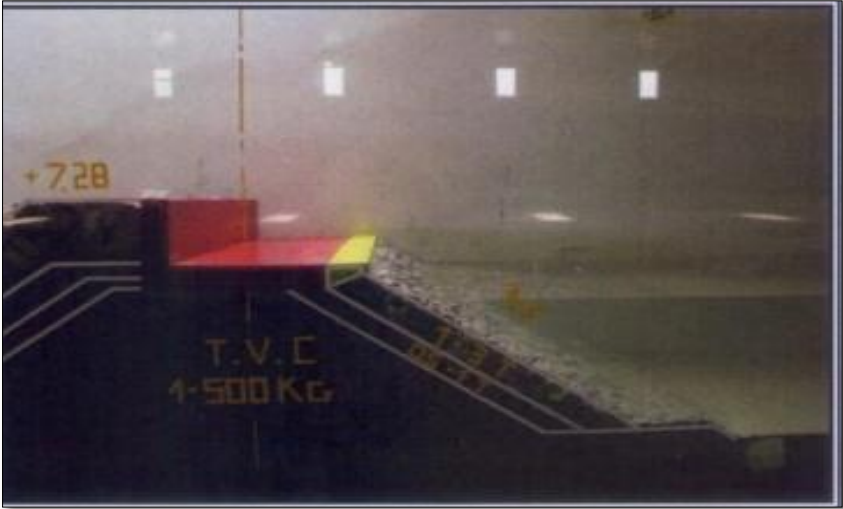


Figure IV.13 Vue du talus intérieur de la variante N°02 avant l’essai
Elargissement de la dalle de roulement



Figure IV.14 Vue de la variante N°02 durant l’essai de la houle biennale

❖ Résultats des essais de la variante 2:

➤ Résultat de la série progressive pour la direction N°360 :

Les résultats obtenus après les essais pour la direction N°360, sont représentés sur le tableau suivant :

Niveau d'eau : +0,00.NGA Direction N°360.

Teste N°	$T_P(s)$	$H_S(m)$, désirée à -15m	$H_S(m)$, obtenue à -15m	Observations
1	9.67	3.88	3.67	-Rien à signaler ;
2	10.52	4.52	4.21	- Rien à signaler ;
3	11.43	5.41	5.78	- Quelques franchissements importants sur la carapace ; - Glissements de 2 enrochements de (3-6) t de la butée ;
4	12.07	6.05	6.24	- Franchissement importants sur l'ouvrage ; -Glissement d'un BCR de 18 t ;
5	12.48	6.67	6.82	-dérangement de e quelques enrochements de (1-3) t du talus intérieur : -Glissement d'un enrochement de (1-3) t du coté gauche ;
6	13.32	7.52	7.44	-Plusieurs franchissements importants sur la carapace ;
7	13.77	8.13	8.14	-Franchissements importants sur l'ouvrage ; -Glissement de d'autres enrochements de (1-3) t de talus intérieur

Tableau IV.04 Résultat des essais de la variante 02

Calcule des débits de franchissement pour la houle quinquennale et décennale :

H 5 ans	18.3 l/s/ml
H 10ans	70.98 l/s/ml

Le volume de franchissement mesuré est très important et pourra causer une gêne pour l'exploitation.

➤ Série d'endurance avec le niveau d'eau + 1.00 NGA

Afin de s'assurer de la bonne stabilité de l'ouvrage, un essai d'endurance a été effectué avec les paramètres de la houle centennale.

$$H_s = 8.13\text{m a-20m};$$

$$T_p = 13.77$$

La durée du test en modèle est de 2 heures en modèle, ça correspond à une tempête de 12h environ en nature.

Pendant l'essai il a été observé ce qui suit :

- ✓ Franchissements importants sur l'ouvrage ;
- ✓ Glissement de 10 BCR de 18t;
- ✓ Glissement de quelques enrochements de (1-3) t du talus intérieur.



Figure IV.15 Vue en générale de la variante N°02 après l'essai



Figure IV.16 Vue du talus extérieur de la variante N°02 après l'essai.

- Glissement des BCR 18 T

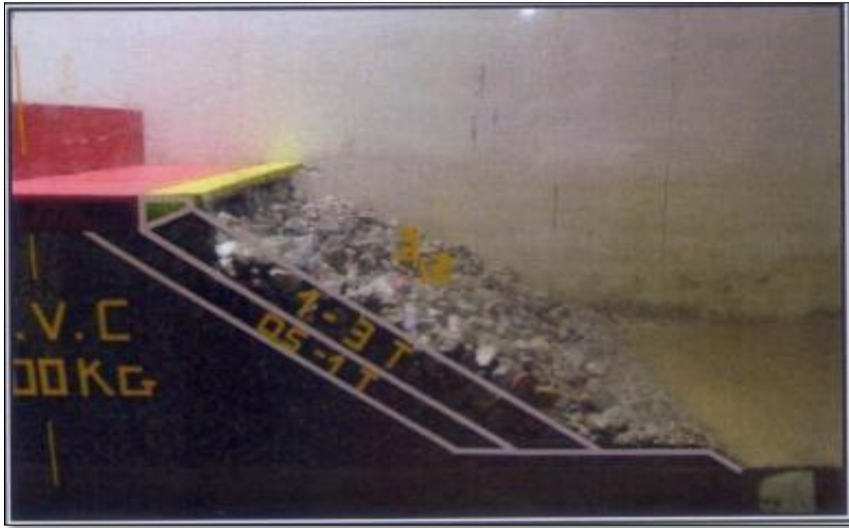


Figure IV.17 Vue du talus intérieur de la variante N°02 après l'essai

➤ **Commentaire :**

La variante 2 est instable au niveau de son talus intérieur du fait des franchissements et de la carapace extérieure.

IV.2.4.5 Description de la variante 3 :

La variante 3 diffère de la variante 2 par :

- Elévation du mur de garde de 50 cm.
- Remplacement des BCR de 18t par des BCR de 24 t arasée 4 +7.65 m.
- Création d'un bassin de dissipation au niveau de la berme.

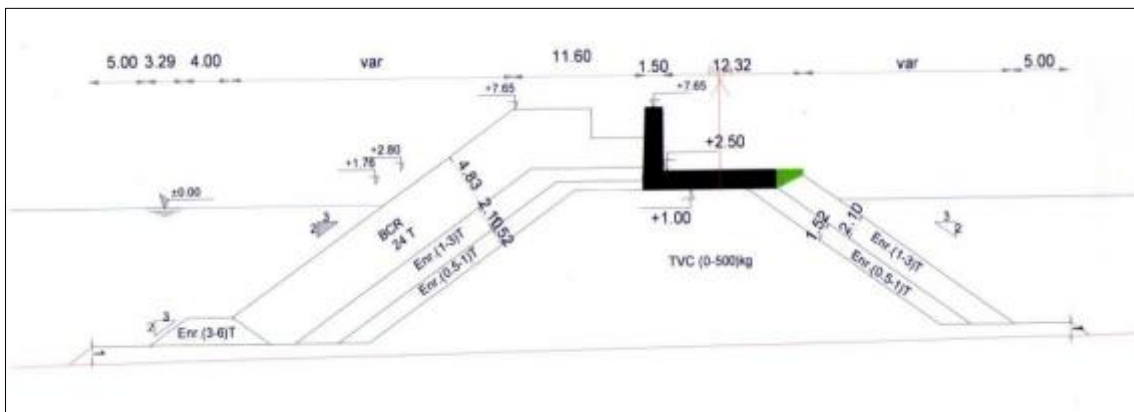


Figure IV.18 Profil de la variante N°03

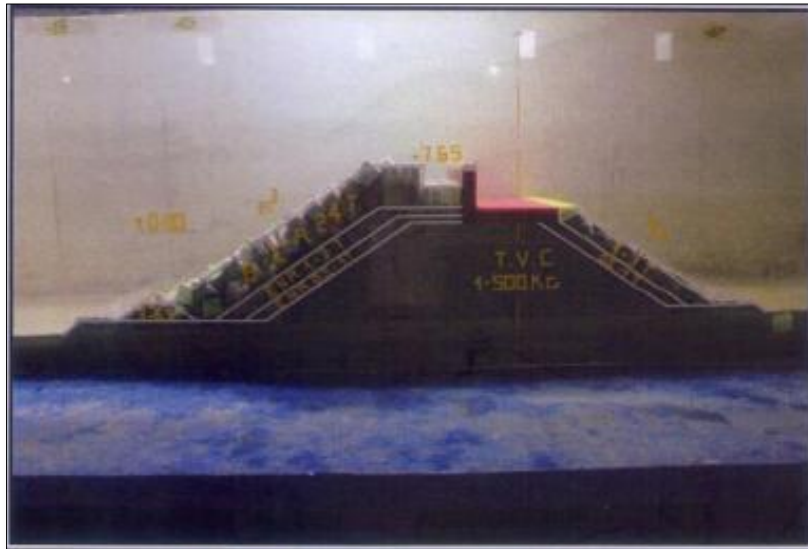


Figure IV.19 Vue en générale de la variante N°03 avant l'essai



Figure IV.20 Vue du talus extérieur de la variante N°03 avant l'essai



Figure IV.21 Vue du talus intérieur de la variante N°03 avant l'essai

❖ **Résultats des essais de la variante 3:**➤ **Résultat de la série progressive pour la direction N°360 :**

Les résultats obtenus après les essais pour la direction N°360, sont représentés sur le tableau suivant : Niveau d'eau:+0,00 NGA Direction N°360

Teste N°	$T_p(s)$	$H_s(m)$	$H_s(m)$	Observation
1	9.67	3.88	3.88	Rien à signaler ;
2	10.52	4.58	4.58	Rien à signaler ;
3	11.43	5.41	5.41	Glissements de 2 enrochements de (3-6) t de la butée ; 2 légers franchissements sur la carapace ;
4	12.07	6.05	6.05	Déplacement de 2 BCR de 24 t de la berme de la carapace;
5	12.48	6.67	6.67	Quelques franchissements important sur la carapace Glissement de 3 enrochements de (3-6) t de la butée ;
6	13.32	7.52	7.52	-Franchissements importants sur la carapace ; -Leger étalement du tapis d'affouillements du talus extérieur du profil ; - Dérangement des BCR de 24 t de la berme de la carapace;
7	13.77	8.13	8.13	-Déplacement de quelques autres BCR de 24 t de la berme de la carapace ; -Quelques franchissements importants

Tableau IV.05 Résultat des essais de la variante 03

➤ **Calcule des débits de franchissement pour la houle quinquennale et décennale :**

H 5 ans	1.9l/s/ml
H10ans	17.36 l/s/ml

Le volume de franchissements a diminué par rapport aux résultats de la variante 2 mais néanmoins demeure toujours élevé pour la houle décennale.

➤ **Série d'endurance avec le niveau d'eau + 1.00 NGA**

Afin de s'assurer de la bonne stabilité de l'ouvrage, un essai d'endurance a été effectué avec les paramètres de la houle centennale.

- ✓ $H_s = 8.13\text{m}$ a-20m;
- ✓ $T_p = 13.77$

La durée du test en modèle est de 2 heures en modèle, ça correspond à une tempête de 12h environ en nature.

Pendant l'essai il a été observé ce qui suit :

- ✓ Franchissements importants sur l'ouvrage ;
- ✓ Déplacement des BCR de 24 t tout au long de la berme supérieure de la carapace ;
- ✓ Glissement de quelques enrochements de (1-3) t du talus intérieur ;



Figure IV.22 Vue en générale de la variante n°03 après l'essai



Figure IV.23 Vue de la carapace de la variante n°03 après l'essai



Figure IV.24 Vue du talus intérieur de la variante 03 après l'essai

➤ **Commentaire :**

La variante 3 montre une instabilité au niveau de la berme supérieure de la carapace ;

IV.2.4.6 Description de la variante N°04 :

La variante 4 diffère de la variante 3 par :

-Elargissement de la carapace de 3.4 m en laissant toujours un bassin de dissipation au niveau de la berme,

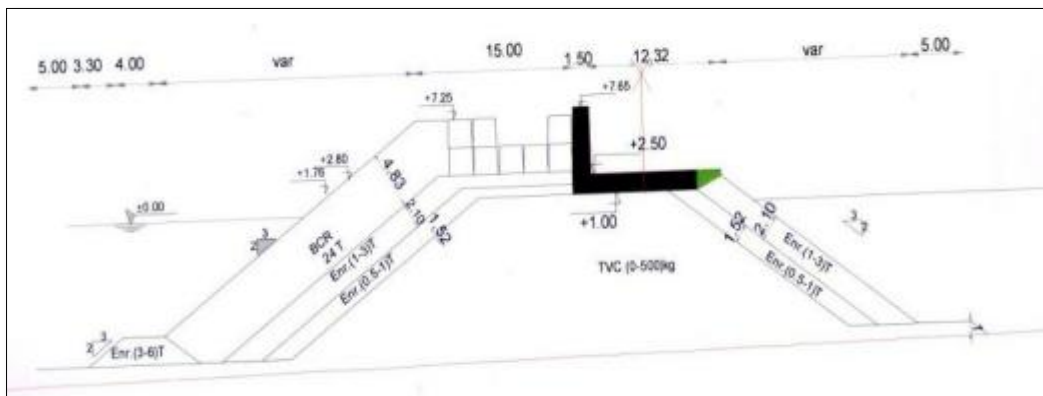


Figure IV.25 Profil de la variante n°04



Figure IV.26 Vue en générale de la variante N°04 avant l'essai



Figure IV.27 Vue du talus extérieur de la variante n°04 avant l'essai



Figure IV.28 Vue du talus intérieure de la variante n°04 avant l'essai

❖ **Résultats des essais de la variante 04 :**

➤ **Résultat de la série progressive pour la direction n 360°**

Niveau d'eau: +0,00 NGA Direction N°360

Teste N°	T_p (s)	H_S (m) dérivée à -15m	H_S (m) obtenu à -15m	Observation
1	9.67	3.88	3.67	-Rien à signaler
2	10.52	4.58	4.21	-Rien à signaler
3	11.43	5.41	5.78	- quelques légers franchissements sur la carapace,
4	12.07	6.05	6.24	-Quelques franchissements important sur la carapace - Glissement de 3 enrochements de (3-6) t de la butée ;
5	12.48	6.67	6.82	-Franchissements importants sur la carapace ;
6	13.32	7.52	7.44	-Quelques franchissements importants sur la carapace ;
7	13.77	8.13	8.14	-Quelques franchissements importants sur la carapace ; - Déplacement de quelques BCR de 24 t au niveau de la berme de la carapace; -Etalement du tapis d'affouillements du talus extérieur.

Tableau IV.06 Résultats des essais de la variante 04

Calcule des débits de franchissement pour la houle quinquennale et décennale :

H 5 ans	0.6 l/s/ml
H 10 ans	7.23 l/s/ml

Les volumes de franchissements pour la variante 4 sont acceptables par rapport au critère de franchissements,

➤ **Série d'endurance avec le niveau d'eau + 1.00 NGA**

Afin de s'assurer de la bonne stabilité de fourrage, un essai d'endurance a été effectué avec les paramètres de la houle centennale.

- ✓ $H_s=8.13m$ a-20m;
- ✓ $T_p= 1377s$.

La durée du test en modèle est de 2 heures en modèle, ça correspond a une tempête de 12h environ en nature, Pendant l'essai il a été observé ce qui suit :

- ✓ Franchissement important sur ouvrage ;
- ✓ Déplacement de plusieurs BCR de 24 t de ta berme de la carapace ;
- ✓ Glissement de quelques enrochements de (3-6) t de la butée ;



Figure IV.29 Vue de la variante n°04 après l'essai



Figure IV.30 Vue du talus extérieur de la variante n°04 après l'essai



Figure IV.31 Vue en haut du talus extérieur de la variante n°04 après l'essai



Figure IV.32 Vue du talus extérieur de la variante n°04 après l'essai



Figure IV.33 Vue du haut du talus intérieur de la variante n°04 après l'essai

➤ **Commentaire :**

La variante a montré une instabilité au niveau de la berme supérieur de la carapace di au déplacement des BCR de 24 t au niveau de cette derrière ;

IV.2.4.7 Description de la variante N°05 :

• La variante 05 qui se caractérisé par : Un noyau en T.V.C de catégorie (0 - 500) kg arasée a +1.00m protégé par :

➤ **Coté extérieur :**

- Une sous-couche en enrochements de (0.5 — 1) t, arasée a +1.76m suivant une pente de 3/2 ;
- Une deuxième sous -couche en enrochements de (1-3) t, arasée a +2.80 suivant une pente de 3/2 ;
- Une carapace en BCR de 24t arasée a la cote +15.00 m suivant une pente de 3/2.
- Une butée en enrochement de (3-6) t de 4 m de largeur.
- Un mur de garde arasée a +7.65m avec un béquet.
- Une dalle de roulement de 12.32 m arasée a +2.50 m.
- Un tapis d'affouillement de 5 m.

