

CONCEPTION DU PORT MARITIME RESILIENT DE SOALARA

Henipanala Mampionona

Université d'Antananarivo – Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
Mention Urbanisme Architecture et Génie Civil, hmampi@yahoo.fr

Rambintintsoa Tahina

Université d'Antananarivo – Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
Mention Urbanisme Architecture et Génie Civil, rambintintsoatahina@gmail.com

Zafitsara Sitraka

Université d'Antananarivo – Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo, Mention Hydraulique
zafitsarasitrak@gmail.com

Résumé

Cette recherche porte sur l'étude d'aménagement du port résilient de Soalara Sud. Le projet d'installation du port se tiendra sur une surface globale d'environ 60 hectares, et vise à transformer le site en un port d'intérêt national pour l'exportation des produits pondéreux en vrac et abondants dans la région Sud-Ouest de Madagascar. Le port résilient renforcera le positionnement touristique de la commune à l'échelle internationale. La conception se concentre surtout sur le dimensionnement des éléments qui constituent la digue de protection afin de maintenir un plan d'eau calme dans le bassin portuaire. Cette digue à talus comporte un noyau en tout-venant recouvert d'énrochements de taille variables.

Mots-clés : port, résilient, aménagement, digue à talus, Soalara

Abstract

This research concerns the development study for the resilient port of Soalara Sud. The project to install the port will cover an overall area of around 60 hectares, and aims to transform the site into a port of national interest for the export of bulk and abundant bulk products in the south-west region of Madagascar. The resilient port will strengthen the municipality's tourism positioning on an international scale. The design focuses primarily on the dimensioning of the elements that make up the protective dyke in order to maintain a calm body of water in the harbour basin. This embankment dyke comprises an alluvial core covered with riprap of varying sizes.

Keywords: port, resilient, development, embankment breakwater, Soalara

1- INTRODUCTION

L'activité portuaire occupe à l'heure actuelle une place de choix dans l'ordre des priorités des programmes de développement, aussi bien dans les pays développés que dans les pays en voie de développement. En effet, il s'avère que 80% des échanges mondiaux en volume et plus de 75% en valeur sont transportés par voie maritime et manutentionnés dans les ports. C'est ainsi que l'attention portée sur une amélioration des performances portuaires est importante, pour Madagascar, dans la mesure où une telle initiative réduit le coût des transports et contribue à une évolution durable en favorisant des transports moins polluants. Elle constitue une porte d'ouverture vers une croissance économique ainsi bien un gain pour l'économie nationale. Cette recherche consiste à concevoir un port à Soalara pour exporter les produits agricoles et miniers du Sud-Ouest de Madagascar.

2- METHODES

2.1- L'adaptation des ports maritimes au changement climatique

Les projections récentes et le grand nombre de répercussions possibles doivent inciter tous les acteurs associés à la planification, au développement et aux activités des ports et autres infrastructures de transport côtières à tenir compte des effets de la variabilité du climat et des changements climatiques dans leurs processus décisionnels. La collaboration et la participation d'un grand nombre d'acteurs seront particulièrement importantes, tant pour ce qui est d'évaluer les répercussions, que s'agissant de planifier, concevoir et appliquer des mesures d'adaptation efficaces.

Des stratégies plus systémiques sont nécessaires pour mieux faire face aux changements climatiques et atténuer la menace de leurs effets. Une action coordonnée doit donc être menée dans les divers domaines d'action. Si bon nombre de ports et d'autres infrastructures de transport côtières appartiennent à des acteurs privés, ou sont exploités par des

acteurs privés, les autorités publiques ont un rôle central à jouer en définissant une réglementation et des politiques favorables à l'adaptation des réseaux et des infrastructures de transport côtiers aux changements climatiques. D'autres institutions, parmi lesquelles les institutions financières et le secteur des assurances, ont également un rôle important à jouer.

L'adaptation des infrastructures de transport côtières répond à des stratégies différentes en fonction du type de risque : risques épisodiques dus à des phénomènes extrêmes ; et risques à évolution lente tels que l'inondation permanente d'installations résultant de l'élévation du niveau de la mer ou des effets du dégel du permafrost. Ces différents types de risques appellent des interventions différentes et soulèvent des problèmes technologiques différents. Dans le premier cas, il faut des solutions de réduction des risques, notamment des travaux de protection des côtes, tandis que dans le second, il faut une action à long terme consistant à contenir les risques et à renforcer la résilience. Des mesures d'intervention réglementaire efficaces qui intègrent ou adaptent la réglementation et les politiques existantes, doivent donc être prises, en prévoyant au niveau national des plans d'adaptation, des instruments de réduction des risques de catastrophe et des politiques de planification des zones côtières.

2.2- Description du port Soalara

2.2.1- Localisation du projet

Le projet (Figure 1) se situera sur la commune rurale de Soalara Sud située dans le Sud-Ouest de Madagascar (Figure 2), à 40 km, de la ville de Tuléar en passant par la Commune de Saint Augustin , en bordure du Canal du Mozambique et près de l'embouchure du fleuve Onilahy. La Commune Rurale appartient à la Région Atsimo Andrefana, faisant partie du District de Toliary II. Elle se situe, sur le littoral par 23°35' de latitude Sud et 43°43' de longitude Est.

Elle couvre environ une superficie de 525,41 km² et est limitée :

- au Nord par la commune rurale de Saint Augustin et d'Ambolofoty
- au Nord-Ouest par le Canal de Mozambique
- au Sud-Ouest par la commune rurale d'Anakao
- au Sud par la commune rurale de Beheloke
- au Sud-Est par la commune rurale de Maroarivo Ankazomanga
- à l'Est par la commune rurale d'Ankazomanga

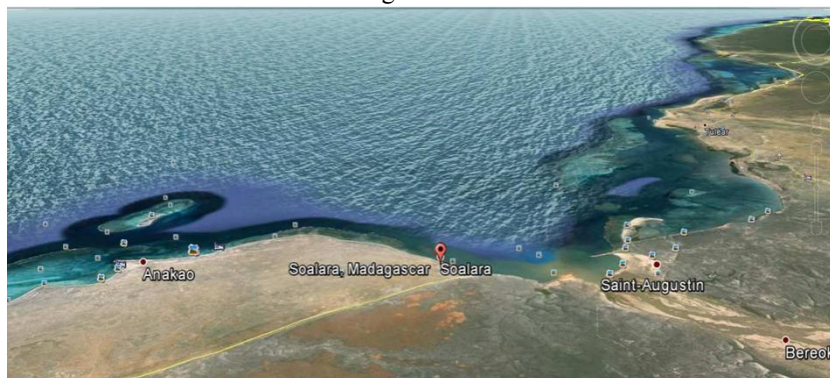


Figure 1- Image Satellite de la zone d'étude (Source : Google Earth)

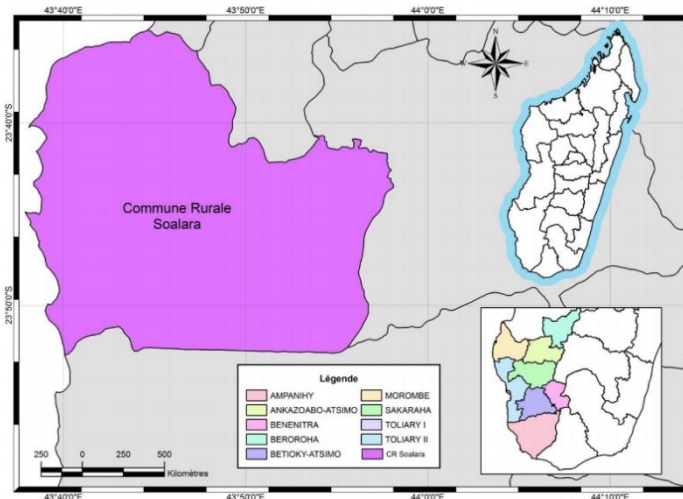


Figure 2 : Localisation de la Commune Rurale de Soalara

2.2.2- Description du projet

Le projet prévoit la construction d'ouvrages de protection contre l'agitation, il consiste donc à mettre en place une digue à talus en enrochement de 1250 ml qui nécessite la mise en œuvre de matériaux divers, en provenance de carrière (enrochements, remblais sableux, granulats à béton) et un quai horizontal de 400 ml à -17 ,50 ZH qui est destiné aux activités d'embarquement et débarquement, constitué de bloc en béton préfabriqué, desservant un terre-plein arrière; il sera équipé par des systèmes de défenses en caoutchouc et des bollards, afin de protéger le quai un cavalier en enrochements sera mise en place (protection de talus). Un dragage du chenal de navigation, de la zone d'évitage et du bassin du port sera réalisé.

