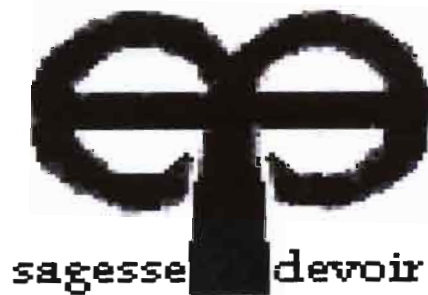


REPUBLIQUE DU SENEGAL
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR, DES UNIVERSITES ET DES
C.U.R



GC.0548

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

Titre :

**Construction de Quai-poids : Avantages, Inconvénients et
Perspectives pour Port Autonome de Dakar**

Auteur : Moussa SEYE

Directeur interne : Pr. Séni TAMBA, Chef de Département Génie Civil de l'E.P.T

Directeur externe : Mr. El Hadji NDIEGUENE, Chef de division Infrastructure et
superstructure du Port Autonome de Dakar

Année académique : 2008 – 2009

Dédicaces

À

Mes parents

Mes frère et sœurs

Mes amis et collègues

Pour le soutien, les conseils, les encouragements et les prières

Qu'ils m'ont apportés depuis le début de ma scolarité

Remerciements

Je tiens à remercier le Professeur Sény TAMBA, Professeur titulaire et Chef de Département de Génie Civil d'avoir bien voulu accepter d'être mon Directeur interne. De par son encadrement de qualité il m'a permis de bien traiter le sujet.

Je remercie aussi le Directeur Général du Port Autonome de Dakar d'avoir accordé à ma modeste personne de travailler pour sa société.

Je remercie tout particulièrement Mr El Hadji NDIEGUENE, Chef de Division Infrastructures et superstructures du Port Autonome de Dakar d'avoir eu confiance en moi en me proposant ce sujet. Il m'a donné le privilège de travailler avec eux sur les ouvrages qui sont au cœur des projets du Port de Dakar. De par sa générosité il a eu à assurer tous mes déplacements à Dakar. Il m'a fait partager son expérience professionnelle enrichissante dans le domaine des ouvrages maritimes. Les conseils qu'il m'a donnés et ces pertinentes interventions m'ont permis d'atteindre mes objectifs. Je le remercie aussi d'avoir mis à ma disposition son assistant Ibrahima CISSOKHO, Ingénieur pour que je sois dans les conditions optimales pour mener à bien le sujet.

Mes plus sincères et chaleureuses remerciements vont également à l'endroit de Ibrahima CISSOKHO Ingénieur et à la fois ancien. Son expérience, sa disponibilité, son ouverture d'esprit, son engagement et surtout ses qualités humaines ont été un précieux recours pour la réussite de cette étude. J'exprime toute ma reconnaissance envers lui pour le travail de titan qu'il a eu à abattre pour la réussite de mon projet de fin d'étude ainsi que Mr KANDJ pour ses conseils.

Je remercie toutes les personnes qui ont participé à la réalisation de ce projet de près ou de loin.

C'est une grande occasion pour moi d'exprimer mes remerciements à Monsieur Pa GOMIS, Photographe professionnel à l'École, pour tous les conseils qu'il m'a prodigués depuis mon arrivée à cette école et son attachement à ma modeste personne. Je le remercie aussi pour les sacrifices et l'apport historique à l'endroit de notre chère et grande école qu'est l'École Polytechnique de Thiès.

Je remercie aussi toute la famille polytechnicienne : les professeurs et l'administration pour assurer notre bonne formation, le COUD pour notre bien être social, les vigiles pour veiller à notre sécurité, les femmes ménagères pour la propreté de nos chambres ainsi que les employés du restaurant.

Sommaire

Construction de quai-poids : avantages, inconvénients et perspectives pour le Port Autonome de Dakar.

Le but de ce projet est de donner une solution parmi les quai-poids suivant les conditions du PAD (Port Autonome de Dakar) celui qui serait le plus rentable sur le plan technique et économique.