➤ **Coté intérieur :**

- Une sous-couche en enrochements de (0.5 — 1) t, arasée a +1.1m suivant une pente de 3/2 ;
- Une carapace en enrochements de (1-3) t, arasée à +2.50 suivant une pente de 3/2.

La variante 5 diffère de la variante 4 par :

- ✓ Modification de la forme de la berme de la carapace en gardant le même élargissement de 15m
- ✓ Ajout d'un béquet au mur de garde pour atténuer les franchissements.

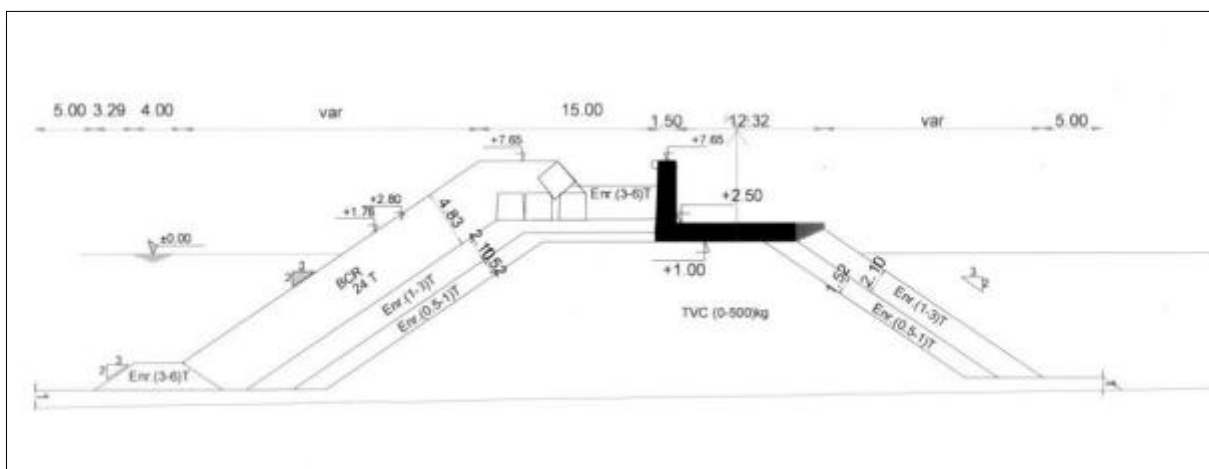


Figure IV.34 Profil de la variante n°05

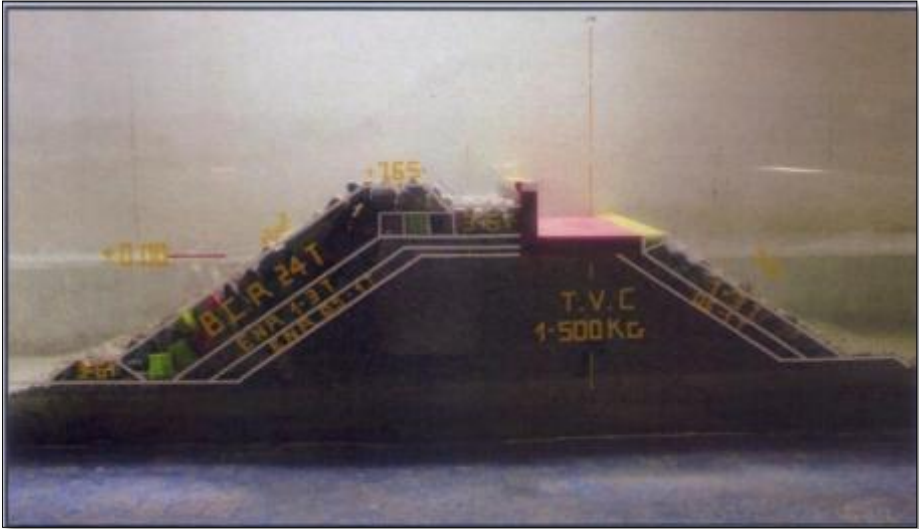


Figure IV.35 Vue en générale de la variante n°05 avant l’essai



Figure IV.36 Vue de la berme de la carapace de la variante n°05 avant l’essai

❖ Résultats des essais de la variante 5:

➤ Résultats de la série progressive pour la direction N°360 :

Les résultats obtenus après les essais pour la direction N°360, sont représentés sur le tableau suivant:

Niveau d'eau : + 0,00 NGA Direction N°360

Teste N°	T_p	H_s	H_s	Observations
1	9.67	3.88	3.67	-Rien à signaler
2	10.52	4.58	4.21	-Rien à signaler
7	13.77	8.13	8.14	-Quelques franchissements important sur la carapace ; - Déangement de quelques enrochements de (3-6) t de la butée du talus extérieur ; - Glissement de quelques enrochements de (1-3) t ;

Tableau IV.07 Résultats des essais de la variante 05

Calcule des débits de franchissement pour la houle quinquennale et décennale :

H 5ans	0.7 l/s/ml
H10ans	3.98 l/s/ml

Tableau IV.08 calculs des débits de franchissement de la variante 05

Les volumes de franchissements sont acceptables pour la variante 5 et on observe une diminution aussi du volume pour la houle décennale par rapport à la variante 4.

Série d'endurance avec niveau d'eau + 1.00 NGA

Afin de s'assurer de la bonne stabilité de l'ouvrage, un essai d'endurance a été effectué avec les paramètres de la houle centennale.

- ✓ $H_s=8.13m$ a-20m;
- ✓ $T_p=13.77$

La durée du test en modèle est de 2 heures en modèle, ça correspond à une tempête de 12h environ en nature.

Pendant l'essai il a été observé ce qui suit :

- ✓ franchissements importants sur l'ouvrage ;
- ✓ Glissement de quelques enrochements de (1-3) t du talus extérieur ;

- ✓ Glissement de quelques enrochements de (3-6) t de la butée ;
- ✓ Déplacement de 3 BCR de 24 t sur la berme de la carapace.



Figure IV.37 Vue en générale de la variante n°05 après l'essai



Figure IV.38 Vue de la berme de la carapace de la variante n°05 après l'essai

- Déplacement de 3 BCR de 24T.



Figure IV.39 Vue du talus extérieur de la variante n°05 après l'essai



Figure IV.40 Vue du talus extérieur de la variante n°05 après l'essai

Conclusion :

La variante N°5 a montré une stabilité satisfaisante, malgré le glissement de 03 BCR de 24T.

- **Analyse et synthèse des résultats :**

Les différents réaménagements apportés aux variantes suite aux essais effectués sur le modèle réduit physique 2D, nous ont amené à adopter la variante 05 comme solution par rapport à la stabilité (constituant des ouvrages).

Dans ce contexte, la variante 05 retenue sera modélisées et étudiée à l'aide du logiciel plaxis dans le chapitre qui suit.

Chapitre V

**Modélisation de la digue à
talus avec logiciel Plaxis**

Introduction :

L'excitation dynamique tel que les vagues et les courants sont les principales causes de l'accumulation des pressions dans les sols des fonds marins, l'excès de ces dernières peut provoquer des dangers pour la capacité portante des sols et la déstabilisation des ouvrages portuaires et côtiers.

Le comportement dynamique d'une digue impose la connaissance de son comportement Initial avant, pendant et après l'application des charges accidentelles dues aux sollicitations de la houle ce qui nous conduit d'analyser au premier lieu le comportement de l'ouvrage en cas d'une mer calme et son comportement durant une succession de trois vagues.

Les équations permettant d'analyser la stabilité et la résistance de la digue sont :

- Le coefficient de sécurité.
- Les contraintes et les déformations de la structure définies par la loi de comportement des matériaux constituant la structure.
- Les déplacements et la distribution des contraintes sont déterminées d'après le spectre de réponse dynamique des matériaux sous sollicitations de la houle.

Dans cette optique le but de notre travail est l'analyse du comportement dynamique de la digue soumise aux attaques de la houle et son influence sur la stabilité de l'ensemble (digue et sol en assise).

V.1 Présentation du code plaxis_V8. :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'utilisateur de PLAXIS doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou à 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut de PLAXIS est le triangle à 15 nœuds, il fournit des interpolations d'ordre quatre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant en total douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est du

second ordre, et l'intégration nécessite trois points de contrainte telle qu'il est montré sur la figure ci-dessous.

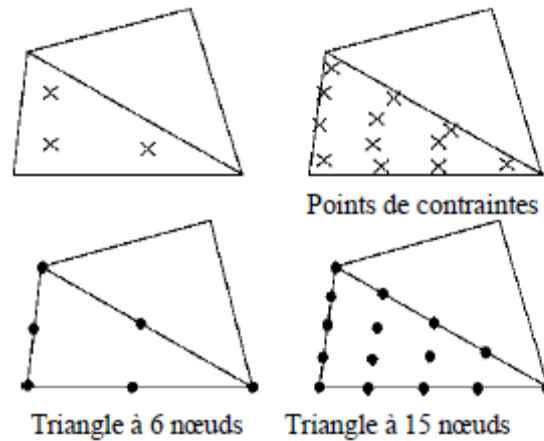


Figure V.01 Disposition des nœuds et des points de contrainte dans l'élément de sol

Dans cette étude, la digue est modélisée par un maillage en éléments triangles à 15 nœuds.

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Après la définition de la géométrie, l'utilisateur devra saisir les paramètres relatifs aux matériaux puis, assigner ces jeux de données aux éléments géométriques. Lorsque le modèle géométrique est entièrement défini, et lorsque les propriétés de tous les éléments géométriques ont été affectées, le modèle géométrique est terminé et le maillage peut être généré.

V.1.1 Les types de comportement des matériaux (Material type)

➤ Comportement drainé

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité comme les sables ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme.

➤ Comportement non drainé

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités pour les argiles ou à cause d'une vitesse de chargement élevée.

Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique. Remarquons que les paramètres de modélisation à entrer sont les paramètres effectifs.

➤ **Le comportement non poreux (Non-porous behaviour):**

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures. Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (Linear elastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux. La caractéristique "non poreux" (Non-porous) peut aussi être appliquée à des interfaces. Pour empêcher tout écoulement à travers un écran de palplanches ou d'autres structures imperméables, on peut affecter aux interfaces placées autour un jeu de données spécifique où le type de matériau est choisi comme Non-porous.

V.1.2 Les modèles des matériaux

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol.

- **Modèle de Mohr Coulomb :** Ce modèle se considère comme une première approximation du comportement d'un sol, il comporte cinq paramètres (le module d'Young, le coefficient de poisson, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance).

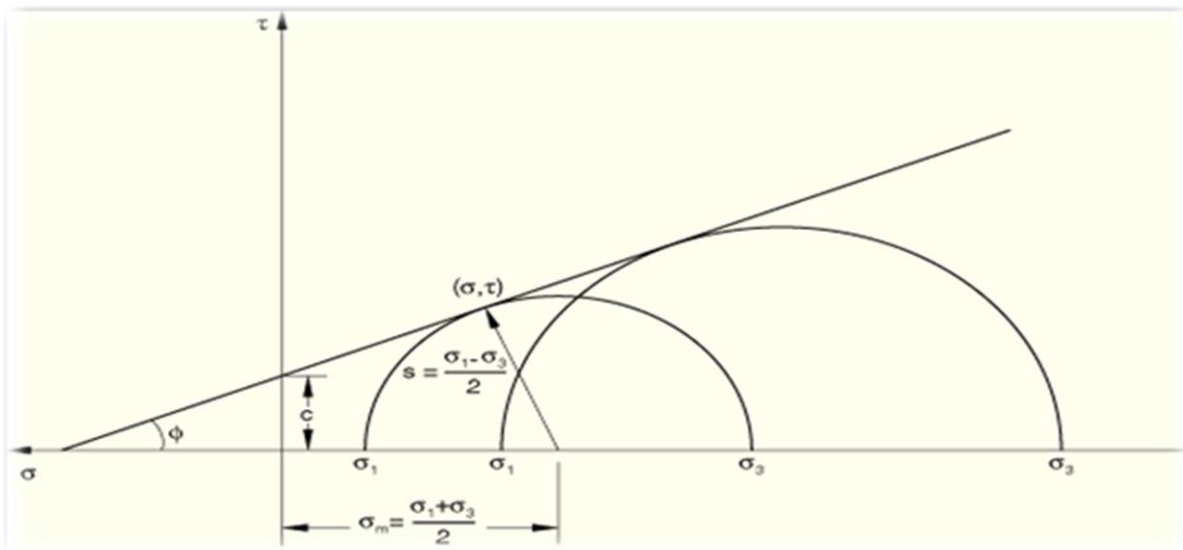


Figure V.02 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr Coulomb

- **Le module d'Young**

Dans le modèle élastique et le modèle de Mohr Coulomb, Plaxis utilise le module d'Young comme module de déformation de référence. Le choix de ce dernier nécessite un soin considérable, d'ailleurs il est conseillé d'utiliser E_0 pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

- **Le coefficient de Poisson**

Le choix d'une valeur pour le coefficient de poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr Coulomb avec un chargement gravitaire. Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4. Pour le cas du comportement non drainé, le coefficient de Poisson effectif devra être inférieur à 0,35.

- **L'angle de frottement**

L'angle de frottement peut s'obtenir à partir de la courbe intrinsèque du modèle Mohr Coulomb. Dans le code Plaxis, on doit éviter de travailler avec des angles de frottements supérieurs à 35° dans des calculs préliminaires pour un projet, car le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement.

- **La cohésion :**

Il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible de la cohésion (prendre $c > 0.2$ kPa) dans le cas des sols purement frottants à fin d'éviter les complications dans des calculs. Pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur Plaxis propose une option spéciale dans des paramètres avancés.

- **L'angle de dilatance**

L'angle de dilatance ψ est donné en degrés, il peut se calculer par la règle suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \text{ si } \varphi > 30^\circ$$

La valeur ($\psi = 0^\circ$) correspond généralement aux argiles ou pour les sables de densité faible à moyenne. Pour les sables lâches l'angle de dilatance peut être inférieur à zéro.