2.2.3- Le Transport relatif au port de Soalara

Soalara est fortement enclavé, pour accéder à la commune on doit faire un détour en taxi-brousse de plus de 300 km, de Toliara en passant par la RN 7 jusqu'à Andranovory, puis la RN 10 vers Betioky, Beheloka et Anakao. Le mauvais état de la route limite le déplacement des taxis brousse en période de pluies. Des charrettes sont utilisées pour se déplacer d'un fokontany à un autre et surtout pour évacuer les produits agricoles. La voie maritime est la plus utilisée, mais dépendante de l'état de la mer. Quelques piroguiers transportent des voyageurs, des produits de pêche et agricoles pour relier Soalara et la Ville de Sainte Augustin.

2.2.4- Caractéristique de l'enrochement

La carrière la plus proche se situe à 9 km de Soalara vers Lavenombato, mais nous ferions recours à d'autres carrières. Des essais en laboratoire ont été réalisés par COMAC sur les roches calcaires qui ont donné les caractéristiques mécaniques et physiques suivants :

- Poids spécifiques : 2,475 T/m³
- Résistance à la compression sur un cube d'arrête 5 cm : 51MPa
- Coefficient Los Angeles LA (classe 15/25) : 32
- Coefficient Micro Deval Humide MDE (classe 5/15) : 18

2.3- La conception du port de Soalara

2.3.1- Présentation de la conception

Les digues sont réalisées à l'aide de matériaux rocheux plus ou moins grossiers, arrangés globalement sous la forme d'un trapèze qui va opposer à la progression de la houle, une résistance d'autant plus efficace que le massif sera élevé et peu poreux. La houle résiduelle ou recréée derrière l'ouvrage sera composée :

- de la houle transmise à travers l'ouvrage ;
- de la houle qui franchira l'ouvrage soit par déversement au-dessus de celui-ci, soit par des paquets de mer jaillissant à plusieurs dizaines de mètres de hauteur et, poussés par le vent, retombent derrière l'ouvrage.

Les niveaux d'eau de marée de Soalara sont résumés dans le tableau 1.

Tableau 1: Niveaux d'eau de marée de Soalara

	PHMVE	PBMVE	PMVEM	PMMEM	BMVEM	BMMEM	NM
Cote en m	3,70	0,50	3,40	2,50	0,80	1,70	2,10

PHMVE: Plus Haute Mer de Vives Eaux

PBMVE: Plus Basse Mer de Vives Eaux

PMVEM: Plein Mer de Vives Eaux Moyenne

PMMEM: Plein Mer de Mortes Eaux Moyenne

BMVEM : Base Mer de Vives Eaux Moyenne

BMMEM: Base Mer de Mortes Eaux Moyenne

NM: Niveau Moyen

D'après le tableau 1 le marnage n'exécède pas $3,70 - 0,50 = 3,20\text{m}$ pour une marée à fort coefficient.

D'où le demi-marnage est de 1,60 m Le zéro hydrographique est donc égal à -2,10 NGM

Donc notre digue va dissimuler la houle par destruction de son énergie.

Le choix d'un aménagement de type enrochement a été prévue. Les ouvrages à talus en enrochements sont des ouvrages courants, faciles à réaliser et à réparer. En général plus économiques que les autres ouvrages de protections, ils offrent une sécurité importante car leur ruine est rarement immédiate et complète. La démolition de la carapace par les lames est progressive car les blocs de la première couche sont déplacés, puis ceux de la deuxième couche dans le cas général d'une carapace à deux couches de blocs. C'est seulement après que des matériaux plus petits sont exposés à l'attaque directe de la houle. La réparation est rapide à condition bien sûr de disposer des matériaux et des engins nécessaires.

La digue prend origine à l'extrémité de la cote et aura une longueur de 1250 mètres. Une voie de roulement sera prévue qui va permettra l'accès de moyens d'entretien de la carapace jusqu'au musoir.

2.3.2- Etude bathymétrique

Le levé bathymétrique consiste à déterminer les coordonnées tridimensionnelles des points du fond marin dans le système géodésique WGS84 à l'aide d'un GPS et d'un échosondeur. L'allure générale du littoral et du fond marin est représentée sur la figure 3 :

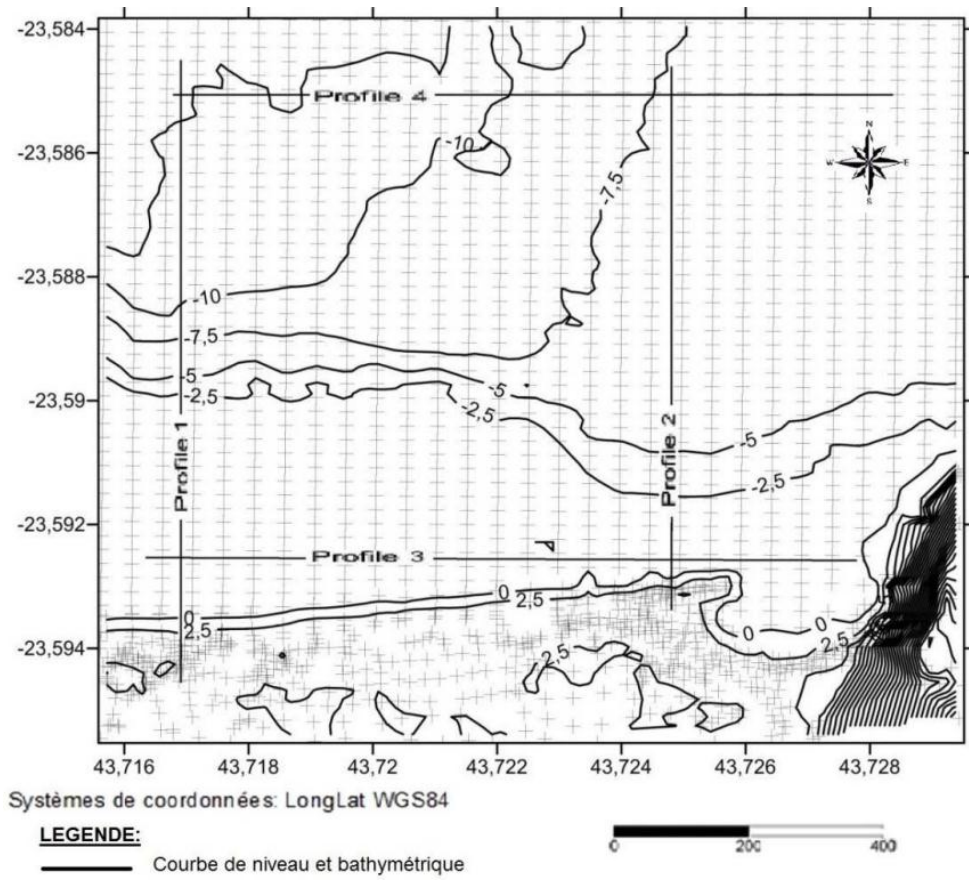


Figure 3- Carte bathymétrique en 2D et tracé des profils de la zone d'étude

La profondeur s'accroît de l'Est vers l'Ouest en formant une légère pente. La figure 4 montre une représentation de surface 3D de la bathymétrie de la morphologie sous-marine en nous basant sur la carte en 2D et les profils transversaux et longitudinaux.

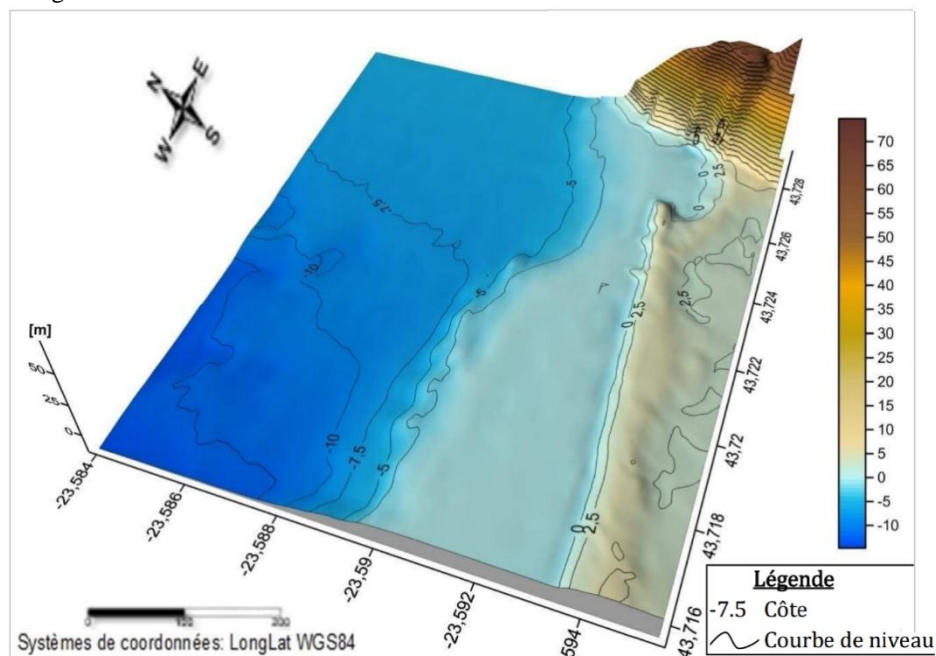


Figure 4: Représentation en 3D de la bathymétrie de la zone d'étude

2.3.3- Les exigences techniques de l'aménagement de la digue

Les digues servent surtout à mettre à la disposition des navires des eaux calmes pour faciliter l'amarrage à l'abri de la houle et des courants.