Le travail consistait d'abord à faire une étude bibliographique des différents types de quais possibles et de faire une présentation des données du Port Autonome de Dakar (PAD) qui nous permet de situer et de donner un contexte particulier au sujet. Ces données concernent la situation géographique de l'ouvrage, les conditions météorologiques et nautiques du PAD. Par suite le projet a fait ressortir dans tous les angles (techniques, coût, durabilités, entretien, risques ...) l'utilisation des quais-poids pour le PAD. Cette étude qui après choix pertinent de deux ouvrages massifs (quai en blocs et quai en voile) a permis de donner des recommandations et des solutions au PAD pour la construction de quai. Ce choix a été motivé d'abord par les conditions géographiques et géotechniques du site puis par les aspects techniques et économiques dont ces types de quais assurent. Mais aussi le choix du quai en voile en contrefort a donné une originalité à notre étude par qu'il n'a jamais fait objet d'étude au PAD. A partir de cette étude on a vu que le mur à contrefort de par sa structuration présente une stabilité d'ensemble avérée. La disposition du contrefort au droit des bollards ou le mur est plus sollicité a permis de résoudre d'une part la stabilité de l'ouvrage. Cet ouvrage montre de visu qu'il tient en compte l'aspect économique car une bonne partie du béton a été remplacée par l'enrochement grâce à la conception donnée au mur.

Le mur en blocs nous a permis de faire une conception d'un ouvrage dont la disposition et la forme relève d'une ingéniosité remarquable. La stabilité interne à savoir le glissement entre blocs a été largement assuré après un choix pertinent des dimensions des blocs des assises.

Pour assurer une stabilité d'ensemble de ces ouvrages on a supprimé les sous-pressions au niveau de la base en disposant des tuyaux d'évacuation pour libérer l'eau. La présence d'une telle force serait fatale pour l'ouvrage car on pourrait assister à des érosions voire même à un soulèvement du quai.

Enfin le sujet devrait à terme, suivant les conditions météorologiques, géotechniques, d'exploitation spécifique au PAD donner des recommandations sur le type de quais-poids le plus adapté et le plus optimal en vue des futurs projets de construction de quais.

Liste des tableaux

	Page
Tableau 2.1 Résultats de calcul de la stabilité du quai en blocs.....	37
Tableau 2.2 : Résultats de calcul de la stabilité au glissement des blocs.....	38
Tableau 2.3 Résultats de calcul de la stabilité du quai en voile.....	53
Tableau 3.1 : Désignation et quantité des postes du quai en blocs.....	60
Tableau 3.2 : cout de réalisation du quai en blocs.....	61
Tableau 3.3 : Désignation et quantité des postes du quai en voile.....	63
Tableau 3.4 : cout de réalisation du quai en blocs.....	64

Liste des figures

	Page
Figure 1.1 : Quai en maçonnerie.....	5
Figure 1.2 : Quai en blocs de béton.....	6
Figure 1.3 : Quai en caissons.....	8
Figure 1.4 : Quai en voile de béton armé	9.
Figure 1.5 : Quai en gabions.....	9.
Figure 1.6 : Quai danois.....	10
Figure 1.7 : Quai en paroi moulée.....	11
Figure 1.8 : Quai sur pieux.....	12
Figure 2.1 : Coupe type du quai en blocs de béton.....	21.
Figure 2.2 : Coupe type du quai en blocs avec inventaire des forces.....	26
Figure 2.3 : Coupe type du quai en blocs voile.....	40
Figure 2.4 : Coupe type du quai en voile avec inventaire des forces.....	43

Liste des abréviations et symboles

Organisme

PAD : Port Autonome de Dakar

Généralités

	Unités
V: Volume	m^3
W: Poids	T
Q: Poids	T
Q_0 : Poids	T
Q_T : Poids des terres	T
M : Moment	T.m
F : facteur de sécurité	
e_1 : épaisseur de voile	m
e_1 : épaisseur de voile	m
H : hauteur	m
Eac: force d'accostage	T
Eam : force d'amarrage	T
Eam(x): force d'amarrage suivant l'horizontale	T
Eam(y) : force d'amarrage suivant la verticale	T
σ : contrainte	T/m^3

Propriétés des sols

	Unité
γ : poids volumique du sol	T/m ³
γ_s : poids volumique des grains solides	T/m ³
γ_w : poids volumique de l'eau	T/m ³
γ_d : poids volumique du sol sec	T/m ³
γ' : poids volumique du sol déjaugé	T/m ³
c : cohésion	T/m ²

Poussée des terres

K_a : coefficient de poussée de Rankine	
K_{ca} : coefficient de poussée de Coulomb	
K_0 : coefficient de pression au repos	
P_a : Poussée	T