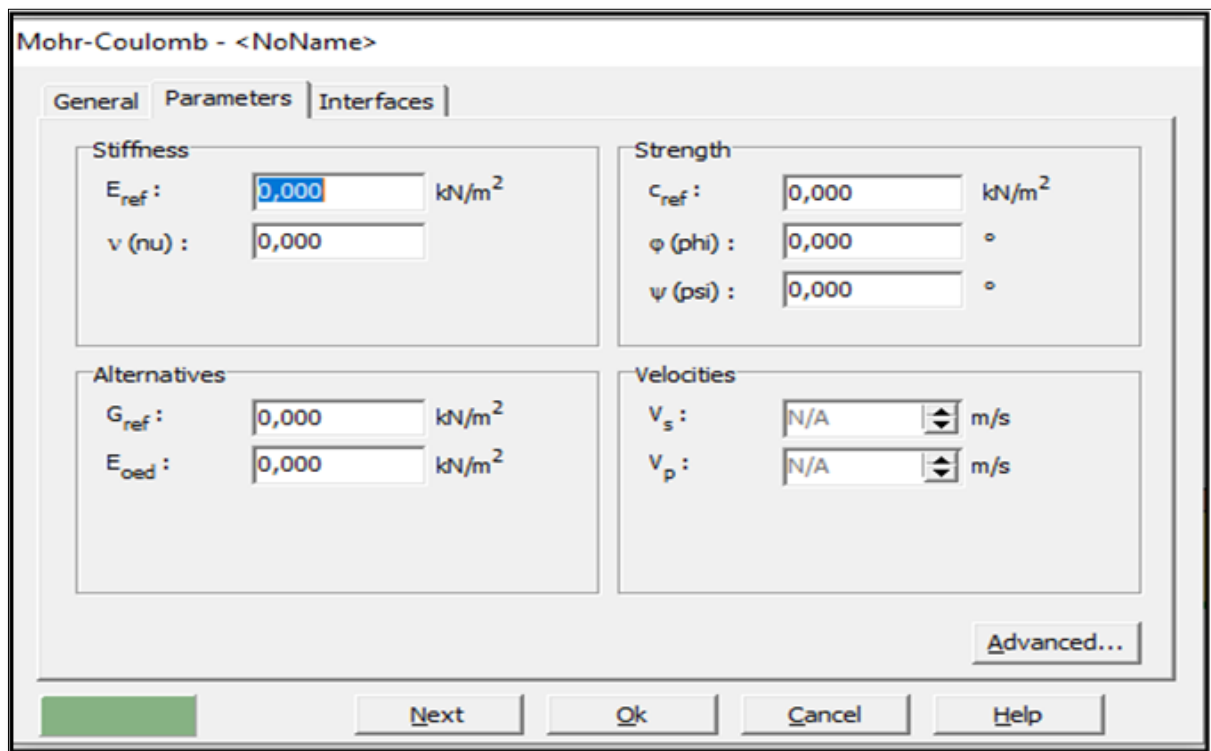


Figure V.03 Fenêtre des paramètres avancées du model Mohr-coulomb.

➤ **Modèle élastique linéaire:**

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson, ν .

Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

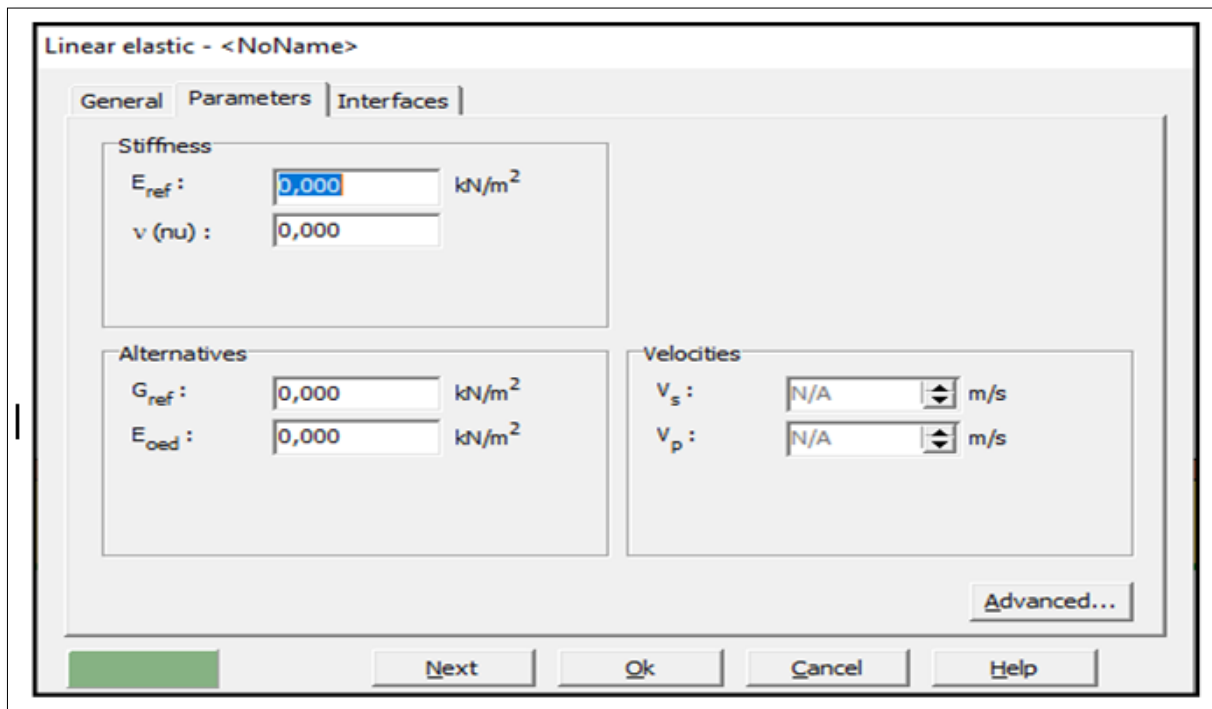


Figure V.04 Fenêtre des paramètres avancées du model élastique linéaire.

➤ **Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model):**

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

➤ **Modèle de sol avec écouvissage (Hardening Soil Model) :**

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouvissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écouvissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

➤ **Modèle pour les sols mous (Soft Soil model):**

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

➤ **Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model):**

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes

normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

V.2 Les démarches de modélisation du projet avec le code Plaxis:

Nous présenterons ici les principaux axes et cheminements d'un calcul avec le code Plaxis.

V.2.1 Géométrie

La première étape sur Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- Les lignes géométriques s'utilisent pour dessiner les différentes couches du sol.
- L'outil (plates) permet de tracer et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction, compression et une résistance en flexion. Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation.

V.2.2 Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les propriétés des différents matériaux selon leurs type (sol et interface, plaque, ancrage, géogridde, etc.....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainé, non drainé ou non poreux).

NB :

Vu la non disponibilité des données nécessaires pour la modélisation de la digue du port d'azeffoun, on était censé de considérer que le sol d'assise contient deux couches : une couche de sable lâche de 6 m d'épaisseur, et une couche de sable dense de 25 m d'épaisseur tels qu'il est montré sur la figure ci-dessous.

- Les dimensions de la section étudiée doivent satisfaire l'inégalité suivante : $\frac{B}{H} > 10$.

Avec : **B** : la largeur de la section = 588,675 m ;

H : La hauteur de la section = 48,65 m.

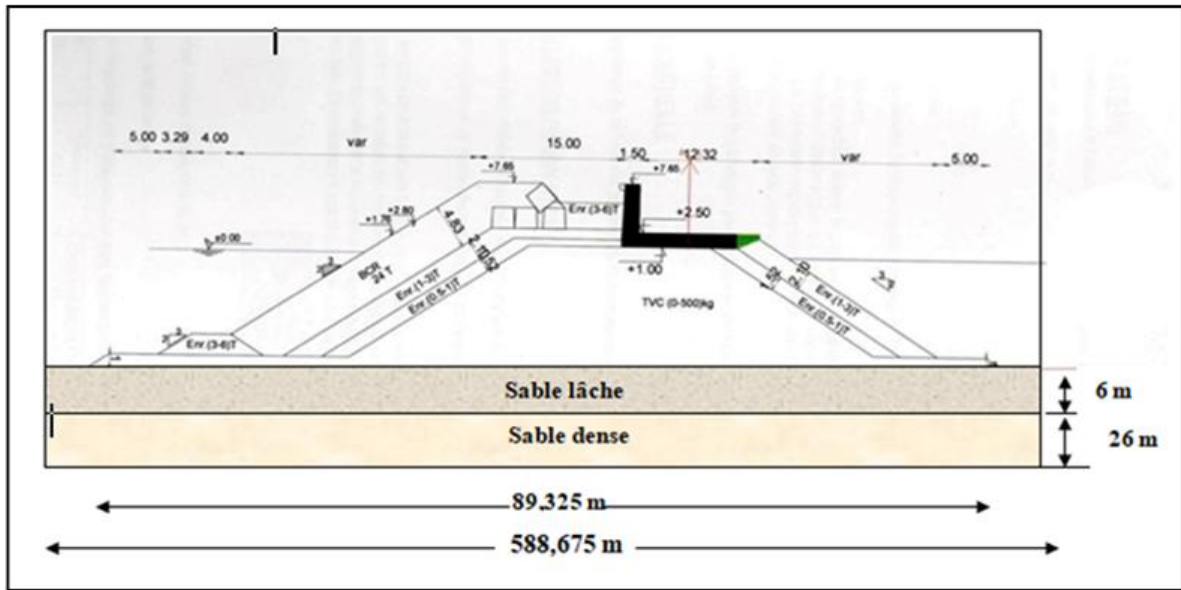


Figure V.05 Coupe transversale de la section étudiée.

▪ Propriétés des matériaux :

Paramètre	Sable lâche	Sable dense	Enr (0,5-1)T	Enr (1-3)T	Enr (3-6)T	TVC	BCR	Mur en L	Unité
Modèle	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	Linear elastic	-
Type	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Non-prou	-
γ_{unsat}	18,33	18,33	16,5	16	16	16,5	16	25	KN/m ³
γ_{sat}	20,33	20,33	20,5	20	20	20,5	20	-	KN/m ³
K_x	$6,6 \cdot 10^{-5}$	$4,3 \cdot 10^{-5}$	0,8	1	1	0,8	1	-	m/day
K_y	$6,6 \cdot 10^{-5}$	$4,3 \cdot 10^{-5}$	0,8	1	1	0,8	1	-	m/day
E_{ref}	$1,638 \cdot 10^4$	$6,032 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	$5 \cdot 10^4$	10^5	$2 \cdot 10^7$	KN/m ²
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0	0,2	-
C_{ref}	0,5	0,5	1	1	1	1	1	-	KN/m ²
Φ	33,2	37	45	45	45	45	50	-	-
Ψ	7	21	15	15	15	15	0	-	-

Tableau V.01 Propriétés des matériaux constituant la structure

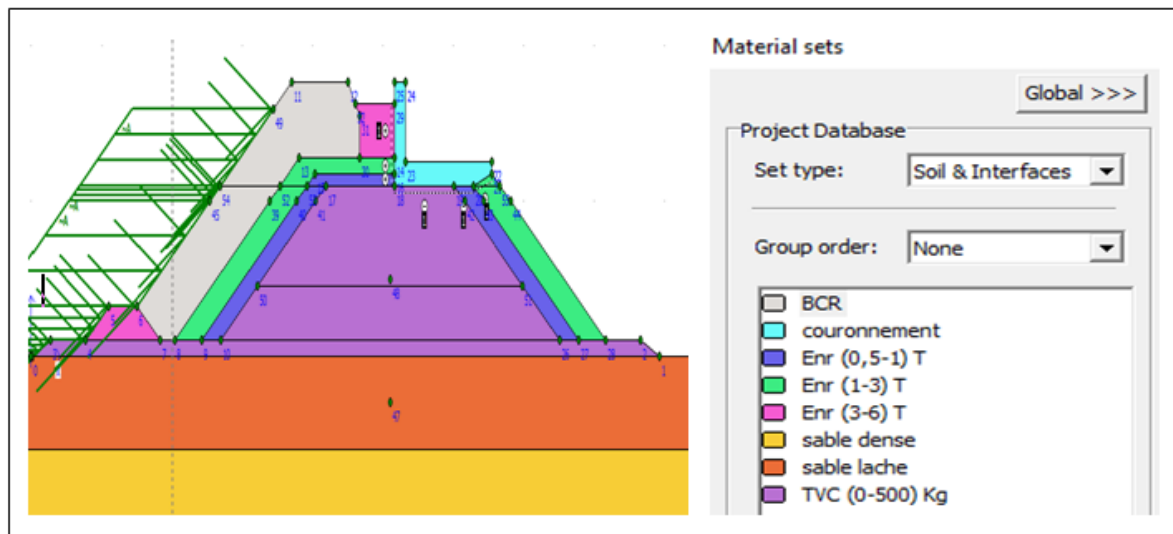


Figure V.06 Les différents matériaux constituant la structure.

V.2.3 Maillage

Le maillage se génère automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossie, grossie, moyen, fin, très fin), l'utilisateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol et le voisinage d'un élément grâce aux options refine dans le mesh menu.

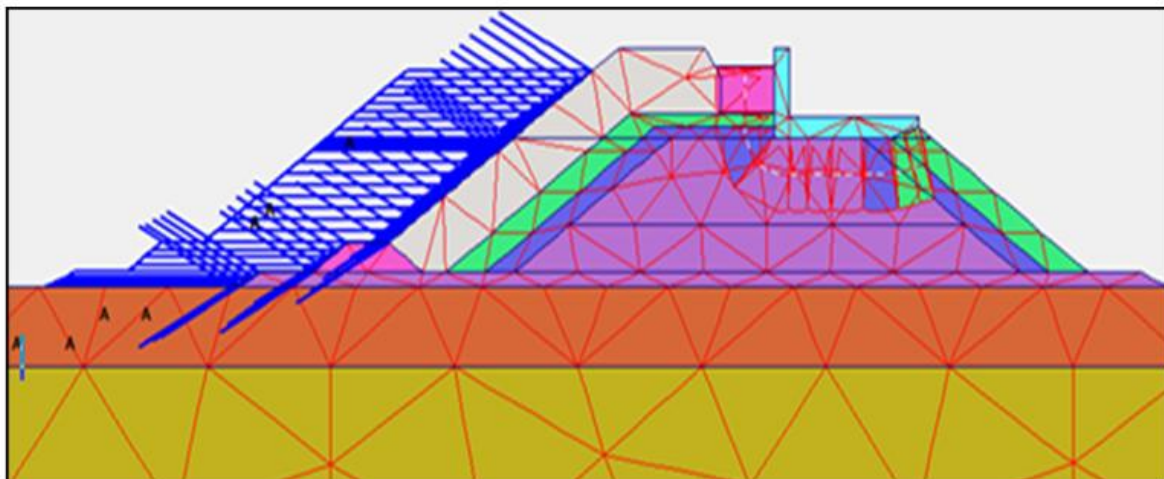


Figure V.07 Génération de maillage.

V.2.4 Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est à dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieurs de la géométrie. Si aucune condition limite

n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.....).

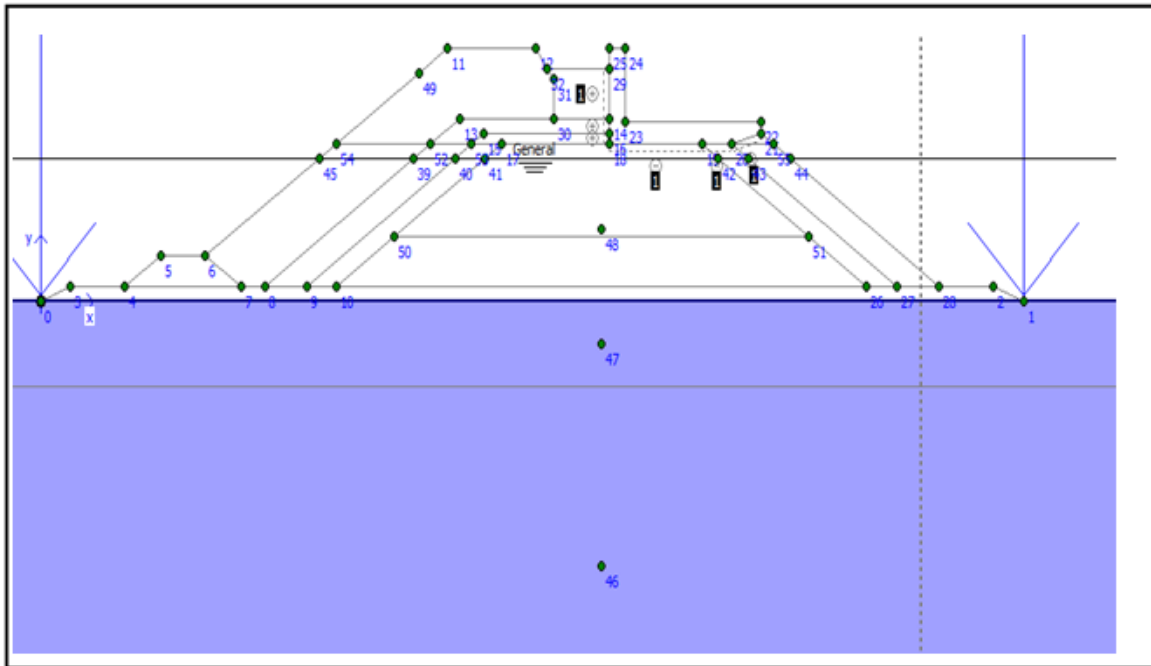


Figure V.08 Conditions aux limites.