Les exigences fonctionnelles de l'aménagement de notre digue sont les suivantes:

- Diminuer l'agitation dans le port
- Limiter le franchissement
- Stabilité de la structure
- Limiter les risques de rupture
- Possibilité de modifier l'ouvrage dans le temps
- Hygiène et sécurité en phase de service

Avant de passer à la conception, il est important de connaître les éléments constitutifs de l'ouvrage (Figure 5) et leurs fonctions.

Une digue à talus est constituée généralement d'un noyau, recouvert d'une carapace possédant un indice des vides important capables de résister à l'attaque de la houle côté extérieur, mais aussi côté intérieur. Ces éléments sont séparés par un ou plusieurs filtres ou sous-couches, et surmontés d'un couronnement en partie haute. La carapace extérieure prend appui sur une butée de pied. Cet ensemble peut reposer sur une fondation et/ou un soubassement dont le rôle est de protéger le pied de digue des surpressions locales ainsi que des affouillements, tout en permettant d'exercer sur le terrain naturel une pression convenable.

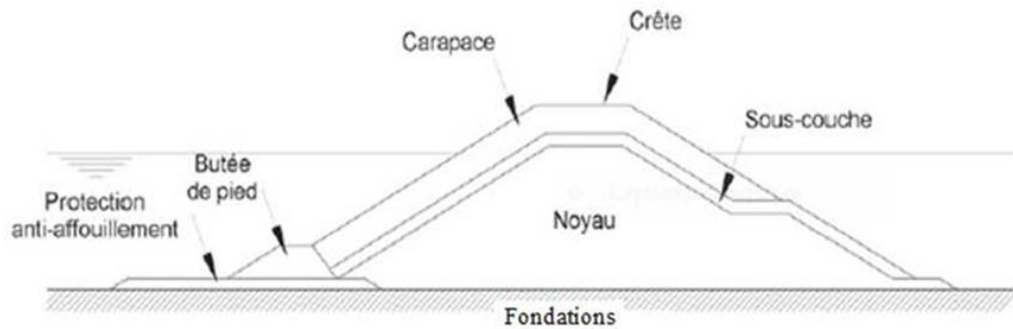


Figure 5- Eléments constitutifs d'une digue (Source : Conception des ouvrages à la mer, CETMEF)

Pour le dimensionnement de l'ouvrage on doit les considérer en phase normal de service puis en situation extrême. En situation extrême, des dégradations ou des ruptures de l'ouvrage peuvent être concrètes. Elles se présentent quand la réponse excède les valeurs de performance fixée au départ dans l'analyse des exigences fonctionnelles. Ces mécanismes de rupture doivent être identifiés et considérés dans le but de les éviter.

Pour certains modes de rupture, comme le franchissement, ils peuvent être acceptables jusqu'à un certain seuil mais pour d'autre comme la liquéfaction du sol de fondation, ils ne seront jamais acceptables. Le travail de dimensionnement constituera à déterminer ces valeurs d'acceptabilité afin de garantir la sécurité de l'ouvrage au maximale.

2.4- Interactions hydrauliques entre la houle et l'ouvrage

Lorsque la houle rencontre l'ouvrage les principaux phénomènes suivants se produit pratiquement: le run-up, le run down, le franchissement, la transmission et la réflexion.

2.4.1- Estimation du Run-Up/Run-down

Lorsque la vague arrive au contact avec l'ouvrage, celle-ci va s'étendre verticalement ce qui va augmenter la surface libre par rapport à la houle incidente. La houle vient alors déferler sur l'ouvrage avec une action complexe et diversifiée, elle exerce sur la carapace une action de bas en haut qui tend à soulever les blocs situés à l'extérieur, à vague montante, et à vague descendante, les blocs sont aspirés vers le bas et reprennent dans la plupart des cas la place qu'ils occupaient auparavant. Ce qui va entraîner une remontée de l'eau sur ce dernier : les niveaux maximum et minimum de remontée sont appelés respectivement Run-up et Run-down.

Le Run-up est défini étant le niveau maximal que l'eau atteint sur le talus en fonction de l'action de la houle dans notre cas le niveau de la Run up sera utilisé pour déterminer la hauteur de la crête de l'ouvrage; il est déterminé de manière verticale par rapport au niveau d'eau au repos, cette valeur serait positif s'il dépasse le niveau d'eau et négative s'il se trouve en bas de ce niveau.

En général le Run-up (Run%) est exprimé en fonction de l'indice supplémentaire n qui sert à exprimer le niveau de dépassement des vagues considéré.

La formule de détermination du Run-up est principalement fonction du paramètre de déferlement ξ ainsi que de la hauteur de houle significative qui va décrire l'action de la houle envers l'ouvrage afin de pouvoir limiter ses effets.

La cambrure nominale de la houle S_0 est déterminée par la formule suivante :

$$S_0 = \frac{H}{L_0} = \frac{2\pi H}{T^2}$$

S_0 : la cambrure nominale de la houle

L_0 : la longueur d'onde au large (m)

H : la hauteur de houle locale (5m)

α : l'angle du talus côté mer

Pour décrire l'action de la houle sur le talus nous devons déterminer le paramètre de déferlement ou le nombre d'Iribaren en utilisant l'équation de Galvin (1968) :

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{S_0}}$$

La pente de talus α devrait être comprise entre 2/1 et 1/1 pour que la formule de Hudson soit valable. Nous choisissons de fixer la pente du talus côté mer à 3/2 par définition une pente de 3 unités de largeur pour 2 unités de hauteur. Pour assurer la stabilité de l'ouvrage mais aussi pour limiter les volumes d'enrochements et de matières premières lors de sa construction c'est-à-dire pour des raisons économiques.

$$AN : S_0 = \frac{2(3,14)}{9,81} \times \frac{5}{7^2} = 0,059$$

$$\xi = \frac{0,674}{\sqrt{0,059}} = 2,78$$

Le type de déferlement peut être déterminé en fonction du paramètre de déferlement ξ (Battjes, 1974).

Après calcul nous avons trouvé $\xi = 2,78$ ce qui montre que nous sommes face à un déferlement à effondrement.

D'après les données de simulation, nous avons relevé que la hauteur significative pouvant arriver sur la digue est de $H_s = 5$ m pour le cas le plus catastrophique. Dans notre projet, nous adoptons une période $T = 7$ s.

$H_s = 5$ m est donc qualifié rare. Nous parvenons à des valeurs trop élevées du Run-up si on prend une Ru2% et entraînerait une augmentation considérable de la crête de l'ouvrage. Donc nous avons choisi d'utiliser un critère de dépassement de 20% (Ru20%) pour des raisons économiques. La valeur du Run-up est obtenue à partir de la formule du LNH dans le cas d'une houle irrégulière :

$$\frac{R_{u(P)}}{H_s} = 0,67 \left(\frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{gT_p^2}}} \right)^{0,51} \sqrt{\frac{-\ln p}{2}}$$

Avec :

P : la probabilité de franchissement ($P = 20\%$)

T_p : la période significative de la houle ($T_p = 7$ s)

H_s : la hauteur significative locale de la houle

α : angle de talus du côté de la mer

R_u : Run-up

$$AN : R_{u(20\%)} = 5 \times 0,67 \left(\frac{0,674}{\sqrt{\frac{2\pi \cdot 5}{9,81 \cdot 7^2}}} \right)^{0,51} \sqrt{\frac{-\ln(20\%)}{2}} = 5,05 \text{ m}$$

Nous obtenons une valeur de 5,05 m. Donc la hauteur de crête devra être au minimum égale à 5,1m.

Dans cette étude la valeur du Run-up dépendra uniquement de la houle incidente naturelle nous négligeons le Run-up qui pourrait être induit par la navigation car en cas de cyclone ou en forte pluie, la circulation des bateaux est strictement interdite.

Par contre le Run-down ou $R_{dn\%}$ désigne le niveau le plus bas atteint par la houle sur le talus. Il est défini verticalement par rapport au niveau de l'eau. Sa valeur sera positive lorsqu'elle sera inférieure au niveau de l'eau au repos. En effet, la connaissance du Run-up et Run-down permet de conduire à l'étendue de l'ouvrage sur lequel les forces dues à la houle s'exerceront et il faut s'assurer que cette zone soit résistante.

Van der Meer (1988b) a proposé la formule empirique suivante pour estimer le Run-down $R_{d2\%}$ pour les talus perméables :

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 2,1\sqrt{\tan \alpha} - 1,2P^{0,15} + 1,5e^{-60S_0D}$$

Avec :

P : la perméabilité de l'ouvrage ($P = 0,37$)

α : l'angle de talus du côté de la mer

S_0 : la cambrure nominale de la houle ($S_0 = 0,059$)

$$AN : R_{d2\%} = 5x (2,1\sqrt{0,674} - 1,2(0,37)^{0,15} + 1,5e^{-60,0,059}) = 3,67m$$

Après calcul nous avons obtenu la valeur suivante : 3,67 m.