Fondation

B : largeur de fondation	m
D : distance d'encastrement	m
N_q : facteur de capacité portance	
N_c : facteur de capacité portance	
N_γ : facteur de capacité portance	
e : excentricité	
b : largeur de semelle	m

TABLEAU DES MATIERES

Dédicaces	i
Remerciements	ii
Liste des tableaux	iv
Liste des figures	v
Liste des abréviations et symboles	vi
Tableau des matières	vii
Introduction	1
1. ETUDES BIBLIOGRAPHIQUES DES TYPES DE QUAIS ET PRESENTATION DES DONNEES	3
1.1. Fonctions des ouvrages d'accostages.....	3
1.2. Les types de quais.....	3
1.3. Présentation des quais.....	4
1.3.1. Les quais-poids.....	4
1.3.1.1. Quais en maçonnerie de pierre ou en béton coulé sur place.....	4
1.3.1.2. Quai en bloc de béton de ciment arrimés ou en blocs de béton armé préfabriqués.....	5
1.3.1.3. Quais en caissons échoués ou havés.....	7
1.3.1.4. Quais en voiles de béton armé, raidis, sur semelle	8
1.3.1.5. Quais en gabions de palplanches plates.....	9
1.3.2. Quai présentant un écran plan.....	10
1.3.2.1. Quai en palplanche à module.....	10
1.3.2.2. Quai en paroi moulée.....	11
1.3.3. Quai sur pieux ou piles.....	12
1.4. Les différents types d'efforts agissant sur les ouvrages d'accostages.....	12
1.4.1. Les efforts horizontaux.....	12
1.4.1.1. Les efforts d'accostage.....	12
1.4.1.2. Les efforts d'amarrage.....	12
1.4.1.3. Les efforts dus au vent sur les engins de lavage et les superstructures.....	13
1.4.1.4. Les forces dues à la houle.....	13
1.4.1.5. Poussée des terres.....	13
1.4.1.6. Surpression hydrostatique.....	13

1.4.1.7.	Butée de sol.....	13
1.4.2.	Les efforts verticaux.....	14
1.4.2.1.	Poids propre des ouvrages.....	14
1.4.2.2.	Surcharges d'exploitation.....	14
1.5.	Données relatives au Port Autonome de Dakar.....	14
1.5.1.	Situation géographique de l'ouvrage.....	14
1.5.2.	<i>conditions</i> météorologiques à <i>Dakar</i>	14
1.5.3.	Données nautiques.....	15
1.5.3.1.	Les marées.....	15
1.5.3.2.	La houle.....	15
1.5.3.3.	Courants côtiers.....	16
1.5.3.4.	Transport littoraux.....	16
2.	ETUDES TECHNIQUES DES QUAIS-POIDS.....	17
2.1.	Hauteur des ouvrages d'accostages.....	17
2.2.	Théorie sur le calcul du mur de quai.....	18
2.2.1.	Stabilité d'ensemble.....	18
2.2.1.1.	La stabilité au renversement.....	18
2.2.1.2.	La stabilité au glissement.....	19
2.2.1.3.	La position de la résultante.....	20
2.2.1.4.	La capacité portante.....	20
2.2.2.	Stabilité interne.....	20
2.3.	Exemple pratique de calcul de mur de quai.....	20
2.3.1.	Mur en blocs.....	20
2.3.1.1.	Description du quai en bloc.....	20
2.3.1.2.	Hypothèses de calcul.....	23
a.	Surcharge sur terre-plein.....	23
b.	Gradient hydraulique.....	23
c.	Matériaux des blocs.....	24
d.	Matériaux du remblai derrière le quai.....	24
e.	Matériaux épaulement.....	24
f.	Effort d'accostage.....	24
g.	Effort d'amarrage.....	24
h.	Engins de manutention.....	24
i.	Caractéristiques géotechniques du sol.....	25
j.	Coefficients de sécurité.....	25
2.3.1.3	Calcul effectif du mur.....	26
a.	Sollicitation des bollards.....	26
b.	Sollicitation de remblais.....	27
c.	Sollicitation des remblais sur terre-plein.....	30
d.	Sollicitation d'accostage.....	31