V.2.5 Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes. Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements, contraintes imposées, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial. Un switch bouton permet d'accéder à deux fenêtres différentes, chacune représentant la géométrie de la modélisation:



- La première qui s'appelle initiale pore pressure permet de définir un niveau de nappe phréatique initial, et de générer les pressions interstitielles correspondantes.

- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif.

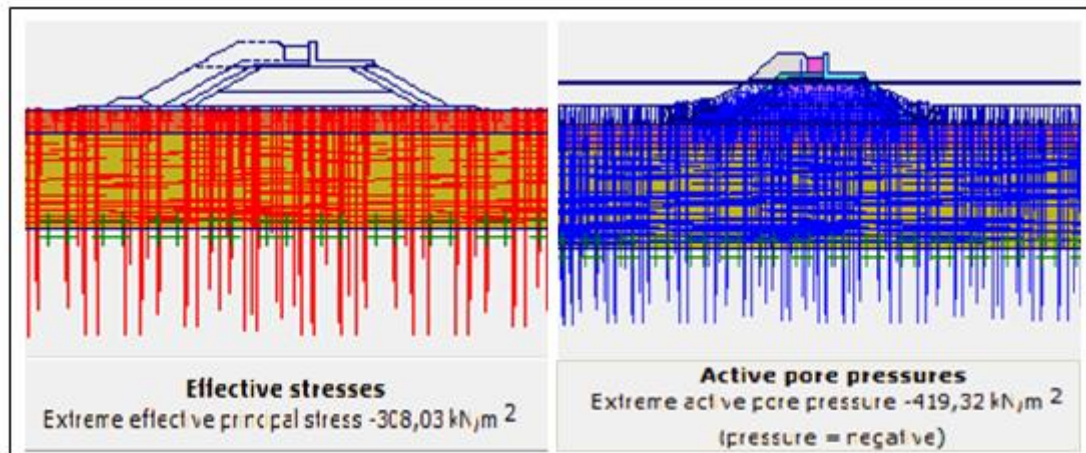


Figure V.09 Les contraintes initiales et pressions interstitielles initiales.

V.3 Phases de calculs :

La construction d'une digue maritime passe par plusieurs étapes successives :

V.3.1 Première phase :

- Mise en place de soubassement ;
- Mise en place de matériau TVC (0-500) kg constituant le noyau, la pose se fait en 2 couches successives à des niveaux +4,00 m et +11,00 m respectivement.

V.3.2 Deuxième Phase :

Mise en place des premières poses :

- D'encrochements (0,5 – 1) T et (1 – 3) T constituant la première et la deuxième couche filtre ;
- D'encrochement (3 – 6) T constituant la butée de pieds ;
- Des BCR constituant la carapace ;

V.3.3 Troisième phase : La construction de couronnement et la mise en place des deuxième poses :

- D'encrochements (0,5 – 1) T et (1 – 3) T constituant la première et la deuxième couche filtre ;
- Des BCR constituant la carapace ; et d'encrochement (3 – 6) T constituant la berme de la carapace.

- Dans cette étude, on va présenter et suivre l'évolution des déformations, des déplacements et des contraintes dans la digue durant quatre étapes de la construction qui sont les suivantes :
 - **Etape 1** : Lors de la mise en place de la première couche du TVC (0-500 kg) à un niveau +4,00m.
 - **Etape 2** : Lors de la mise en place de la dernière couche du TVC (0-500 kg) à un niveau +11,00m.
 - **Etape 3** : Après la construction du couronnement.
 - **Etape 4** : A la fin de la construction.

V.4 Visualisation des résultats :

V.4.1 Déformation du maillage :

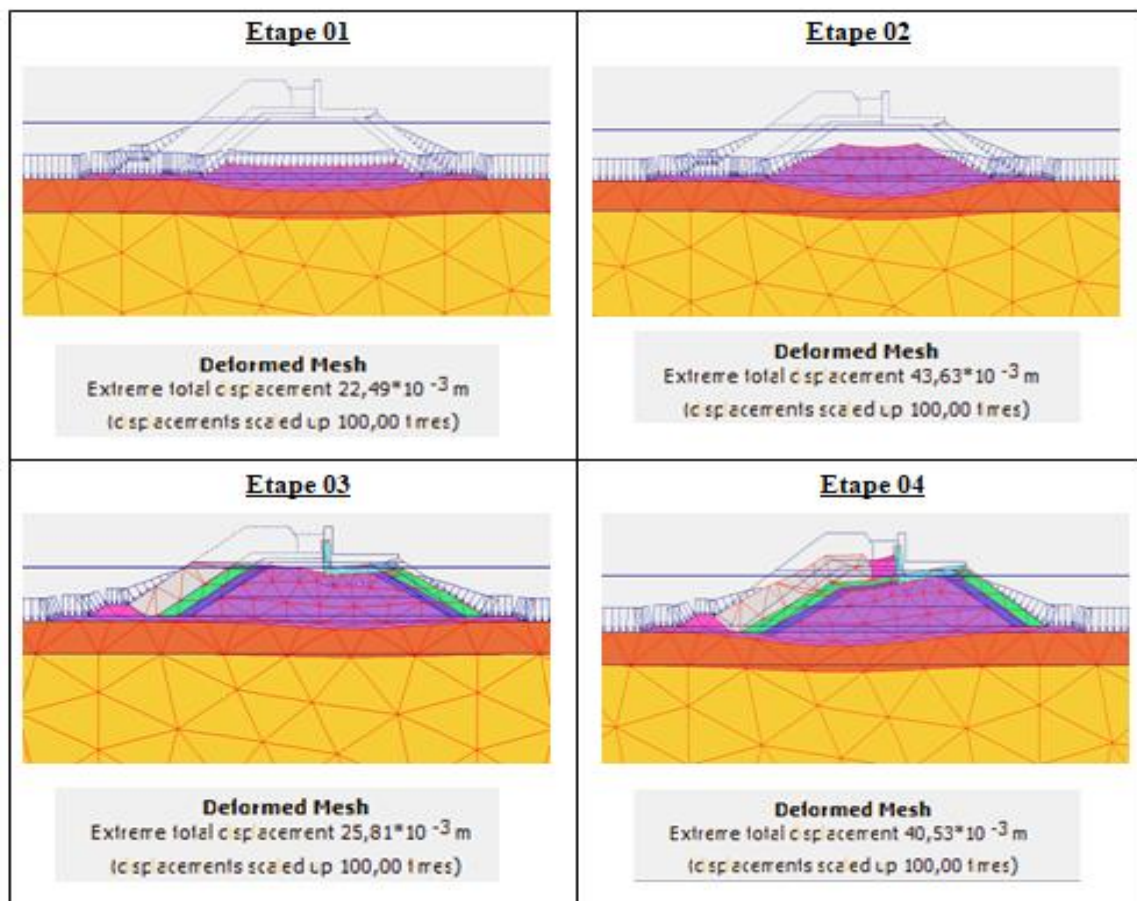


Figure V.10 Déformation du maillage pendant les quatre étapes

V.4.2 Déplacements totaux :

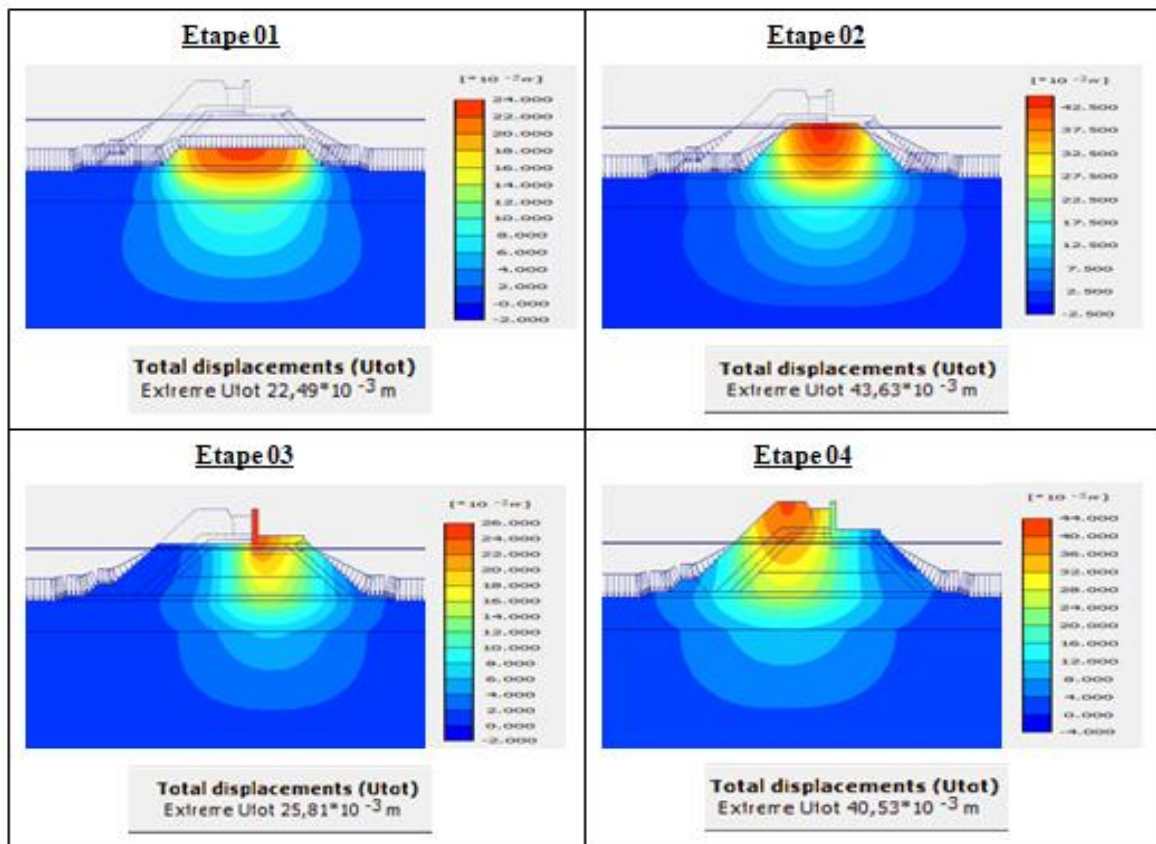


Figure V.11 Déplacement total du sol/structure pendant les quatre étapes.

V.4.3 Contraintes effectives

Les contraintes effectives (Effective stresses) sont représentées sous la forme des contraintes moyennes p' (Mean stresses).

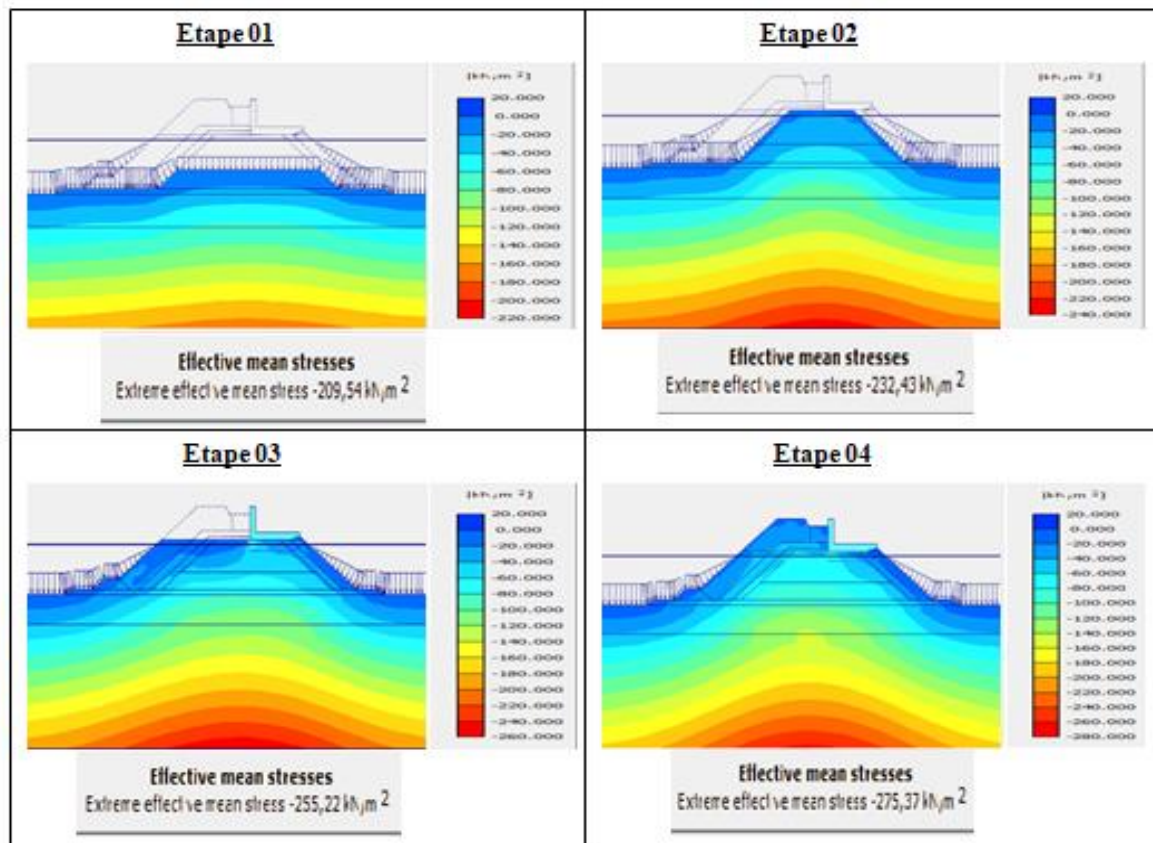


Figure V.12 Les contraintes effectives visualisées pendant les quatre étapes.

V.4.4 Pressions interstitielles (actives) :

Les pressions interstitielles actives (Active pore pressures) sont les pressions interstitielles totales. Elles sont décomposées en deux parties (Brinkgreve 2003): les pressions interstitielles permanentes p_{steady} et les surpressions interstitielles p_{excess} tels que :

$$p_{active} = p_{steady} + p_{excess}$$

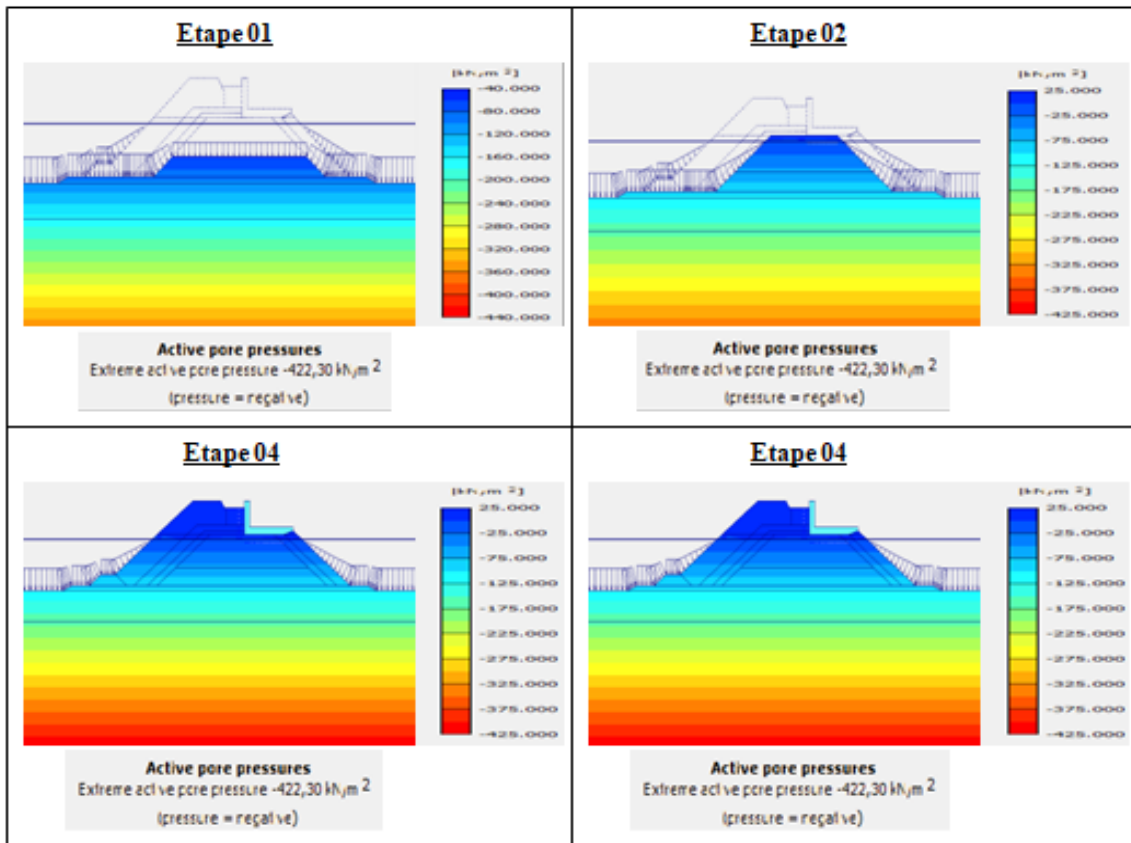


Figure V.13 Les pressions interstitielles enregistrées pendant les quatre étapes du calcul.