A partir des deux valeurs nous pouvons estimer l'extension minimale E de cette zone par la formule suivante :

$$E = \frac{R_{un\%} + R_{dn\%}}{\sin \alpha}$$

$$AN : E = \frac{5,05+3,67}{0,56} = 15,58m$$

$$E = 15,6 m$$

La Figure 6 représente l'estimation de l'extension E de la digue à talus.

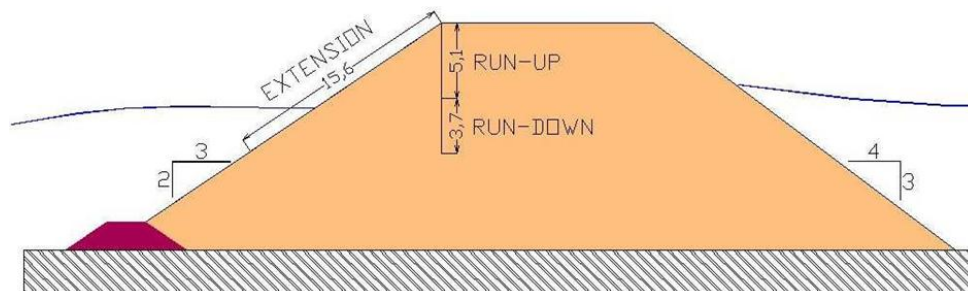


Figure 6 - Estimation de l'extension E de la digue à talus

2.4.2- Estimation du Franchissement

Quand le Run-up dépasse le niveau de la crête de l'ouvrage, la houle franchit l'ouvrage, d'où le phénomène de franchissement. Dans notre cas, la digue sera dimensionnée de sorte à n'être franchissable que par le déferlement des lames les plus fortes. Par contre il serait plus judicieux de recommander des critères de tolérance comme le débit de franchissement limite que de sur-dimensionner l'ouvrage pour cause économique.

L'estimation du franchissement, nous conduit à découvrir la hauteur de la revanche. Elle correspond à la valeur minimale de la crête qui assurera la stabilité et la protection de l'ouvrage contre d'éventuels franchissements ou transmission. Un débit de franchissement maximum sera fixé.

Si la revanche est supérieure à la valeur du Run-up calculée précédemment, il faudra donc utiliser la valeur de la revanche pour le dimensionnement la crête.

Le tableau 2 indique les valeurs critiques de q suggéré pour le dimensionnement des digues à talus en enrochement :

Tableau 2- Débit franchissant critique (Allsop et al, 2005)
(Source : Phénomène physique et outils de dimensionnement, CETMEF)

Digues à talus en enrochement	« q » débit franchissant moyen (m ³ /s par m)
Aucuns dégâts	$q < 2.10^{-3}$
Dégâts si la crête n'est pas protégée	$2.10^{-3} < q < 0,02$
Dégâts si le talus n'est pas protégé	$0,02 < q < 0,05$
Dégâts même si la protection est complète	$q > 0,05$

D'après le tableau 2, pour une digue à talus en enrochements le débit de franchissement ne devrait pas dépasser $q = 2, 10^{-3} \text{m}^3/\text{s}/\text{m}$.

Différentes méthodes sont disponibles pour décrire le franchissement mais elles sont applicables dans un domaine de validité très précis. Nous choisissons d'utiliser la méthode de TAW (2002a), développée par Van der Meer. Deux formules sont proposées, l'une pour une houle déferlante, et l'autre pour une houle non déferlante. Compte tenu de la valeur du nombre d'Iribarren ξ calculé précédemment, nous sommes face à une houle déferlante donc nous utiliserons la formule suivante :

$$R_c = \ln \frac{q}{C \sqrt{g H_{m0}^3}} \frac{H_{m0} \gamma_f \gamma_\beta}{-D}$$

Avec :

- H_{m0} : la hauteur significative spectrale, dans notre cas égale à H_s
- C et D : coefficients déduits de la totalité des expériences disponibles ou de calculs de probabilités (on prendra $C = 0,2$ et $D = 2,6$)
- γ_f : coefficient de correction pour prendre en compte la rugosité du talus ($\gamma_f = 0,4$ pour un talus en enrochement naturel avec une carapace de 2 couches d'enrochements)
- γ_β : coefficient de correction pour prendre en compte l'angle d'incidence de la houle arrivant sur l'ouvrage ($\gamma_\beta = 1 - 0,0033|\beta|$ pour $0^\circ \leq \beta \leq 80^\circ$), la houle arrive de façon oblique par rapport à l'ouvrage en faisant un angle de 60°
- R_c : la revanche côté mer

La hauteur de crête devra avoir une hauteur de 5,03 m au minimum. On peut remarquer que la valeur du Run-up est plus élevée que cette valeur. Donc on prendra la valeur du Run-up qui est égale à 5,1 m pour que le franchissement ne cause aucun dommage à notre digue.

2.4.2- Estimation de la transmission de la houle

On peut observer la transmission de la houle lorsque l'ouvrage est construit avec des matériaux relativement perméables. Si l'ouvrage est fortement poreux, la houle arrivera à rentrer à travers et procure son énergie à une nouvelle houle appelée aussi houle transmise à l'arrière de l'ouvrage; mais aussi quand le niveau de la crête est peu élevé par rapport au niveau d'eau au repos (crête abaissée) dans ce cas, la houle franchit facilement l'ouvrage et donne naissance directement à l'arrière de l'ouvrage à une houle transmise. Dans certains cas les deux modes de transmission peuvent se combiner.

Cette transmission peut être responsable d'une augmentation de l'agitation portuaire, c'est-à-dire causée des mouvements des navires. Du fait que la houle peut transmettre son énergie à travers l'aménagement et provoquer une élévation à l'arrière de la surface libre.

L'importance de la transmission de la houle est quantifiée par le coefficient C_t . Le coefficient C_t est défini par le rapport entre la hauteur de houle incidente et la hauteur de la houle transmise.

Le coefficient C_t varie de 0 ou il n'y a aucune transmission à 1 ou il y a transmission totale.

$$C_t = \frac{H_t}{H_i}$$

Avec :

- H_t : la hauteur de houle transmise
- H_i : la hauteur de houle incidente

- Une méthode d'estimation du coefficient de transmission C_t a été déduite de la guide CUR/CIRIA, 1991 en fonction de la revanche de la crête R_C et la houle incident H_s .

$$\begin{aligned} \text{Si } -2,00 < \frac{R_C}{H_s} < -1,13 & C_t = 0,80 \\ -1,13 < \frac{R_C}{H_s} < 1,2 & C_t = 0,46 - 0,3 \frac{R_C}{H_s} \\ 1,00 < \frac{R_C}{H_s} < 2,00 & C_t = 0,10 \end{aligned}$$

Dans notre cas la hauteur de la revanche maximale évaluée pour la transmission ne dépasse pas la valeur du Run-up qui est égale à 5,1m et la houle incident H_s est de 5 m.

$$\text{On a alors } \frac{R_C}{H_s} = \frac{5,1}{5} = 1,02$$

$$\text{Donc, } C_t = 0,46 - 0,3 \frac{R_C}{H_s}$$

$$\text{AN : } C_t = 0,46 - 0,3 \frac{5,1}{5} = 0,15$$

Donc le coefficient de transmission est de $C_t = 0,15$.

3- RESULTATS

3.1- Dimensionnement du soubassement

Le soubassement est destiné à asseoir le corps de la digue en le surélevant de façon à économiser les matériaux. Ici la digue à talus est réalisée en eau profonde; donc le volume de matériaux nécessaires pour réaliser l'ouvrage peut-être très important, et l'utilisation d'enrochements ou de blocs artificiels au-delà d'une certaine profondeur n'est pas justifiée vis à vis des efforts engendrés par la houle et les courants. Donc nous choisissons de réaliser un soubassement entre le terrain naturel et le corps de la digue.

Il aura pour rôle de rehausser le niveau du fond jusqu'à une cote – 7 NGM (inférieure à celle où les mouvements induits par les courants et la houle commencent à être sensibles).

Le soubassement est soumis à des efforts peu importants; donc il sera constitué par des matériaux de granulométrie faible qui proviendra du site même par dragage en les protégeant par des matériaux plus grossiers que l'on dépose en tapis pour qu'ils ne soient remaniés, et sera mis en place par clapage. Puis nous utiliserons des géotextiles entre le soubassement et le corps de la digue afin d'éviter les risques de désordres comme la mise en suspension ou les déplacements des matériaux.

3.2- Dimensionnement de la carapace

La carapace constitue l'élément clé d'une digue à talus. Elle est l'élément le plus sensible à l'attaque de la houle, c'est surtout à l'intérieur de cette couche que s'opère la dissipation de l'énergie de la houle. Les caractéristiques des blocs utilisés notamment leur masse sont donc très importantes pour résister aux efforts engendrés par les vagues susceptibles de frapper la structure. Son comportement sous l'action de la houle n'est pas totalement déterminé et peut subir des incertitudes.