e.	Surcharge sur le quai.....	32
f.	Poids du mur.....	32
g.	Calcul de la contrainte admissible du sol.....	34
2.3.1.4	Vérification de la stabilité du quai.....	35
a.	Vérification de la stabilité au niveau de l'assise.....	35
b.	Vérification des blocs à tous les niveaux.....	38
2.3.2.	Quai en voile.....	38
2.3.2.1.	Description du quai en voile	38
2.3.2.2.	Prédimensionnement du mur de quai.....	39
a.	Prédimensionnement des épaisseurs.....	39
b.	Prédimensionnement de la semelle.....	39
2.3.2.3.	Hypothèses de calcul.....	40
a.	Surcharge sur terre-plein.....	40
b.	Gradient hydraulique.....	40
c.	Matériaux des blocs.....	41
d.	Matériaux du remblai derrière le quai.....	41
e.	Matériaux épaulement.....	41
f.	Effort d'accostage.....	41
g.	Effort d'amarrage.....	41
h.	Engins de manutention.....	41
i.	Caractéristiques géotechnique du sol.....	41
j.	Coefficients de sécurité.....	41
2.3.1.5	Calcul effectif du mur.....	43
a.	Sollicitation des bollards.....	43
b.	Sollicitation de remblais.....	44
c.	Sollicitation des remblais sur terre-plein.....	47
d.	Sollicitation d'accostage.....	47
e.	Surcharge sur le quai.....	48
f.	Poids du mur.....	48
g.	Butée.....	49
h.	Calcul de la contrainte admissible du sol.....	50
2.3.1.6	Vérification de la stabilité du quai.....	51
3.	ENTRETIEN DES MURS DE QUAIS ET EVALUATION DES COUTS.....	55
3.1.	Entretien des ouvrages des quais-poids.....	55
3.1.1.	Présentation sur l'entretien des ouvrages d'accostages.....	55
3.1.2.	Transformation des ouvrages d'accostages.....	55

3.2. Evaluation des coûts.....	55
3.2.1. Définition des postes	57
3.2.1.1. Dragage de la souille.....	57
3.2.1.2. Moellons de fondation.....	57
3.2.1.3. Couche de réglage.....	57
3.2.1.4. Fourniture et pose de géotextile.....	57
3.2.1.5. Confection de blocs de béton.....	57
3.2.1.6. Pose de blocs de béton.....	58
3.2.1.7. Réalisation de massif de structure.....	58
3.2.1.8. Pose de bollards.....	58
3.2.1.9. Pose de défenses et accessoires.....	58
3.2.1.10. Exécution de l'épaulement.....	58
3.2.1.11. Pierre de couronnement.....	58
3.2.1.12. Pose d'échelles.....	59
3.2.1.13. Fabrication et pose de sacs de géotextile.....	59
3.2.1.14. Exécution et pose du mur en béton armé.....	59
3.2.2. Quais en blocs.....	59
3.2.2.1. Désignation des postes et calcul de leur quantité.....	59
3.2.2.2. Coût de réalisation du quai en blocs.....	60
3.2.3. Quai en voile.....	62
3.2.3.1. Désignation des postes et calcul de leur quantité.....	62
3.2.3.2. Coût de réalisation du quai en voile.....	63
3.3. Comparaison financière.....	65
CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATION.....	67
LISTE DES ANNEXES.....	69

Introduction

Au cours de ces trente dernières années les mutations technologiques en matière de manutentions portuaires ont, comme dans beaucoup de secteurs, profondément bouleversé le paysage des ports.

Les ports sont transformés maintenant en des ensembles industriels où les notions de productivité et de compétitivité sont devenues la règle. Ainsi pour assurer un développement économique dans le domaine maritime il devient nécessaire de faire des études approfondies sur les ouvrages portuaires qui sont durables et qui répondent aux exigences techniques tout en minimisant le coût d'investissement.

Les terminaux portuaires (passagers, pétrole, contrôle, vrac solides...) comportent des ouvrages d'infrastructures appelés aussi ouvrages d'accostages et d'amarrages des navires et des ouvrages de superstructures, pour la manutention et le stockage.

Ces ouvrages ont été toujours pour le Port Autonome de Dakar des centres d'études et de réflexions. C'est ainsi qu'en 1975 le PAD avait lancé un appel d'offre sur la construction de quais sur huit(8) tronçons et un prolongement du quai de pêche. Beaucoup de variantes de quai ont été proposé par les entreprises soumissionnaires et certaines ont été réalisées durant cette période. Aujourd'hui, encore, le PAD s'active davantage sur la construction et la réhabilitation de quais. Ainsi on assiste en 2007 à un projet d'extension du Terminal à Conteneur au Mole 5 et un projet de réhabilitation du mole 2 du Port Autonome de Dakar.