V.4.5 Déplacement vertical du point H:

Dans le but de suivre les déplacements et déformations de l'ensemble (digue et sol en assise), on a procédé à définir des points positionnés dans les différents régions risquant de subir des dommages, tels qu'il est montré sur la figure suivante :

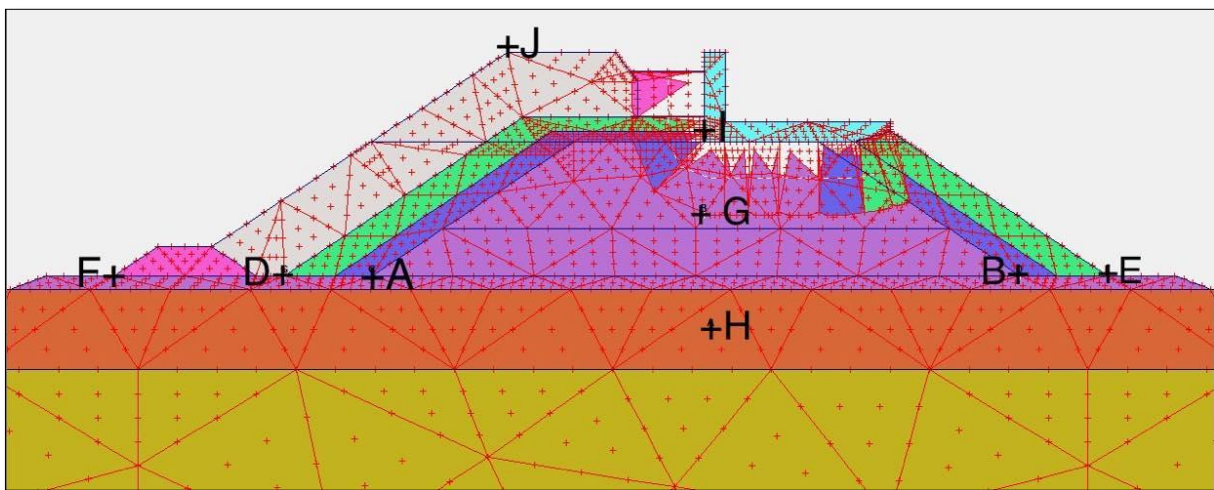


Figure V.14 Positions des points : A, B, D, E, F, G, H, I.

Le point H se situe au milieu de la couche de sable lâche car ce dernier risque de s'endommager sous l'effet du poids de la digue.

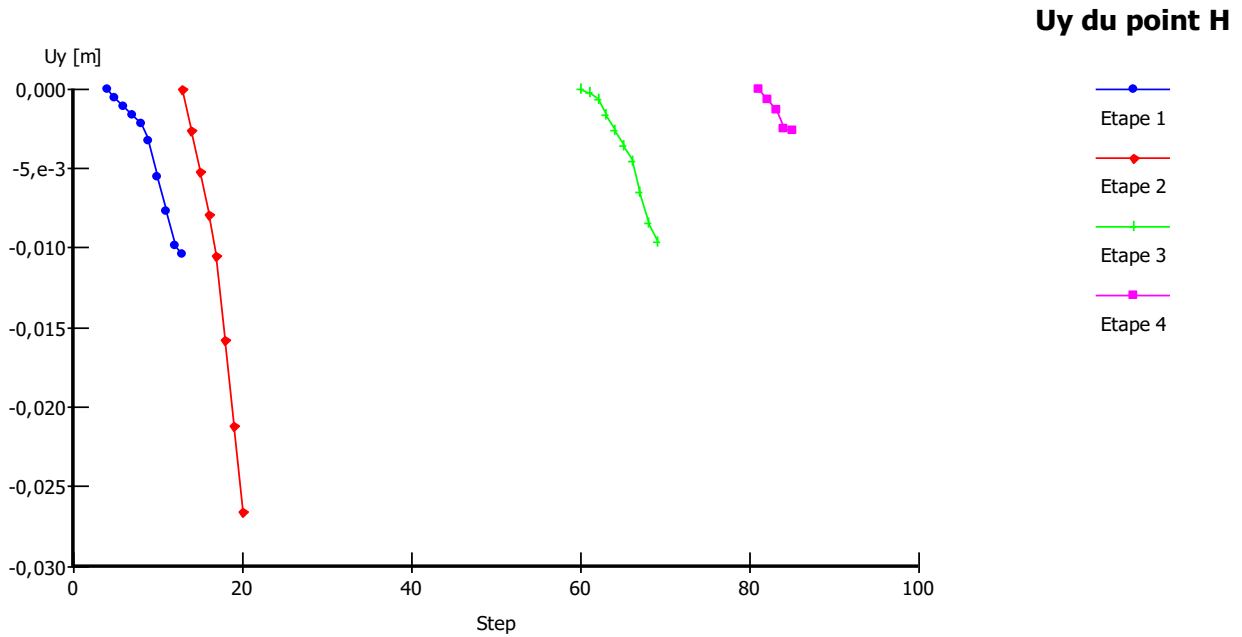


Figure V.15 Déplacement du point H pendant les quartes étapes.

Etapes	Déplacement vertical du point H (m)
Etape 01	-0.016
Etape 02	-0.026
Etape 03	-0.00097
Etape 04	-0.013

Tableau V.02 Déplacement vertical du point H pendant les quartes étapes

✓ **Commentaire :**

La digue a subit une série de déplacements pendant les quatre étapes de construction, le déplacement le plus élevé est visualisé à la fin de la construction après avoir posé le couronnement et les deuxièmes poses de la carapace et des couche filtres, la il y avait des tassements dues au poids des éléments de la structure.

V.4.6 Etude de comportement de la digue en présence des vagues :

Les résultats de calculs précédents, sont obtenus dans le cas d'une mer calme. On veut étudier son comportement en présence des vagues, plus précisément durant une succession de trois vagues.

La vague est présentée comme une fonction sinusoïdale F tel qu'il est montré dans l'équation suivante :

$$F = A \sin(\omega t + \varphi)$$

Avec :

A : Amplitude

ω : Pulsation

t : Temps

φ : Phase à l'origine.

La pulsation ω est reliée à la fréquence f et à la période T par l'équation suivante:

$$\omega = 2\pi f = \frac{2\pi}{T}$$

La vague utilisée dans ce travail a les caractéristiques de la houle du projet, est présentée sur la figure ci-dessous. Elle possède une amplitude de 1,10 m ; une fréquence de 0,2 Hz et une période de 6 s (voir **Tableau 04** De chapitre III).

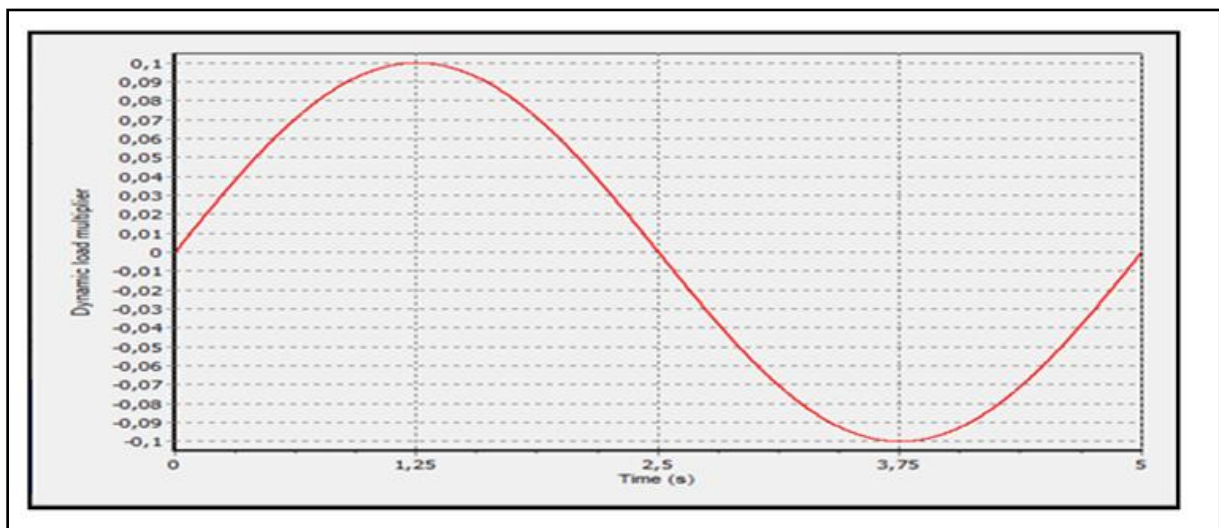


Figure V.16 La charge dynamique due à la présence des vagues utilisée dans la modélisation.

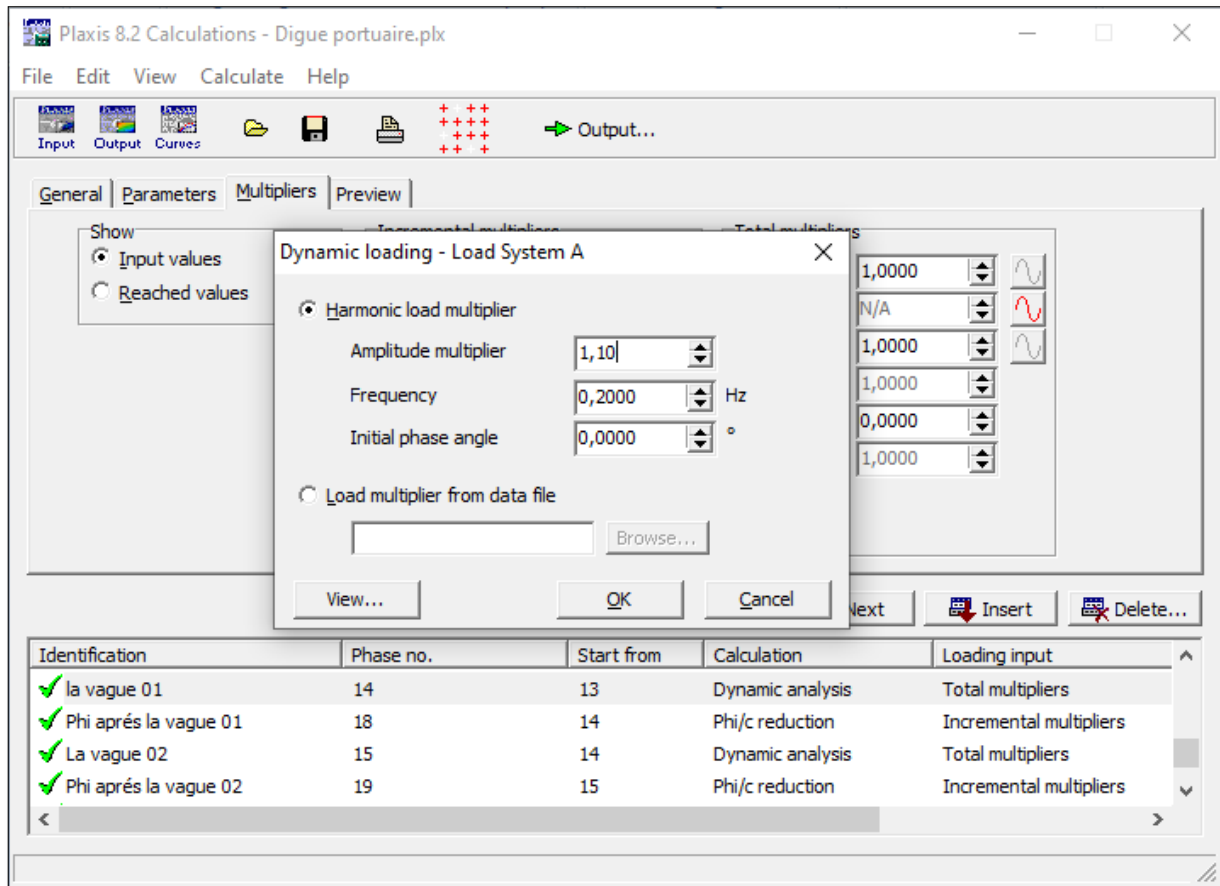


Figure V.17 Identification de la charge dynamique sur plaxis.

V.4.7 Déplacement total de la digue en présence des vagues :

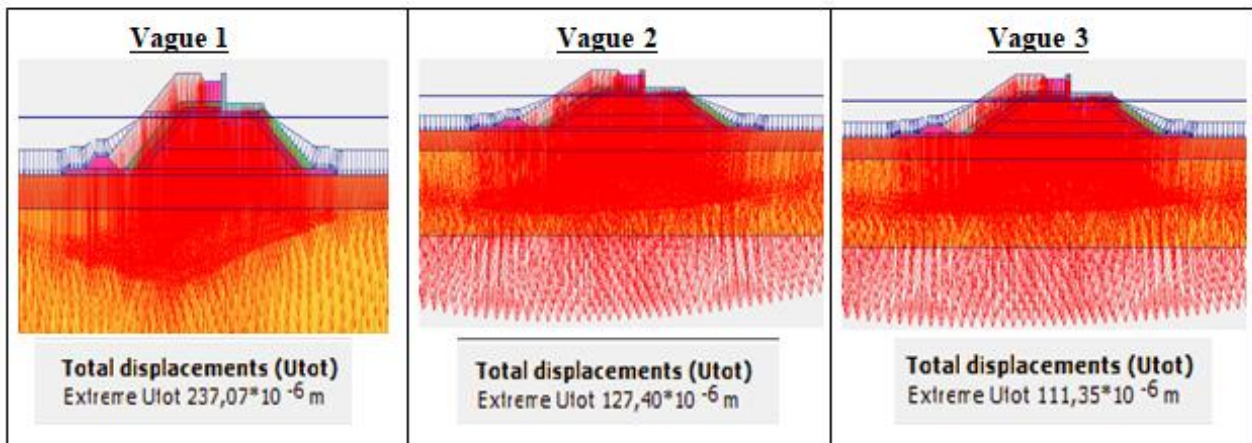


Figure V.18 Les déplacements totaux de la digue en présence des vagues.