Plusieurs formules empiriques ont été développées en fonction de la stabilité de l'ouvrage pour déterminer la taille d'enrochement indispensable. Aucune ne peut rendre pleinement compte de la complexité de l'attaque d'une houle par nature (creux, période et direction) sur un ouvrage.

Nous avons choisi la formule de R. Hudson pour déterminer la masse médiane du bloc d'enrochement de la carapace. Cette formule peut être utilisée en eau profonde mais aussi en eau peu profonde et pour une houle déferlante ou non. La formule de Hudson a été mise en place à l'aide d'expériences dans des conditions de houle régulière sur des ouvrages en enrochements.

La formule de Hudson donnant la masse médiane de l'enrochement M_{50} est la suivante :

$$M_{50\text{carapace}} = \frac{\rho_r H^3}{K_d \Delta^3 \cot \alpha}$$

Avec :

ρ_r : Masse volumique apparente de la roche (2,475 kg/m³)

Δ : Densité relative déjaugée adimensionnelle

ρ_w : Masse volumique de l'eau (1,03 kg/m³)

H : amplitude de la houle de projet (H = H_s = 5 m)

α : angle du talus côté mer ($3/2 \approx 34^\circ$)

K_d : coefficient de stabilité (pour l'engrochement naturel $K_d = 3,5$ en présence de vague déferlent)

$M_{50\text{carapace}}$: masse médiane d'un bloc d'engrochements de la carapace

$$\text{AN : } \Delta = \frac{2,475 - 1,03}{1,03} = 1,40 \text{ kg/m}^3$$

$$N_{50\text{carapace}} = \frac{2,475 \cdot 5^3}{3,5 \cdot 1,48 \cdot 1,40^3} = 21,59 \text{ t}$$

On trouve une masse estimée de 21,59 t minimum pour la carapace. C'est le poids de chaque élément constituant la carapace.

Donc nous pouvons avoir une estimation du diamètre médian à utiliser pour la carapace $D_{50\text{carapace}} = 2,05 \text{ m}$

La largeur de la crête B doit être au minimum 3 à 4 fois plus grande que le diamètre médian nominal de l'engrochement constituant la carapace, cette approximation est souvent démontrée grâce à la pratique.

$$B_{\text{minimum}} = 4 \times D_{n50\text{carapace}}$$

$$\text{AN : } B_{\text{minimum}} = 4 \times 2,05 = 8,20 \text{ m}$$

Nous choisissons de prendre comme largeur de crête 8,20 m.

La porosité de la carapace est estimée à 37%, c'est une valeur typique pour des blocs anguleux placés sur une double couche avec une pente de 3/2.

Concernant l'épaisseur de la couche d'engrochement, nous utiliseront la formule empirique suivante:

$$e_{\text{carapace}} = nk_t D_{n50\text{carapace}}$$

Avec :

n : nombre de couche de la carapace (n=2 pour une carapace en double couche)

k_t : coefficient d'épaisseur de couche prenant en compte la densité de pose de la couche ($k_t=1,15$ dans notre cas)

$D_{n50\text{carapace}}$: diamètre médian nominal de la carapace

$$\text{AN : } e_{\text{carapace}} = 2 \times 1,15 \times 2,05 = 4,73 \text{ m}$$

Après calcul, on trouve une épaisseur de la couche de la carapace de : 4,73 m. Cette valeur est supérieure à deux fois le diamètre de la médiane de la carapace ce qui valide notre estimation.

Le nombre de blocs essentiel pour couvrir une surface de 1m^2 , il est défini de la façon suivante :

$$N_{\text{blocs carapace}} = nk_t \left(1 - \frac{P}{100}\right) \left(\frac{M_{50\text{souscouche}}}{\rho_r}\right)^{-2/3}$$

Avec :

n : nombre de couches de la carapace (on prend n = 2)

k_Δ : coefficient empirique d'épaisseur de couche ($k_\Delta = 1,15$)

P : porosité de la carapace (P = 37%)

$M_{50\text{carapace}}$: masse médiane d'un bloc d'engrochement de la carapace

ρ_r : masse volumique apparente de la roche (kg/m^3)

$N_{\text{blocs carapace}}$: nombre de blocs nécessaire sur une surface de 1m^2

Le Tableau 3 représente les valeurs de coefficient k_Δ et P en fonction de la nature de l'engrochement.

Tableau 3 - Valeurs de coefficient k_Δ et P en fonction de la nature de l'engrochement

(Source : Phénomène physique et outils de dimensionnement, CETMEF)

Nature	Nombre de couches	k_Δ	P (%)
Engrochement anguleux	2	1,15	37
Bloc cubique rainuré type Antifer	2	1,02	46
Tétrapode	2	1,04	50
Dolos	2	1,00	63
Accropode	1	1,30	(1) ²

$$AN : N_{\text{bloccarapace}} = 2 \times 1,15 \left(1 - \frac{37}{100}\right) \left(\frac{2,475}{21,59}\right)^{2/3} = 0,34$$

Après calcul, on obtient $N_{\text{bloccarapace}} = 0,34$ blocs par m^2 , ce critère sera à respecter par le constructeur.

Le type d'élément choisi pour la carapace sera des blocs naturels sauf si le poids des enrochements naturels dépasse 10 tonnes étant donné nous avons une masse de plus de 20 t donc le recours à des blocs artificiels est obligé.

Donc nous utiliserons des tétrapodes qui ont les caractéristiques suivantes :

$$\rho_r : 2,4 \text{ kg/m}^3$$

$$\Delta : 1,33$$

$$K_d : 7$$

$$k_{\Delta} = 1,04$$

$$k_t : 1,02$$

$$P = 50\%$$

En utilisant les mêmes formules nous trouverons

$$M_{50\text{carapace}} = \left(\frac{2,4 \cdot 5^3}{7 \cdot (1,33)^3 \cot 34}\right)^{1/3} = 12,30 \text{ t}$$

$$D_{n50\text{carapace}} = \left(\frac{12,30}{2,4}\right)^{1/3} = 1,72 \text{ m}$$

$$B_{\text{minimum}} = 4 \times 1,72 = 6,88 \text{ m}$$

$$e_{\text{carapace}} = 2 \times 1,02 \times 1,72 = 3,50 \text{ m}$$

$$M_{\text{bloccarapace}} = 2 \times 1,04 \left(1 - \frac{50}{100}\right) \left(\frac{2,4}{12,30}\right)^{2/3} = 0,65$$

Les valeurs récapitulatives des éléments de la carapace sont représenté dans le tableau 4.

Tableau 3 -Les valeurs récapitulatives des éléments de la carapace

Hauteur de la crête	5,1 m au-dessus du niveau e l'eau au repos
Largeur de la crête	6,88 m
Nombre de couche	2
Masse médiane des blocs	12,30 t
Epaisseur de la carapace totale	3,50 m
Diamètre médian des blocs	1,72m
Nombre de blocs sur une surface de $1m^2$	1
Porosité	50 %

3.3- Dimensionnement de la sous-couche

La sous-couche est une sorte d'élément de transition entre la carapace et le noyau. Il serait pratiquement essentiel de disposer un ou deux sous-couches entre eux. La sous-couche protège les éléments les plus fin du noyau pour qu'ils ne traverseront pas la carapace et vérifie les règles énoncées par Terzaghi; l'absence de cet filtre provoquera un tassement général de l'ouvrage, un affaissement de la carapace et peuvent aller jusqu'à la destruction de la digue. D'une manière pratique, les poids moyens respectifs des enrochements sont repartis comme la figure 7 l'indique :

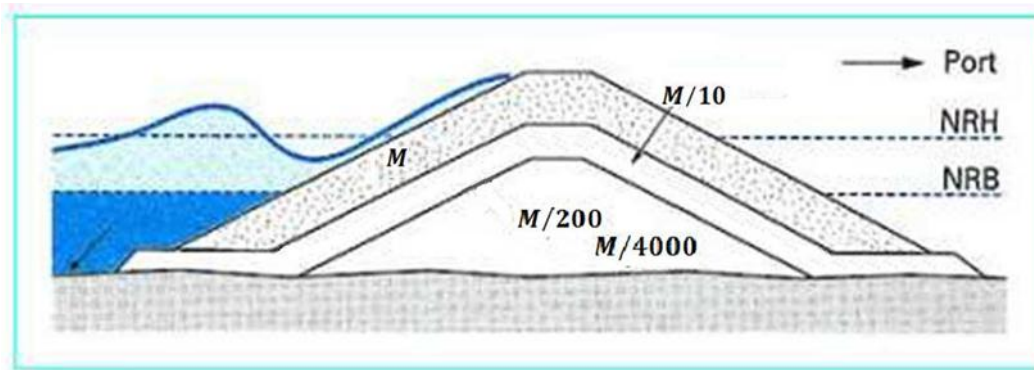


Figure 7 - Granulométrie des couches

Notre profil est préconisé avec 3 catégories de matériaux

M = poids moyen de la carapace ;

M/10 = poids moyen de la sous-couche ;

M/200 à M/4 000 = poids moyen des éléments du noyau.