Le port de Dakar, dans la même mesure, pour pouvoir améliorer son exploitation et contribuer davantage au développement du Sénégal, s'ouvre encore sur des possibilités de construction d'ouvrages d'accostages.

Vu le rôle important de l'exploitation maritime dans l'économie du Sénégal, il urge de concevoir des ouvrages d'accostages relativement moins chers et qui sont techniquement bien conçus.

Le présent projet de fin d'études se propose d'étudier les quai-poids suivant les conditions du PAD. Il s'agit également, à la suite de cette étude, de proposer un type de quai qui répond aux aspects techniques et qui est à la fois économique enfin que le Port Autonome de Dakar puisse optimiser son exploitation.

Le travail est composé de trois chapitres. Le premier chapitre présente une étude bibliographique des quais en exposant les variantes de quai, leurs fonctions et les différentes forces et présente aussi des données nautiques, météorologiques et géographiques au PAD. Le second traite l'étude technique des quais en poids. Le troisième chapitre donne d'abord des

recommandations sur l'entretien des ouvrages ensuite une évaluation financière des deux variantes de quais étudiés et enfin une comparaison financière et technique.

Chapitre 1 : Étude bibliographique des quais et présentation de données relatives au Port

Les quais-poids sont des ouvrages d'accostages donc ont pour rôle d'offrir aux navires une opportunité de se stationner et procéder à des opérations de transbordements de marchandises ou de voyageurs , d'avitaillement ,d'armements ,de remisage ou de réparation à flot ou enfin pour attendre la libération d'un poste d'opération.

Ces ouvrages sont aussi appelés ouvrages massifs. Ils assurent le soutènement des terres et leur stabilité d'ensemble est assurée par leur poids propre et présentent une fondation qui est continue.

Certains ouvrages d'infrastructures ont la particularité d'être fondés près du fond du bassin et d'autres en profondeur ; encastrés dans le sol.

1.1 Fonctions

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

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

Donc les quais-poids assurent les trois fonctions d'accostage et l'amarrage des navires, la liaison avec la terre et le soutien des terres (assure une liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port).

Mais les quais-poids présentent une situation particulière qui est due à son poids propre et suivant les conditions d'utilisations de ce type de quai.

Les quais-poids se construisent que sur un sol de bonne portance ou un sol subissant un traitement particulier. Ils ont un poids propre très important.

1.2 Les type de quais

Il existe plusieurs types de quai suivant leurs conditions de mise en œuvre et de possibilité d'exécution. Certains sont fondés en surface en fonction des conditions géotechniques du site et d'autre en profondeur.

Les quais-poids suivant leur mode de mise en place et les matériaux constituant l'ouvrage présente trois variantes :

- Quais en maçonnerie de pierres ou en béton coulés sur place
- Quais en blocs de béton
- Quais en caissons échoués ou havés
- Quais en voiles de béton armé, raidis, sur semelle
- Quais en gabions de palplanches plates

Hormis ces ouvrages dits massifs il existe d'autres types de quais :

- Quai présentant un écran plan
- Quai sur pieux ou piles

1.3 Présentation des quais

1.3.1 Les quai-poids

1.3.1.1 Quais en maçonnerie de pierre ou en béton coulé sur place

Ces types de quais sont conçus sous la forme de murs massifs en maçonnerie de pierre ou en béton de ciment. L'emplacement de l'ouvrage est dragué avant la construction de maçonnerie pour éviter un déséquilibre du sol qui peut déstabiliser l'ouvrage construit (décomposition du sol, risques de glissements du sol). Sa construction est élaborée ainsi :

i. A SEC

- à l'abri d'un batardeau
- à l'abri temporaire d'un caisson mobile à air comprimé
- à l'abri d'un caisson perdu à air comprimé qui reste sur place pour constituer une partie de l'ouvrage
- Avant dragage du bassin, dans une fouille mise à sec par rabattement de la nappe

ii) SOUS L'EAU

- Par injection d'un mortier de ciment spécial (colcrete) dans les agrégats mise en place à l'avance dans des coffrages (exemple pile du quai Herman du Pasquier au Havre)
- Par coulage directe du béton sous l'eau avec des procédés spéciaux pour éviter le délavage : on peut, par exemple, déverser dans le béton déjà en place avant commencement de la prise (exemple : quai Gambetta à Boulogne-sur-Mer).