V.4.8 Contraintes effectives :

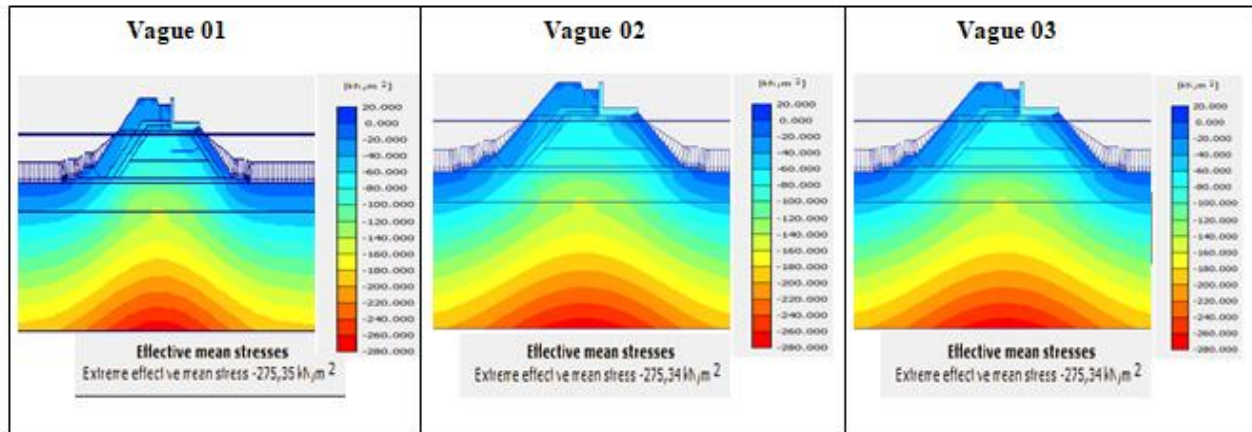


Figure V.19 Les contraintes effectives visualisées pendant la succession des trois vagues

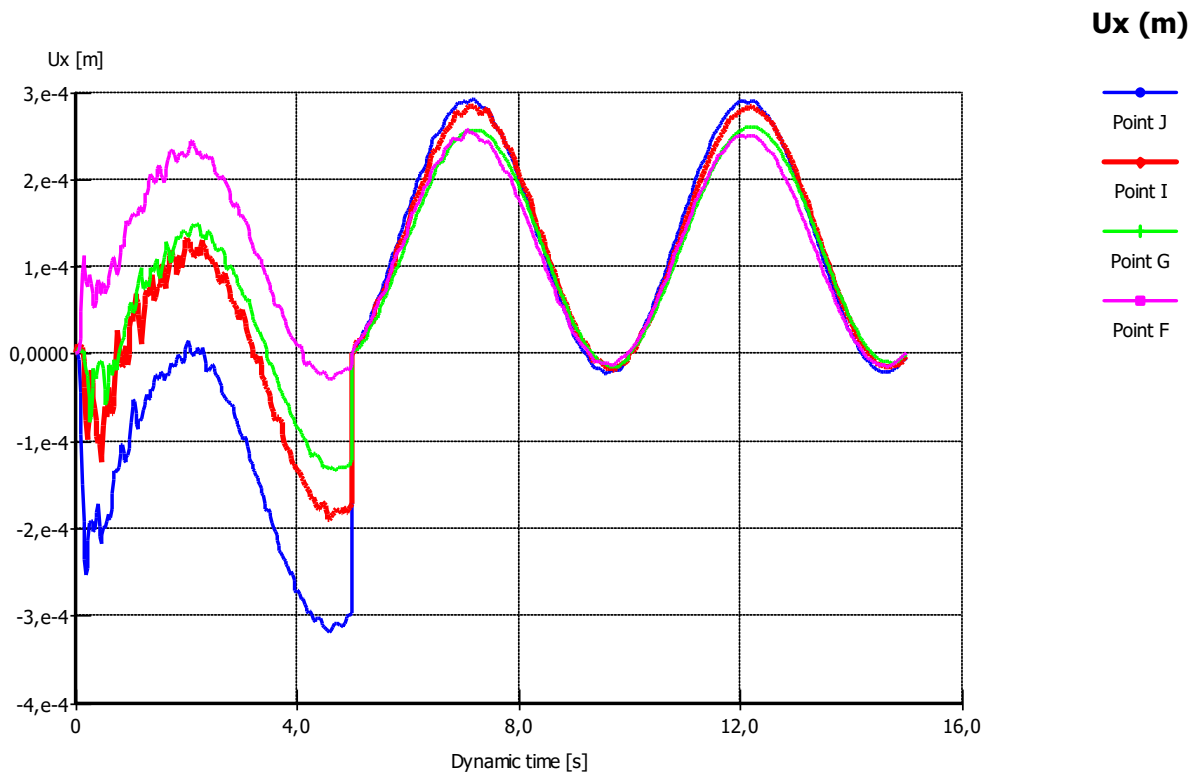


Figure V.20 Déplacement latéral de quelques points de la digue en présence de vagues.

On remarque que le point J qui se trouve au sommet de la carapace se déplace le plus comparé aux déplacements des autres points suite aux poids considérable des blocs BCR constituant la carapace.

V.5 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

L'analyse de la stabilité avec le logiciel PLAXIS a permis de calculer le coefficient de sécurité à partir de la méthode de réduction des paramètres de résistance au cisaillement du sol.

Le facteur de sécurité minimal F_s adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelque fois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix.

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui est souvent difficile en géotechnique.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.

F_s	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1 – 1.25	Sécurité contestable
1.25 – 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants, sécurité contestable pour les digues
> 1.4	Satisfaisante

Tableau V.03 Les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.

V.5.1 Vérification de la stabilité de la digue:

V.5.1.1 Coefficient de sécurité en cas d'une mer calme :

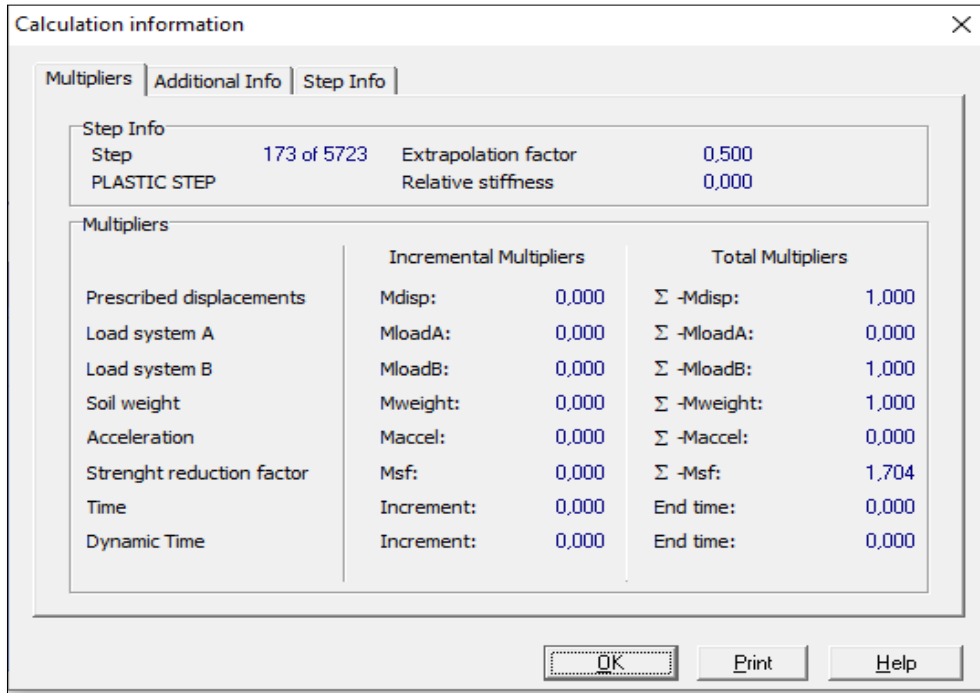


Figure V.21 Coefficient de sécurité en cas d'une mer calme, $F_s = 1.704$

V.5.1.2 Coefficient de sécurité pendant la succession des trois vagues :

🚧 Vague 01 :

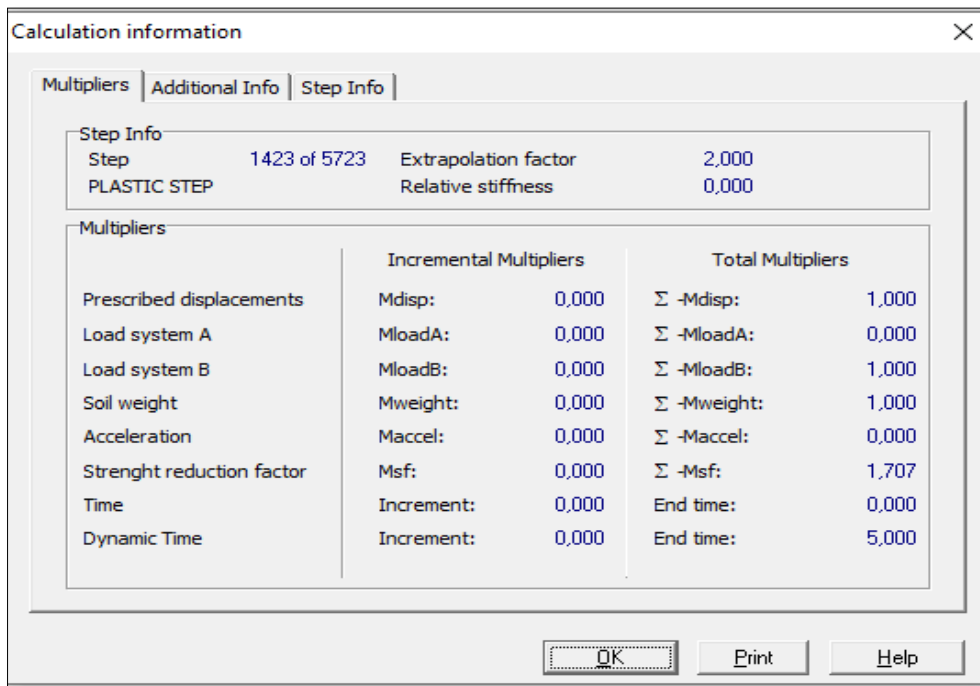


Figure V.22 Coefficient de sécurité après la première vague, $F_s = 1.707$.

✚ Vague 02:

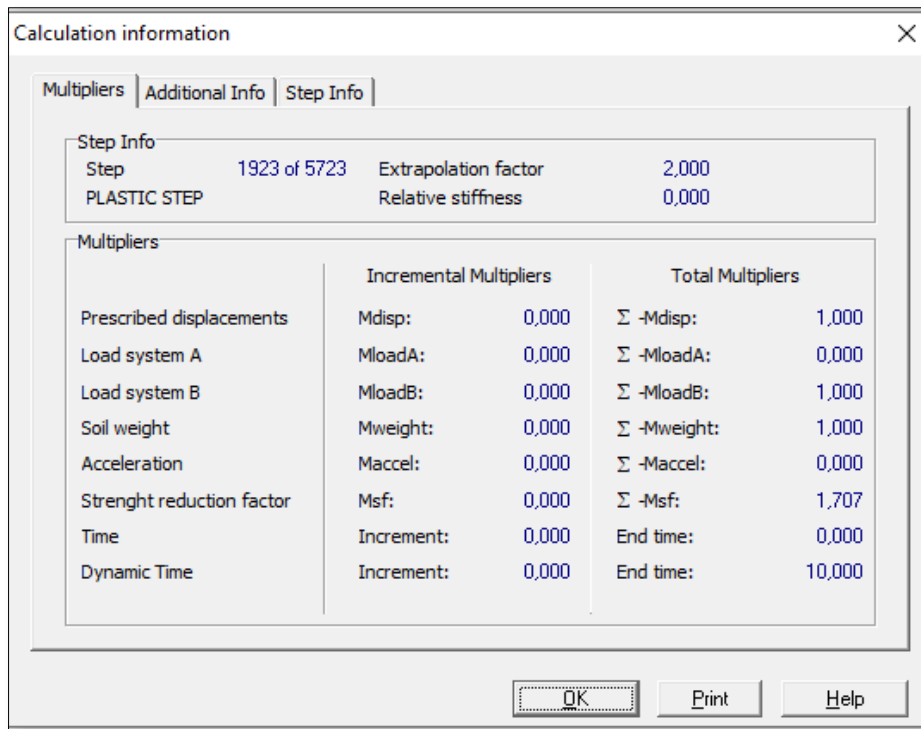


Figure V.23 Coefficient de sécurité après la deuxième vague, $F_s = 1.707$

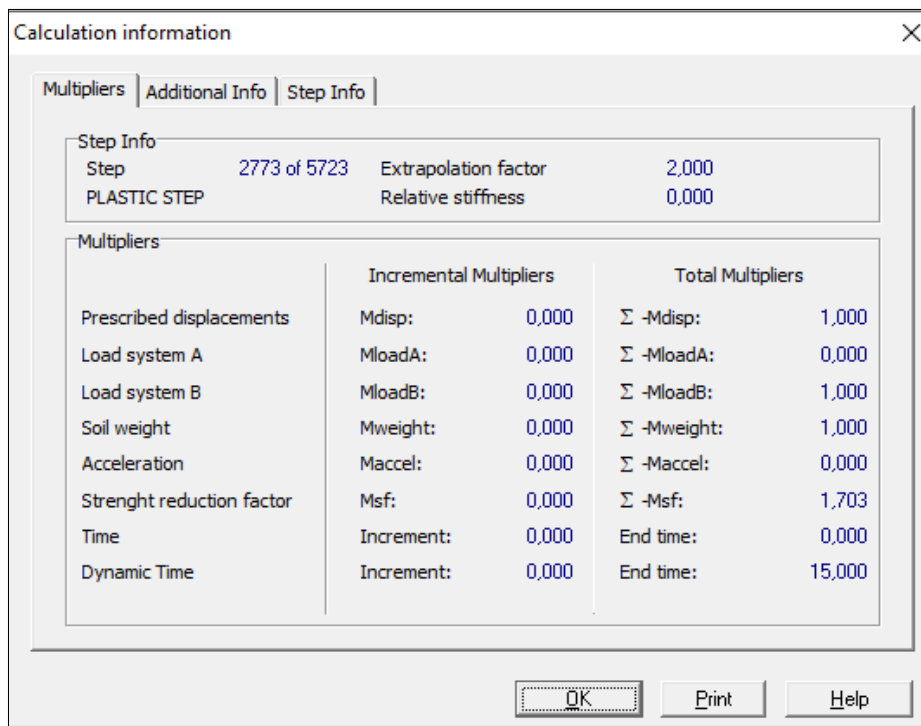


Figure V.24 Coefficient de sécurité après la troisième vague, $F_s = 1.703$

V.5.1.3 Interprétation :

Dans le cas d'une mer calme, le coefficient de sécurité $F_s = 1,704 > 1.4$ ce qui veut dire que notre digue est stable.

Pendant et après l'excitation dynamique sous l'effet des trois vagues, le coefficient de sécurité F_s est toujours supérieur à 1.4 ce qui veut dire que notre digue est stable, et les déformations qu'a subit l'ensemble (digue et sol en assise) sont acceptables.

Conclusion :

Le modèle numérique dénote une réponse mécanique suffisamment proche de la réalité pour pouvoir étudier la stabilité de la digue. La précision des résultats obtenus de ce modèle est liée à plusieurs paramètres, telle que la taille de modèle global, les dimensions du maillage, le modèle de comportement, les conditions aux limites et aux caractéristiques des sols. Basées sur les données géologiques et géotechniques des sols utilisées dans le calcul numérique les conclusions qui apparaissent au terme de cette étude sont les suivantes :

L'analyse de stabilité par le logiciel PLAXIS donne un facteur de sécurité supérieur à 1.4 dans le cas plus extrême. Ce que nous a permis de déduire que les déplacements de l'ensemble sol/structure ne sont pas importants Ce qui signifie que la jetée étudiée est stable.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude et l'évaluation des ouvrages hydrauliques comprennent deux volets :

- **Les reconnaissances géotechniques** : permettant d'obtenir un model géotechnique de l'ouvrage et de sa zone d'influence, auxquelles s'ajoute une analyse des matériaux de construction, notamment des enrochements, afin de disposer d'informations sur les propriétés des matériaux, qui seront utilisés comme carapace, noyau, ...etc.
- **La conception géotechnique** : de l'ouvrage qui recouvre à la fois l'étude préliminaire, le dimensionnement et la conception finale, ainsi que des procédures de validation établies d'après le model géotechnique et les propriétés de l'enrochement utilisé.