Il n'y a donc aucune formule appropriée pour le dimensionnement des sous-couches. Seules des recommandations effectuées par le SPM (Shore Protection Manual) qui nous conduit à une proportionnalité entre les éléments de la carapace et ceux de la sous-couche. En tenant compte des règles de filtre granulométrique et hydraulique.

$$M_{50\text{souscouche}} = M_{50\text{carapace}}/10$$

Nous utiliserons une seule sous-couche en enrochement anguleux en prenant compte des conditions requises pour une parfaite imperméabilité de ce dernier. Les blocs de la sous couche ne doivent pas être trop petits, afin d'assurer une meilleure imbrication dans la carapace et afin d'avoir une sous couche rugueuse et perméable.

$$M_{50\text{souscouche}} = 1/10 \times M_{50\text{carapace}}$$

$$M_{50\text{souscouche}} = 1/10 \times 21,59 \text{ t}$$

$$\text{D'où } M_{50\text{souscouche}} = 2,16 \text{ t}$$

$$\text{Et } D_{50\text{souscouche}} = 1/2,2 \times D_{50\text{carapace}}$$

$$D_{50\text{souscouche}} = 1/2,2 \times 2,16 = 0,93 \text{ m}$$

Le diamètre médian utiliser pour le sous couche sera $D_{50\text{souscouche}} = 0,93 \text{ m}$

Pour la largeur de la crête de la sous-couche, nous prendrons une valeur égale à 3fois le diamètre de la sous-couche, une valeur démontré à la pratique.

$$B_{\text{minimum}} = 4 \times D_{n50\text{souscouche}}$$

$$B_{\text{minimum}} = 4 \times 0,93 = 3,72 \text{ m}$$

L'épaisseur de la sous-couche et le nombre de blocs d'enrochement au mètre carre à placer sur la couche sera déterminée comme celle de la carapace. Cette épaisseur est fonction de la forme des éléments qui la composent, du nombre de lits et de l'arrangement que l'on souhaite obtenir.

La formule fournissant l'épaisseur de la sous-couche est la suivante :

$$e_{\text{souscouche}} = nk_{\Delta}D_{n50\text{souscouche}}$$

Avec :

n : nombre de couche de lits (on prend n = 2)

k_{Δ} : coefficient d'épaisseur de couche prenant en compte la densité de pose de la couche ($k_{\Delta} = 1,15$)

$D_{n50\text{souscouche}}$: diamètre médian nominal de la sous couche

$$\text{AN : } e_{\text{souscouche}} = 2 \times 1,15 \times 0,93 = 2,15 \text{ m}$$

L'épaisseur de la couche de la sous-couche est donc de : 2,15 m.

De même le nombre de blocs nécessaire pour habiller une surface de 1m^2 est définit de la manière suivante : N_{blocs}

$$\text{souscouche} = nk_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100}\right) \left(\frac{\rho_r}{M_{50\text{souscouche}}}\right)^{2/3}$$

Avec :

n : nombre de couches de la carapace (ici, on prend n=2)

k_{Δ} : coefficient empirique d'épaisseur de couche ($k_{\Delta}=1,15$ dans notre cas)
 P : porosité de la carapace ($P = 37\%$)
 $M_{50\text{souscouche}}$: masse médiane d'un bloc d'enrochement de la sous-couche
 ρ_r : masse volumique apparente de la roche ($2,475 \text{ kg/m}^3$)
 $N_{\text{blocs souscouche}}$: nombre de blocs nécessaire sur une surface de 1m^2

$$AN : N_{\text{blocs souscouche}} = 2 \times 1,15 \left(1 - \frac{37}{100}\right) \left(\frac{2,475}{2,16}\right)^{2/3} = 1,58$$

On obtient alors $N_{\text{blocs souscouche}} = 2$ blocs par m^2 , ce critère sera à respecter par le constructeur. Les caractéristiques de la sous couche sont représentés dans le tableau 4 :

Tableau 4 - récapitulatif des caractéristiques de la sous-couche

Largeur de la sous couche	3,72m
Nombre de couche	2
Épaisseur de la sous couche totale	2,15m
Masse médiane des blocs	2,6 t
Diamètre médian des blocs	0,93 m
Nombre de blocs sur une surface de 1m^2	2
Porosité	37 %

3.4- Dimensionnement du noyau

Le noyau est le remblai intérieur du massif que constitue l'ouvrage, il est généralement composé d'enrochement non classé, On utilisera un tout-venant de granulométrie étendue graduée de 0,1 à 500 kg. Il devrait avoir des caractéristiques non poreuses afin de stopper les ondes longues contenues dans la houle.

Les éléments fins doivent être limités à cause du risque de tassement préjudiciable et le lessivage de ces éléments.

La pente du talus du noyau sera pris égale à celui de la carapace pour les commodités de constructions, donc on prendra une pente de 3/2.

Le poids des éléments du noyau seront pris en fonction des dimensions des éléments de la carapace pour respecter les règles de filtration granulométrique énoncée par Terzaghi. Le poids des éléments du noyau sera donc entre : 5,4 kg à 108 kg.

3.5- Dimensionnement de la butée de pied

En général, la carapace du côté mer d'une digue en enrochement est protégée des éventuels effets de fond par une butée pour offrir aux blocs inférieurs extérieurs une assise immobile limitant les risques de glissement et permet d'offrir une sécurité supplémentaire vis-à-vis des affouillements en pied d'ouvrage. De la même manière que la carapace, cette butée de pied devra être stable.

Si l'enrochement de la butée de pied a la même taille que l'enrochement de la carapace du talus côté mer, nous sommes sûrs que la butée de pied sera stable. Mais pratiquement, il vaut mieux diminuer la taille des enrochements et leur masse pour de multiples raisons et plus particulièrement économiques. Malgré cela, on ne doit pas couvrir la butée d'un enrochement trop petit pour éviter d'éventuels colmatages, inclusions à l'intérieur de la carapace et même dans le cas extrême un arrachement de la butée sous l'action de la houle si son poids est trop faible.

Pour déterminer la masse médiane des blocs de la butée de pied, On peut utiliser la formule empirique suivante :

$$M_{50\text{butée}} = \left(\frac{1}{10} \frac{h_t}{H}\right) \left(\frac{\rho_r H^3}{K_d \cot(\alpha) \Delta^3}\right)$$

Avec :

- h_t : Hauteur d'eau au-dessus de la butée de pied
- H_s : la hauteur de houle significative ($H_s = 5 \text{ m}$)
- ρ_r : Masse volumique apparente de la roche ($2,475 \text{ kg/m}^3$)
- α : Angle du talus côté mer
- K_d : Coefficient de stabilité ($K_d = 3,5$ pour une houle déferlante avec un niveau de dommage minime)
- Δ : Densité relative déjàugée (adimensionnelle)
- $M_{50\text{butée}}$: Masse médiane des blocs de la butée de pied

Pour calculer cette masse, il faut estimer la hauteur d'eau au-dessus de la butée h_t . Certains chercheurs ont émis l'hypothèse qu'une relation entre le nombre de stabilité et cette hauteur était existante. Cependant, à l'heure actuelle aucune preuve n'a été démontrée et aucune relation explicite n'a été découverte. Nous pouvons remarquer que plus la butée de pied se trouve très au-dessus du fond c'est-à-dire élevée, moins la stabilité est assurée. Mais, quand la butée se rapproche du fond, la stabilité est assurée (ratio h_t/h au-dessus de 0,5 avec h étant la profondeur d'eau). Le tableau 5 récapitule les valeurs de stabilité en fonction de h_t et h .

Tableau 5 - Valeurs de stabilité en fonction du rapport h_t/h
(Source : Phénomène physique et outils de dimensionnement, CETMEF)

h_t/h	$H_s/(AD_{n50})$
0,5	3,3
0,6	4,5
0,7	5,4
0,8	6,5

Nous constatons que pour une ration de 0,6, la stabilité est parfaitement assurée, et les dommages sont réduits. On choisira de dimensionner notre butée de pied en imposant cette stabilité N_s butée = 4,5.

En utilisant la formule de Pilarczyk (1998), nous pouvons remonter à h_t

$$h_t = \left(\frac{N_{sbutée} - 0,2}{\frac{N_{od}^{0,15}}{6,2}} \right)^{1/2,7} \times h$$

Avec : $N_{sbutée}$: nombre de stabilité de la butée de pied

h : profondeur de l'eau au pied de l'ouvrage

N_{od} : caractérise le niveau de dommage (on prend $N_{od} = 2$ ce qui correspond à un dommage accepté d'un léger aplatissement de la butée)

h_t : Hauteur d'eau au-dessus de la butée de pied

$$AN : h_t = \left(\frac{4,5 - 0,2}{\frac{2^{0,15}}{6,2}} \right)^{1/2,7} \times 6 = 5,03m$$

Tout calcul fait, nous trouvons une hauteur d'eau au-dessus de la butée de pied de $h_t = 5,03$ m, la hauteur de l'élément de l'ouvrage sera donc de : 97cm. Nous pouvons déterminer la masse des blocs de l'élément

$$M_{50butée} = \left(\frac{1}{10} \frac{5,03}{5} \right) \left(\frac{2,475 \cdot 5^3}{3,5 \cdot 1,48 \cdot 1,40^3} \right) = 1,71t$$

En appliquons les mêmes formules que pour celle de la carapace on peut déterminer la largeur minimale (Tableau 6) de la butée $B_{butée}$, le diamètre médian nominal des blocs $D_{n50butée}$ et le nombre de blocs par m^2 .