Dans ce travail, après avoir conçu et dimensionné l'ouvrage, une étude expérimentale sur model réduit a été réalisée pour comprendre la réponse cyclique de la digue à talus constituée d'une carapace en blocs cubiques rainurés de type Antifer. L'étude a nécessité l'élaboration des variantes pour la structure de la digue à talus, et les tester en canal à houle, afin de vérifier sa stabilité face aux sollicitations dynamiques due au mouvement de la houle dont la variante 05 est retenue suite à la stabilité satisfaisante qu'elle a montrée pendant et après le test.

La variante numéro 05 est simulée numériquement à l'aide de logiciel plaxis 8.2 pour suivre les différents déplacement et déformations que la digue risque de subir suite aux mouvements de la houle et le poids propre de son ensemble.

La modélisation a montré des déplacements et des déformations acceptables de l'ensemble (sol/digue) selon la valeur minimale de $M_{sf} \geq 1.4$.

Les exigences de l'Eurocode 7 ont également été respectées par rapport à la stabilité de la digue, il faut mentionner que tous les calculs ont été effectués pour des valeurs caractéristiques.

Les résultats obtenus à partir de la modélisation seront utiles aux concepteurs pour concevoir une digue résistante aux charges dynamiques.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [01]. **Etude sur modèle réduit. 2020.** Etude sur modél réduit physique en canal à houle. Model réduit : LEM, 2020.
- [02]. Compagne géotechnique sur site retenu : LEM, 2019
- [03]. **Rapport de reconnaissance** : LEM, 2019
- [04]. **Dang-Trinh NGUYEN 2012.** Stabilité et franchissement des digues maritimes. Thèse présentée pour l'obtention du grade de **Docteur de l'Université du Havre.**
- [05]. **ALIOUA Sara, HADJ-GUESMI Ania 2020.** Etude d'un port de plaisance à Sidi-Khlifa (Azeffoun-Tizi Ouzou). Mémoire de master, Université de Tizi Ouzou.
- [06]. **Mohammedi Halima, Boulanouar Ahmed 2016.** Conception et dimensionnement d'une digue à talus Cas de la digue de Doui Thabet-Wilaya de Saïda. Mémoire de master, Université Dr UNIVERSITÉ Dr MOULAY TAHAR –SAÏDA.
- [07]. **Guide Technique pour la réalisation des études portuaires.**
- [08]. **CHERCHEM Nacira 2013.** Etude du barrage de Souk Tlata sur l'Oued Bougdoura. Mémoire de master, Université de Tizi Ouzou.
- [09]. **André BLANC, Bruno DECLEMENTI, Marc CHABREUIL.** Construction, Génie civil, Edition T.I.
- [10]. **Céline TRMAL, CETMEF- DPMVN.** 2 février 2006. Rock Manual, Utilisation des enrochements dans les ouvrages maritimes.
- [11]. **Chapitre 5. Phénomènes physiques et outils de dimensionnement.** [En ligne] <https://www.kennisbankwaterbouw.nl/DesignCodes/rockmanual/Chapitre5.pdf>
- [12]. **Iman SAFARI, François ROPERT, Dominique MOUAZE, Alexandre EZERSKY.** Article n°04, Revue Paralia, Vol.6, 2013 : Historique du bloc artificiel utilisé dans les digues à talus.
- [13]. **CFMS / Digues maritimes en enrochements** : La problématiques des ressources en matériaux / B.DEMAY.2011.
- [14]. **Chapitre6. Conception des ouvrages à la mer.** [En ligne] : <https://www.kennisbank-waterbouw.nl/DesignCodes/rockmanual/Chapitre6.pdf>
- [15]. **ARKAM Mehdi 2016.** Élaboration d'un code de calcul de stabilité des digues à talus à faible profondeur d'eau. Mémoire de master, Ecole National Supérieure d'Hydraulique-ARBAOUI Abdellah.
- [16]. **TU Delft - Durban Dig-Out Port Research - Part 2: Breakwater Engineering.** January 29, 2015.

Références bibliographiques

[17]. **R.B.J. Brinkgreve**. Plaxis version 8 Manuel de référence. Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas.

[18]. **Borowiec, A. & Stanuszek, M. (2016)**. Liquefaction mechanism induced by dynamic excitation modeled in Plaxis AE with the use of UBC and Mohr–Coulomb constitutive relationships. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 38(1), 123-133. <https://doi.org/10.1515/sgem-2016-0013>

[19]. **LAMOURI Adel 2015**. Utilisation des méthodes numériques dans les calculs de la stabilité des barrages en terre. Mémoire de master, Ecole National Supérieure d'Hydraulique-ARBAOUI Abdellah.

ANNEXES

ANNEXE (01)

- Classification des environnements agressifs selon la norme NF P18-011(Décembre 2009).
- Les photos des formations géologiques rencontrées sur site.
- Résultats des sondages à la lance.
- Résultats d'étude sédimentologique.




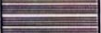












Essai de laboratoire

Spécifications informatives :

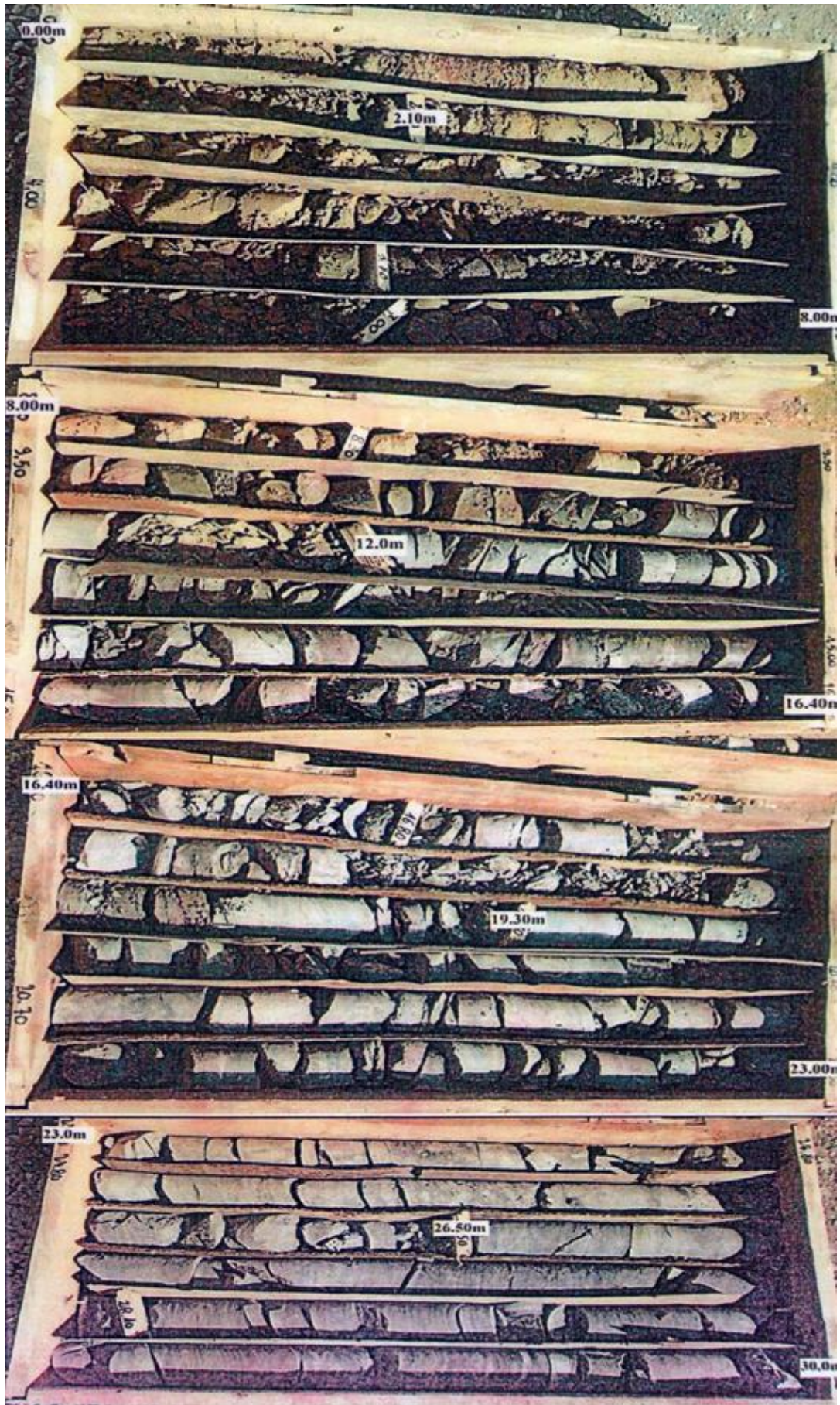
Classification des environnements agressifs (norme NF18-011 Décembre 2009)

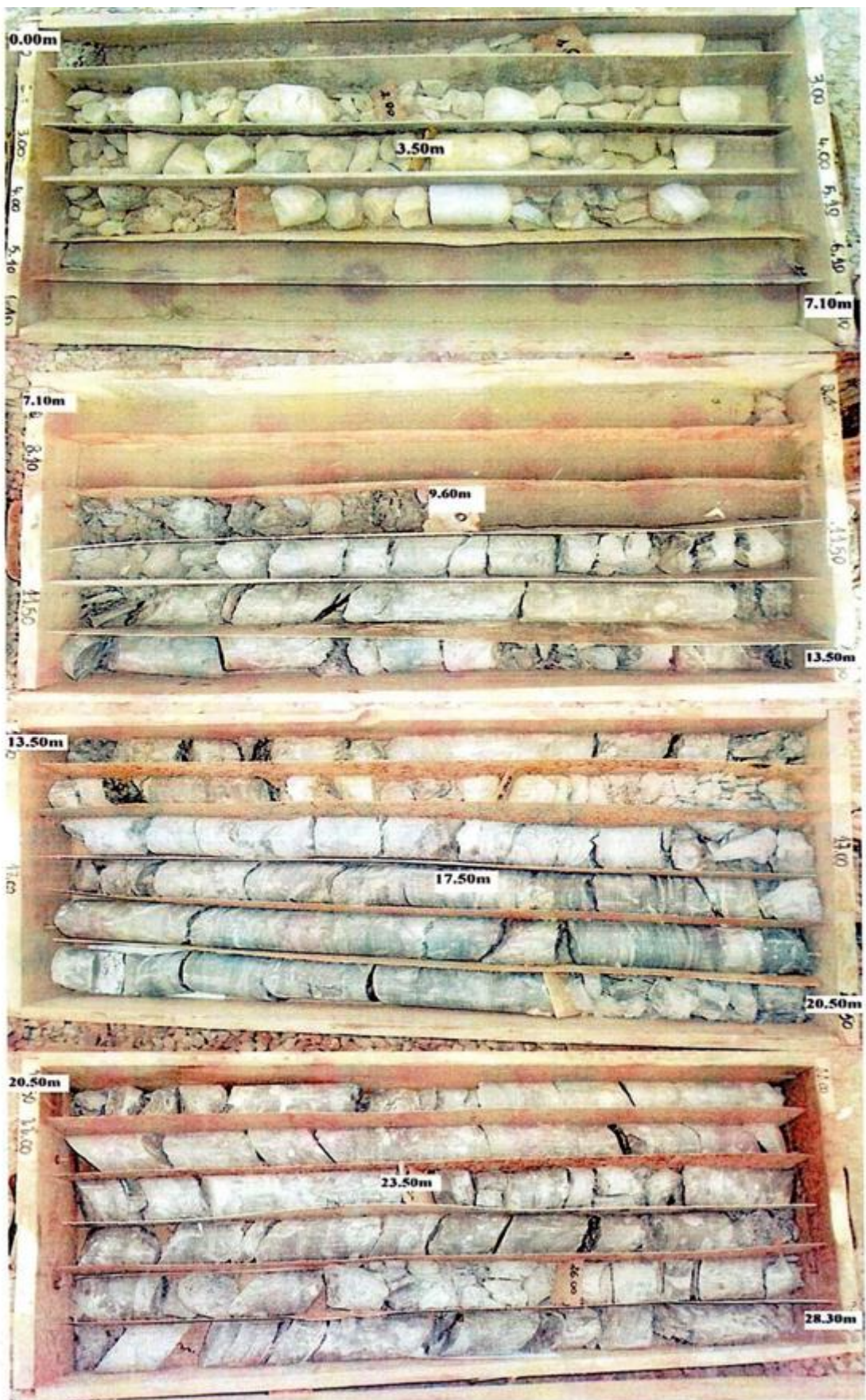
Agressivité des sols		
SO ₄ = (mg/kg de sol séché à 105± -5°C)		Mesures de protection
X A1	2000ET <3000	Pas de mesures particulières
X A2	>3000 et <12000	Ciment conforme à la norme NF P 15-317(PM) ou NF P15-319 (ES)
X A3	>12000 et <24000	Ciment conforme à la norme NF P15-319 (ES)

Sondage N°01 /Profondeur 15

Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							REMBLAIS
-1.									SABLES ARGILEUX A GALET ET A BLOCS DE GRES
-2.									
-3.									
-4.									
-5.									
-6.									
-7.									
-8.									
-9.									
-10.									BLOCS DE GRES
-11.									PELITES SCHISTEUSES DE COULEUR GRISE
-12.									
-13.									
-14.									
-15.									







SOND01	637297.521	4083307.159	3	1	sable
SOND02	637298.340	4083483.260	5	0,7	sable
SOND03	637300.088	4083861.947	12	0,7	sable
SOND04	637301.664	4084189.689	17	0,8	sable
SOND05	637547.625	4083325.271	3	0,2	sable+roche
SOND06	637547.822	4083390.600	5	0,6	sable
SOND07	637549.423	4083735.975	10	0,7	sable
SOND08	637549.423	4084037.845	15	0,7	sable
SOND09	637551.948	4084271.824	20	0,8	sable
SOND10	637797.408	4083245.969	3	0,1	sable+graveir
SOND11	637798.182	4083451.529	5	0,6	sable
SOND12	637799.889	4083818.890	12	0,7	sable
SOND13	637801.353	4084145.912	17	0,7	sable
SOND14	638047.982	4083405.698	3	0	roche
SOND15	638049.049	4083623.090	10	0,8	sable
SOND16	638050.583	4083975.997	15	0,8	sable
SOND17	638051.939	4084261.459	20	0,8	sable
SOND18	638297.577	4083324.897	3	0,3	sable+roche
SOND19	638298.145	4083442.512	5	0,4	sable
SOND20	638299.635	4083764.469	12	0,8	sable
SOND21	638301.040	4084073.652	17	0,7	sable
SOND22	638547.422	4083281.698	3	0,7	sable
SOND23	638547.696	4083334.391	5	0,6	sable
SOND24	638549.114	4083643.224	10	0,7	sable

SOND N° station	X (UTM31)	Y (UTM31)	Profondeur	Pénétration (m)	Nature du fond marin
SOND25	638550.378	4083927.491	15	0,8	sable
SOND26	638551.667	4084212.676	20	0,7	sable
SOND27	638797.109	4083221.326	3	0	roche
SOND28	638797.297	4083254.855	5	0,4	sable+roche
SOND29	638799.493	4083721.366	12	0,6	sable
SOND30	638800.847	4084018.144	17	0,6	sable
SOND31	638697.118	4083240.489	3	0,6	sable
SOND32	638699.083	4083630.088	10	0,6	sable
SOND33	638699.551	4083729.910	12	0,6	sable
SOND34	638700.341	4083911.326	15	0,7	sable
SOND35	638701.645	4084193.343	20	0,6	sable
SOND36	638962.183	4083214.544	3	0,6	sable
SOND37	638962.456	4083277.498	5	0,7	sable
SOND38	638964.417	4083695.563	12	0,6	sable
SOND39	638965.622	4084005.250	17	0,6	sable
SOND40	638966.590	4084173.798	20	0,6	sable
SOND41	639227.187	4083225.621	3	0,6	sable
SOND42	639228.842	4083571.991	10	0,6	sable
SOND43	639229.291	4083679.262	12	0,6	sable
SOND44	639230.661	4083863.275	15	0,6	sable
SOND45	639231.454	4084152.819	20	0,6	sable
SOND46	639492.012	4083187.186	3	0,6	sable
SOND47	639492.332	4083236.721	5	0,3	sable+roche
SOND48	639494.259	4083660.744	12	0,6	sable
SOND49	639495.536	4083949.010	17	0,6	sable
SOND50	639496.396	4084122.946	20	0,6	sable
SOND51	639757.109	4083191.829	3	0,8	sable
SOND52	639758.818	4083553.569	10	0,7	sable
SOND53	639759.277	4083647.261	12	0,7	sable
SOND54	639759.872	4083819.998	15	0,7	sable
SOND55	639761.297	4084108.184	20	0,6	sable
SOND56	639994.817	4083214.208	3	0,7	sable
SOND57	639995.356	4083346.100	5	0,8	sable
SOND58	639996.594	4083616.765	12	0,7	sable
SOND59	639997.864	4083899.677	17	0,6	sable
SOND60	639998.666	4084070.491	20	0,6	sable