Tableau 6 - récapitulatif des dimensions de la buté de pied

Hauteur de la butée	1m
Largeur de la crête	3,53 m
Masse médiane des blocs	1,71 t
Diamètre médian des blocs	0,88 m
Nombre de blocs sur une surface de $1m^2$	2
Porosité	37 %

3.6- Les Cavaliers de pieds

Les cavaliers de pieds ont pour rôle de limiter l'extension latérale du noyau. Ils sont réalisés en enrochements dont la granulométrie est identique à celle des sous-couches. Ils servent surtout 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 5 m correspondant aux tolérances d'exécution.

Ainsi les cavaliers de pieds seront constitués d'enrochement de poids moyen 2,16 t. Et une hauteur de 1m.

3.7- Le couronnement

Le couronnement assure la protection de la partie supérieure de la digue. Il devra être suffisamment massif pour pouvoir résister aux lames, mises en vitesse le long de la carapace et aux surpressions provoquées par la houle à l'intérieur du noyau qui a tendances à les soulever. Ils sont généralement construits à l'aide de béton de masse non armé par éléments de 10 à 15 m de long qui comporte :

- une dalle horizontale de 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, appelé mur déflecteur, ou mur chasse mer, coulé lui aussi en place, dont l'épaisseur est de 1 m, sur lequel viendront s'appuyer les blocs de la partie haute de la carapace ;

La cote d'arase est obtenue en fonction du creux de la houle incidente par comparaison avec la hauteur d'ascension de la houle sur un plan incliné (Run up); dans notre cas la cote d'arase de la digue est prise égale à 5,1 m.

Le récapitulatif des dimensions de l'ouvrage de protection sont classifiés sur la figure 8.

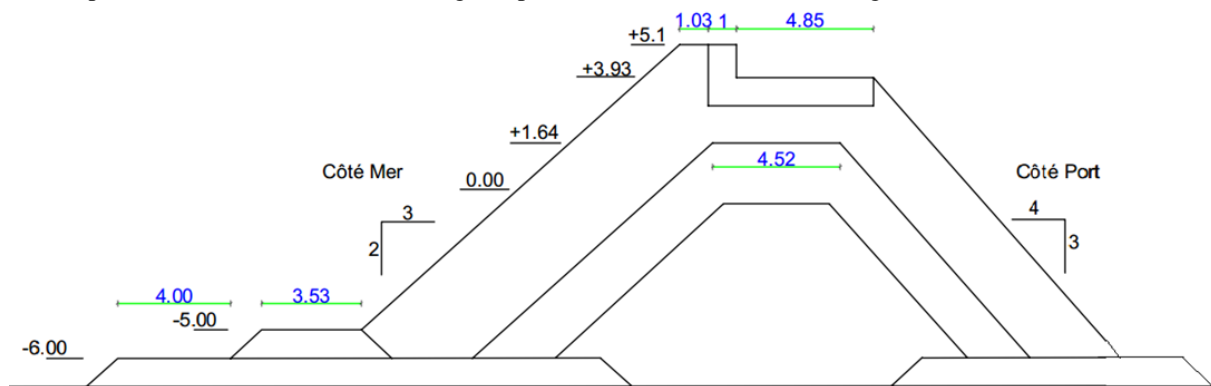


Figure 8 – coupe transversale de la digue

3.8- Aménagements particuliers

Les aménagements particuliers sont en général les coudes, les zones de transition, les enracinements, et la fermeture de la digue par le musoir.

Une fois que le profil de chaque tronçon de digue soit défini en fonction de la houle incidente et des autres conditions hydrographiques locales, il va falloir les relier entre eux.

3.8.1- L'enracinement

L'enracinement d'une digue correspond à la jonction de la digue avec le littoral. L'intersection entre le littoral et la digue peut former un angle concave vers le large, dans lequel la combinaison de la houle incidente et de la réflexion partielle sur les secteurs voisins entraîne un surcroît d'agitation dangereux. Des hauteurs de vagues importantes peuvent être constatées, et de forts courants peuvent être générés le long de l'ouvrage. Ceci crée des efforts plus importants sur les structures et peut donc entraîner des désordres plus nombreux et plus graves. Il est donc nécessaire dans ces points de prendre en compte ces efforts supplémentaires pour la réalisation et les réparations des ouvrages.

3.8.2- La coude

Les changements de direction des digues forment des points particuliers. Leurs positions le long de l'ouvrage correspondent à des endroits où les conditions de houle diffèrent des sections courantes. En effet, des phénomènes de diffraction, de réflexion, ou de concentration des houles sont visibles dans ces zones, c'est-à-dire que l'angle formé entre la direction de la houle incidente et celle de la carapace est différent. Donc il va falloir renforcer les carapaces sur cette partie, pour pallier les inconvénients induits par ces modifications de houle sur l'ouvrage. Nous utiliserons les mêmes blocs que ce du musoir.

3.8.3- Le Musoir de la digue

Le musoir est l'extrémité côté mer à tracé circulaire d'une digue à talus; il est fortement exposé à l'action de la houle qui l'attaque directement mais aussi par derrière à cause de la diffraction des vagues et à la réfraction sur le massif de pied. Sur ce fait on peut considérer que le côté intérieur de la digue est soumis à une action de la houle équivalente 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.

Par rapport au profil courant il serait mieux d'accroître la masse en enrochement et d'adoucir la pente du musoir. Avec le même principe de calcul que précédemment et en prenant un angle de talus de 27°, c'est-à-dire avec une pente de 60%, et en utilisant la hauteur moyenne des hauteurs du 1/10 des vagues, les résultats obtenus sur le dimensionnement du musoir sont représentés dans le tableau 6.

Tableau 6: Dimensionnement du musoir

Désignation	Enrochements	Tétrapode
Carapace		
Masse médiane (t)	38,22	27,06
Diamètre médian (m)	2,49	2,24
largeur de la crête	9,96	8,96
Epaisseur (m)	5,72	4,57
Sous-couche		
Masse médiane (t)	3,82	2,70
Diamètre médian (m)	1,13	1,02
largeur de la crête	4,52	4,07
Epaisseur (m)	2,6	2,07
Butée de pied		
Masse médiane (t)	3,02	2,14
Diamètre médian (m)	1,01	0,96
largeur de la crête(m)	4,04	3,84

Les matériaux de la carapace du musoir seront constitués par des tétrapodes et les couches sous-jacentes resteront en enrochements naturel. Ces caractéristiques de matériaux se retrouvent au droit du musoir jusqu'à un quart de la longueur d'onde de la houle vers l'intérieur c'est-à-dire jusqu'à 19,14m vers l'intérieur (Figures 9 et 10).

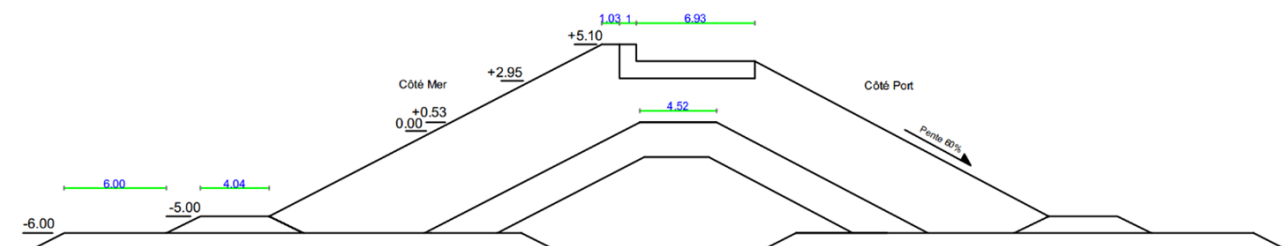


Figure 9 – Coupe transversale du Musoir

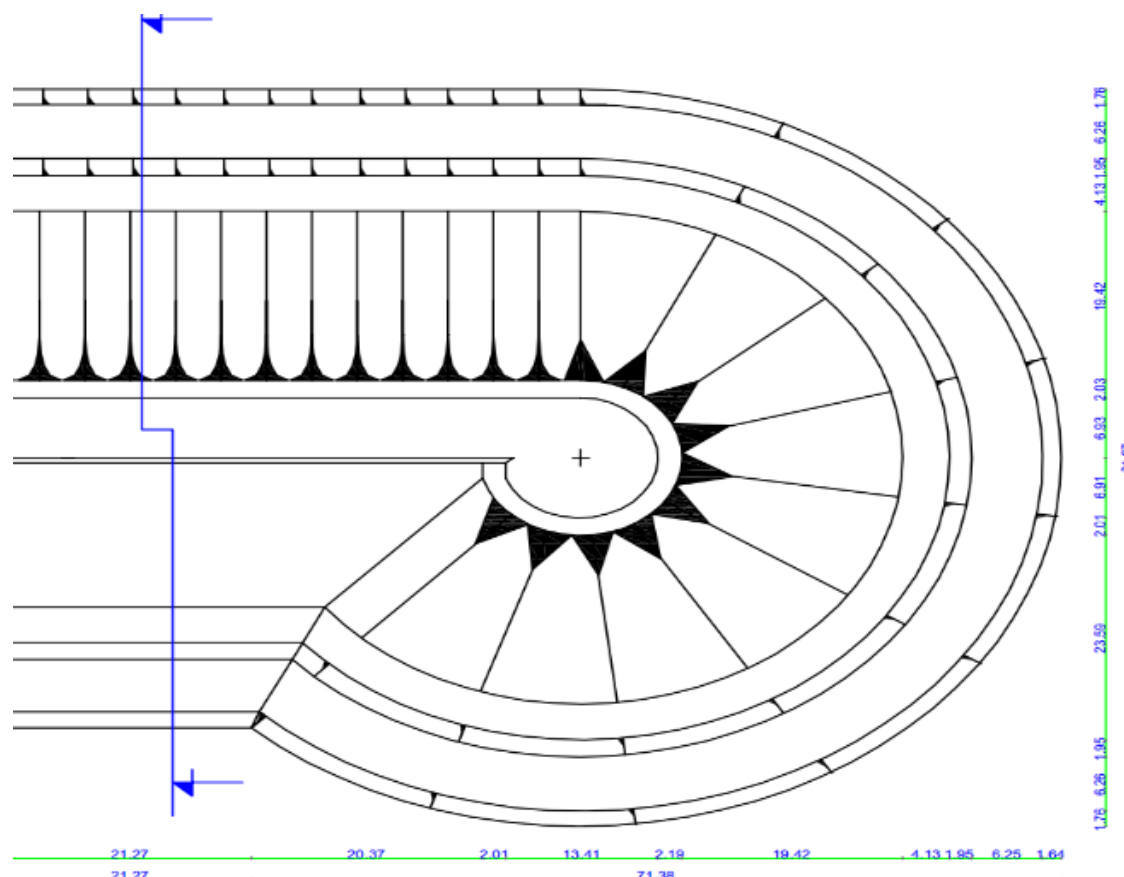


Figure 10- Vue en plan du musoir

3.9- Le plan de masse du port Soalara

Les principales caractéristiques du navire de projet sont les suivantes : longueur hors tout (Lht) : 300 m ; largeur: 50 m ; Tirant d'eau : 17,5 m.

Pour la détermination de la hauteur de l'ouvrage il faut se référer au tirant d'eau du navire type de projet; cette dimension impose le plus grand navire reçu. La hauteur totale H est mesurée depuis le fond du bassin jusqu'au niveau supérieur de l'ouvrage appelé couronnement. En effet, la hauteur de l'ouvrage est une condition limite rigoureuse pour le tirant d'eau à recevoir.

Le niveau supérieur de l'ouvrage doit être arasé à une cote supérieure de 1,5 à 2 m à celle des plus hautes eaux: cette marge doit tenir compte de l'importance locale des surcotes des marées de vives eaux exceptionnelles dues aux vents ou des crues; elle est suffisante pour éviter au clapotis de la houle des plans d'eau de submerger le quai. Et la cote de dragage du pied des ouvrages d'accostage sera obtenue en retranchant du niveau de la plus basse mer connue la valeur maximale du tirant d'eau des navires reçus au poste, augmentée d'une marge entre 0,5 et 1 m.

La figure 11 représente le plan de masse.

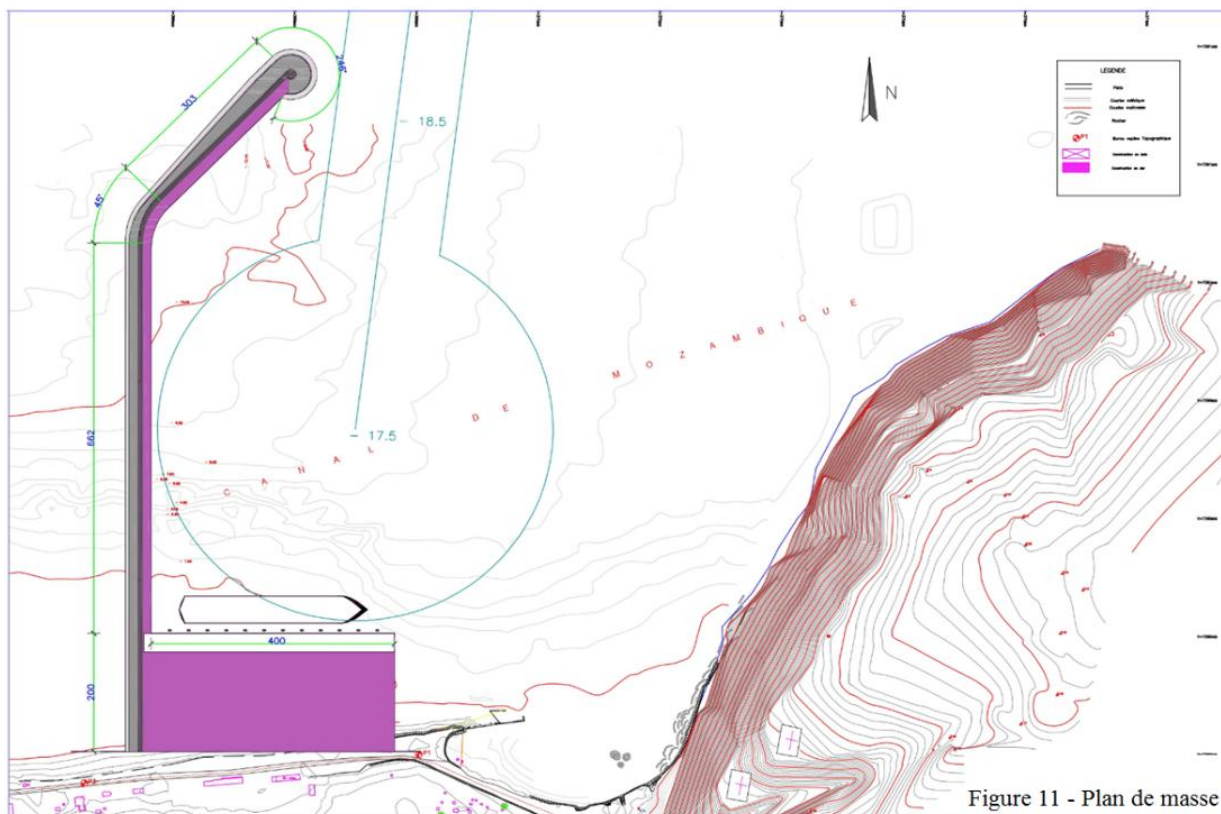


Figure 11 - Plan de masse du projet.

4- DISCUSSIONS

Une Etude d'Impact Environnemental et Social (EIES) est indispensable pour préparer les mutations économiques et sociales de la population et la ville portuaire de Soalara et pour préserver l'environnement.

La plupart des ports de Madagascar ont été construits durant l'époque coloniale. Ainsi, la génération actuelle ne possède pas l'expérience nationale dans le domaine de l'aménagement portuaire.

La collecte des données : pour être la plus précise possible, cette étude nécessite des comptages manuels des déplacements et des enquêtes socio-économiques, ce qui est relativement coûteux.

5- CONCLUSION

Le port de Soalara a été construit durant la période coloniale et a été détruit durant l'ère de la première République. L'infrastructure a été complètement envasée. Ceci est l'impact du changement climatique, et plus particulièrement de la montée la mer avec l'inexistence d'ouvrages de défenses littorales. Ce port a pour rôle principal d'exporter les produits miniers du Sud-Ouest de Madagascar. Les Secteurs Privés opérant dans le secteur minier, pêche et agro-business sont les principaux partenaires intéressés par la réalisation de l'infrastructure, qui serait un grand levier du développement de la région Atsimo Andrefana.

Le navire de projet est le Panamax de 220 mètres de longueur et 100 000 tonnes de chargement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Engelski « Etude des houles et leurs impacts,, Octobre 2001.
- Hayuth Y. (1985). «Seaports: The Challenge of Technological and functional Changes». Ocean Yearbook 5, Edited by Elisabeth Mann Borgese, Chicago: The University of Chicago Press, p. 79-101.
- Laval D., "Cours de travaux maritimes", École Nationale des Ponts et Chaussées (1963-1964)

- Terrassier N. (2002). «Ports et régionalisation», Synthèse ISEMAR, n° 47, 4 p.