Résultats des sondages à la lance

N° du sondage	X UTM 31	Y UTM 31	Profondeur	Nature du fond marin
Prel 01	637297.073	4083204.033	1	Sable + gravier
Prel 02	637298.340	4083483.396	5	Sable
Prel 03	637298.200	4083727.790	10	Sable
Prel 04	637302.396	4084361.221	20	Sable
Prel 05	637547.551	4083325.273	3	Sable
Prel 06	637549.093	4083655.160	8	Sable
Prel 07	637550.890	4084040.050	15	Sable
Prel 08	637797.001	4083184.630	1	Sable + gravier
Prel 09	637798.180	4083451.542	5	Sable
Prel 10	637798.662	4083696.498	10	Sable
Prel 11	637801.866	4084266.503	20	Sable + roche
Prel 12	638047.997	4083405.758	3	Sable
Prel 13	638048.646	4083559.716	8	Sable
Prel 14	638050.537	4083976.081	15	Sable
Prel 15	638296.192	4083288.871	1	Sable + roche
Prel 16	638298.146	4083442.568	5	Sable
Prel 17	638299.339	4083647.580	10	Sable
Prel 18	638301.760	4084244.448	20	Sable
Prel 19	638547.408	4083282.054	3	Sable
Prel 20	638548.716	4083568.259	8	Sable
Prel 21	63550.302	4083927.614	15	Sable
Prel 22	638796.925	4083189.537	1	Roche
Prel 23	63797.281	4083270.023	5	Sable
Prel 24	638799.284	4083622.129	10	Sable
Prel 25	638801.600	4084184.604	20	Sable
Prel 26	638701.689	4084193.432	20	Roche
Prel 27	638699.498	4083631.084	10	Sable
Prel 28	638698.189	4083438.223	5	Sable
Prel 29	638963.285	4083149.382	3	Sable
Prel 30	638963.285	4083149.382	1	Roche
Prel 31	638962.172	4083214.699	3	Sable
Prel 32	638963.614	4083517.984	8	Sable
Prel 33	638965.250	4083884.668	15	Sable
Prel 34	639223.721	4083097.408	1	Roche
Prel 35	639227.809	4083356.933	5	Sable
Prel 36	639228.749	4083572.005	10	Sable
Prel 37	639231.219	4084153.015	20	Sable
Prel 38	639497.958	4083105.132	1	Sable
Prel 39	639492.028	4083187.062	3	Sable
Prel 40	639493.495	4083518.992	8	Sable
Prel 41	639494.974	4083827.208	15	Sable
Prel 42	639745.933	4083034.219	1	Sable
Prel 43	639758.013	4083372.299	5	Sable
Prel 44	639758.606	4083553.592	10	Sable

Prel 45	639761.159	4084108.134	20	Sable
Prel 46	639996.639	4083116.417	1	Sable
Prel 47	639994.737	4083214.226	3	Sable
Prel 48	639995.880	4083457.864	8	Sable
Prel 49	639997.305	4083787.901	15	Sable
Prel 50	A l'embouche de l'oued petit paradis			Sable
Prel 51	A l'embouche de l'oued petit paradis			Sable

Tableau des résultats de l'étude sédimentologique

ANNEXE (02)

- Figure : Bathymétrie de la zone d'étude.

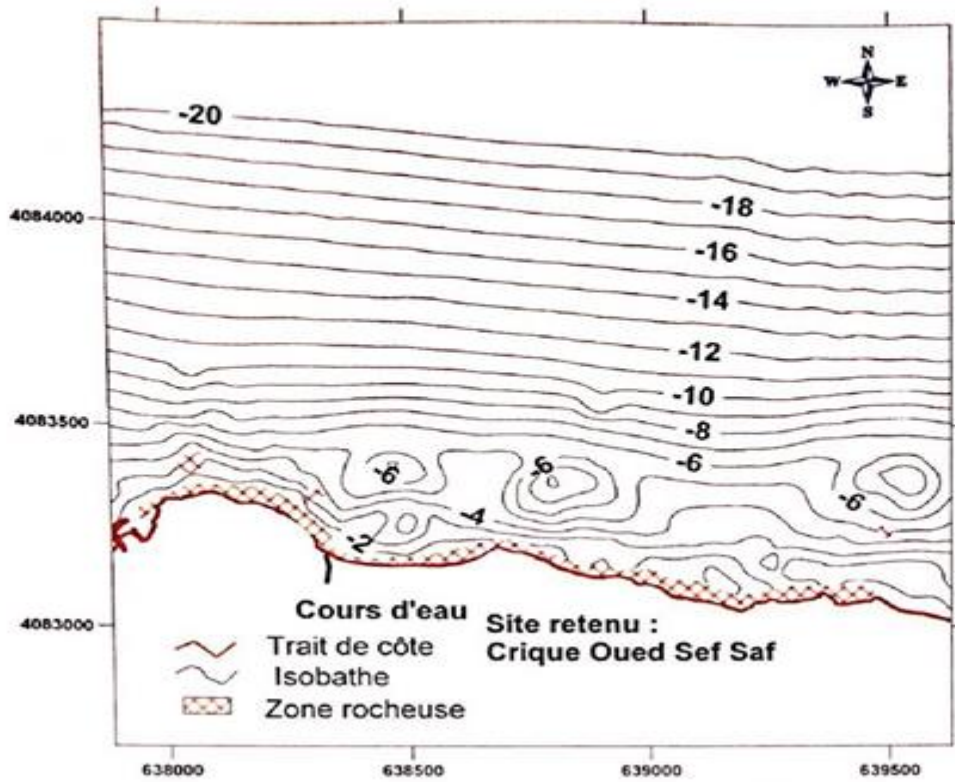


Figure : Bathymétrie de la zone d'étude

ANNEXE (03)

- Variantes d'aménagement et coupes (Plans format A4)
- Figure tracé routier

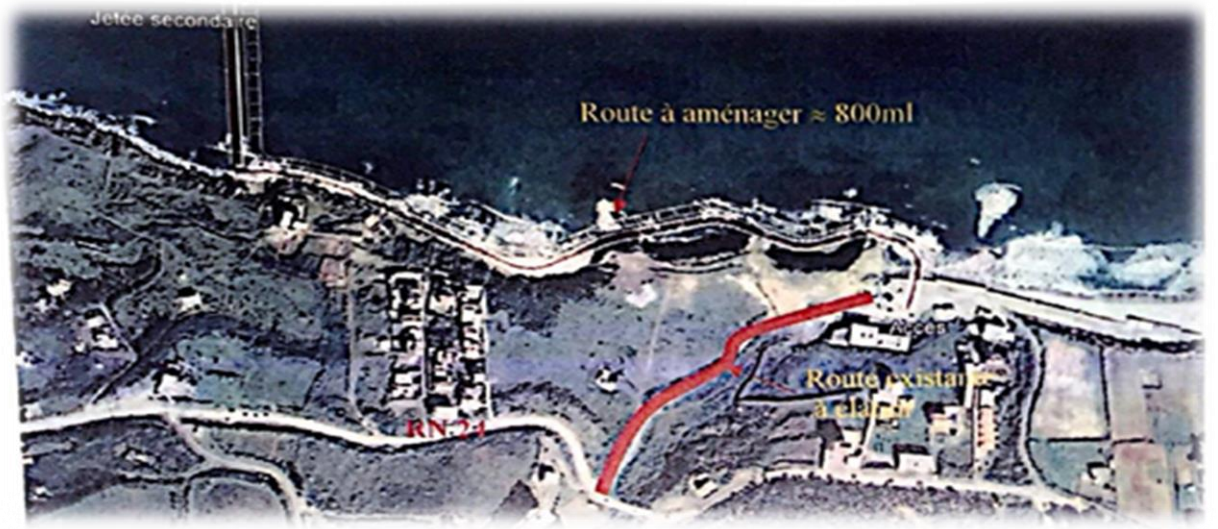
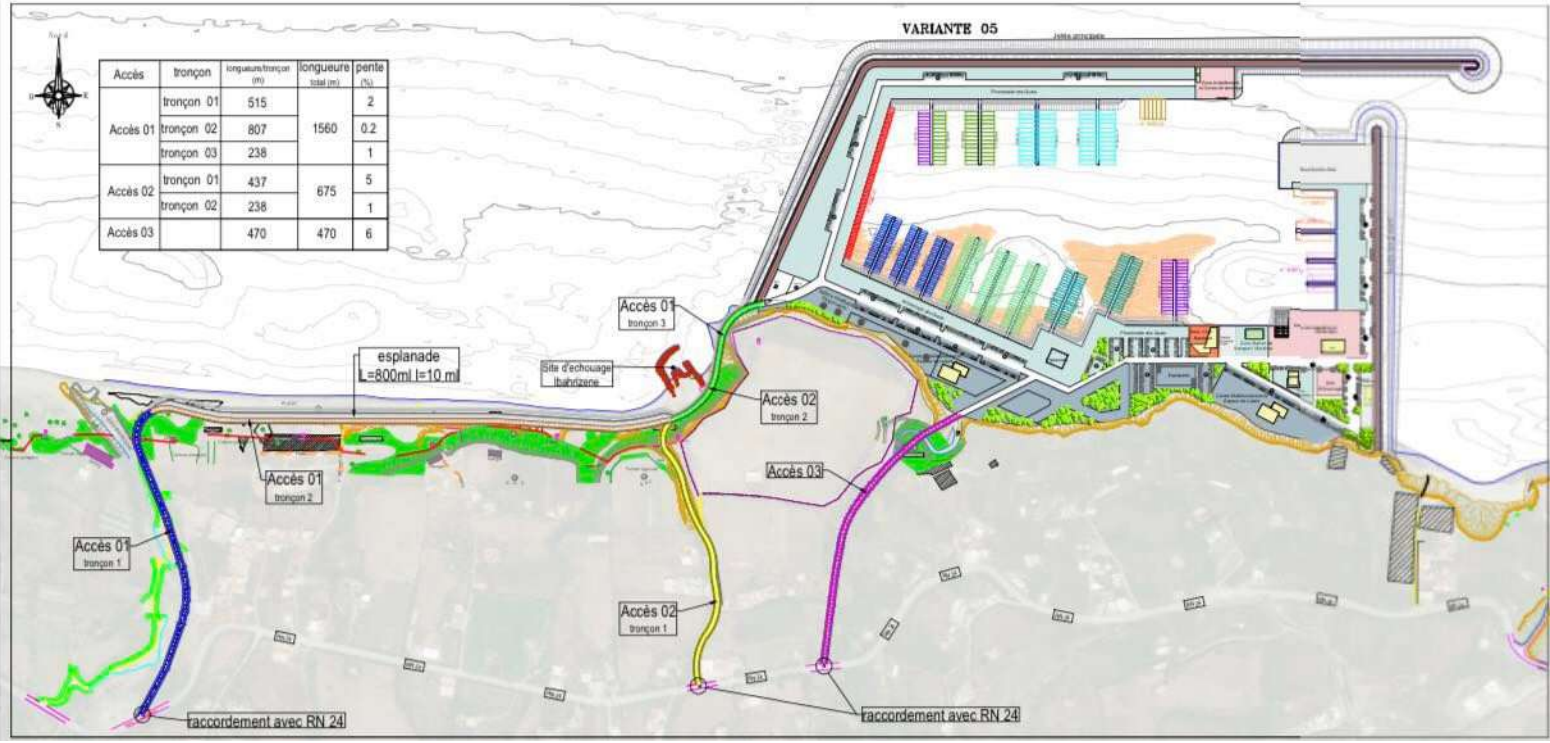


Figure : tracé routier.

ACCÈS ROUTIERS AU PORT DE PLAISANCE

VARIANTE 05

Accès	tronçon	longueur/tronçon (m)	longueur total (m)	pente (%)
Accès 01	tronçon 01	515	1560	2
	tronçon 02	807		0.2
	tronçon 03	238		1
Accès 02	tronçon 01	437	675	5
	tronçon 02	238		1
Accès 03		470	470	6



ANNEXES (04)

- Coupe transversale de la digue à talus

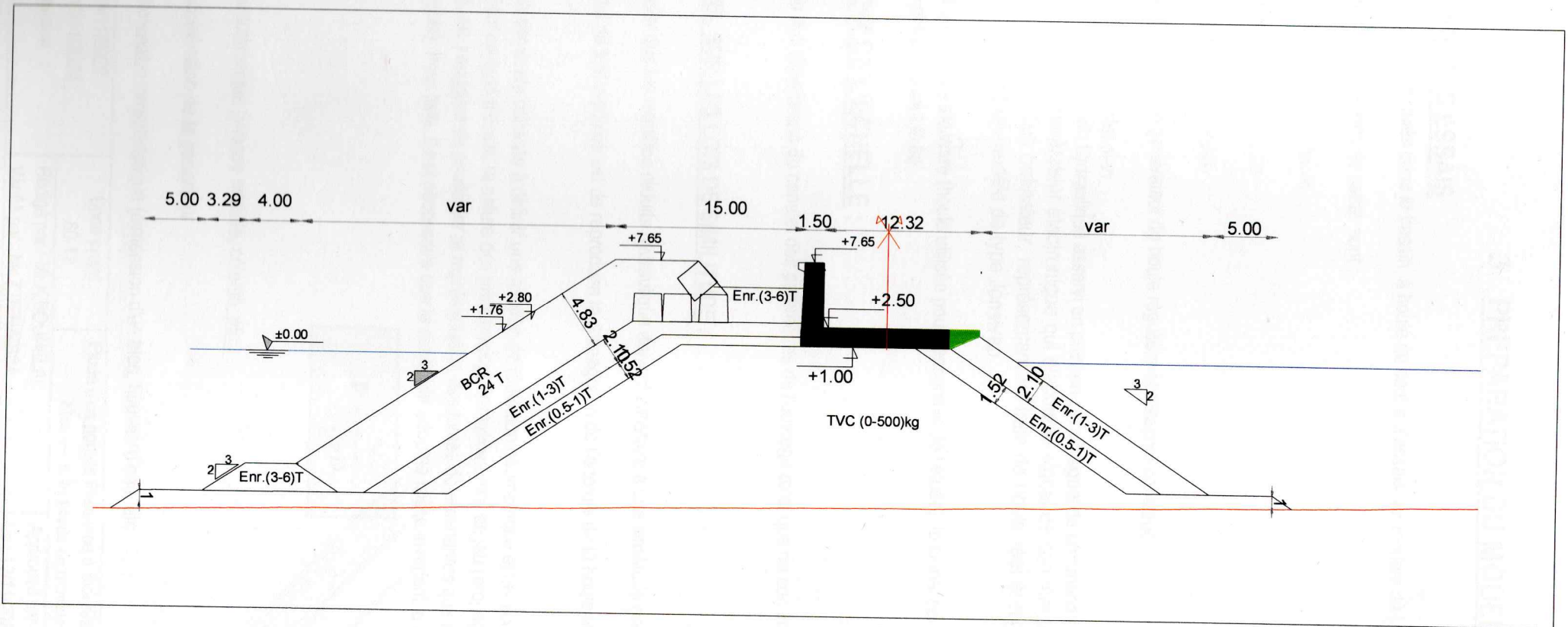


FIGURE N°2.3: PROFIL DE LA VARAINTE RETENUE

ECH :1/450 ème