La partie immergée au-dessus des basses mers est construite à sec entre des coffrages moyennant les précautions habituelles du <<travail à la marée>> pour éviter le délavage du béton à marée montante : cachetage au plâtre ou ciment prompt, coffrages étanches, etc.

Il faut noter que les ouvrages continus doivent être coupés de joint de dilatation et de retrait, tous les 20 à 30m ; les précautions nécessaires pour éviter une fuite des remblais par des joints.

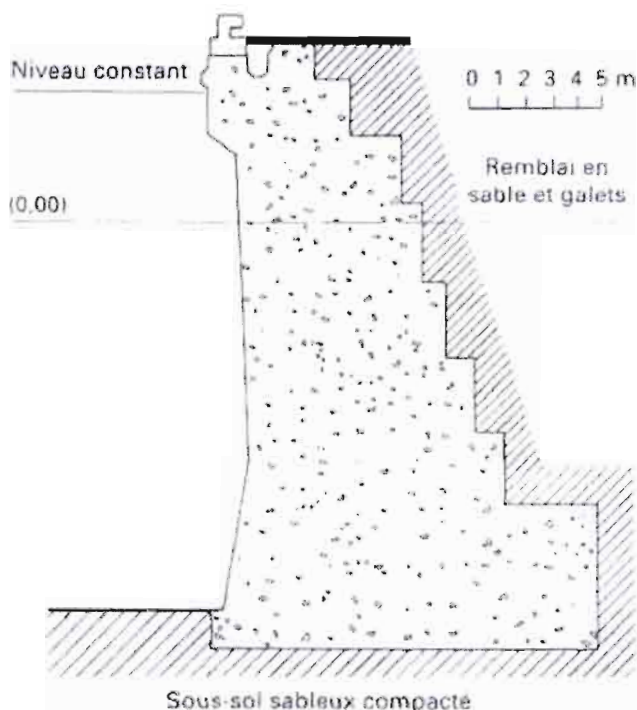


Figure 1.1 : Quai en maçonnerie

1.3.1.2 Quai en bloc de béton

Le mur des quais peut être constitué en bloc de béton, préfabriqués, empilés les uns des autres.

L'empilage peut s'effectuer aussi par assises imbriquées ou par piles juxtaposées. Ces assises imbriquées permettent d'assurer une meilleure répartition des efforts locaux provenant d'un tassement de la fondation, d'une poussée plus forte, ou de la réaction des amarres. Mais il faut noter que les piles juxtaposées permettent une reprise assez facile de l'ouvrage en cas de désordres limités : les piles produisent un tassement préalable sous chacune d'elles et peuvent ensuite être reprise en position définitive. Cette disposition paraît être préférée pour les ouvrages de grande hauteur, d'autant plus que le tassement peut être accéléré par une charge temporaire de chaque pile au moyen de blocs. Les blocs sont de plus souvent de forme parallélépipédique sauf ceux de certaines assises qui comportent des chanfreins du côté du remblai pour former une chaise, ou ceux de l'assise de base qui comportent un patin. On peut

être amené à les solidariser entre eux par des systèmes à tenon et encoches ou par des armatures métalliques (rails) dans des puits verticaux, de la même façon que les assises de grandes digues verticales, pour éviter le glissement relatif des assises. Il est possible tout de même d'envisager des blocs de formes parallélépipédiques, mais comportant des évidements à leur partie antérieure pour reporter la charge verticale du côté du remblai et améliorer le centrage de la résultante sur la base. Le couronnement des quais en blocs est toujours constitué par une poutre en béton coulée sur place, coupée de joints de dilatation et de retrait dans laquelle sont fixés les bollards ; des armatures sont souvent nécessaires pour cette poutre résiste aux efforts de torsion et de flexion dus à la réaction des amarres.

La pose des blocs de béton s'effectue au moyen d'engin de lavage terrestre ou plus souvent flottants de la même façon que pour les murailles ou les carapaces des digues.

Ces ouvrages sont toujours réalisés en site nautique ; ils exigent des moyens de levage puissants mais ont l'avantage de réduire au minimum les travaux à exécuter sur place. Il est recommandé de mettre en place un cavalier en tout-venant rocheux en arrière du mur, à fort frottement interne pour réduire la poussée, et à granulométrie grossière pour éviter la fuite de fines au travers des nombreux joints du mur, notamment en bassin marnant.

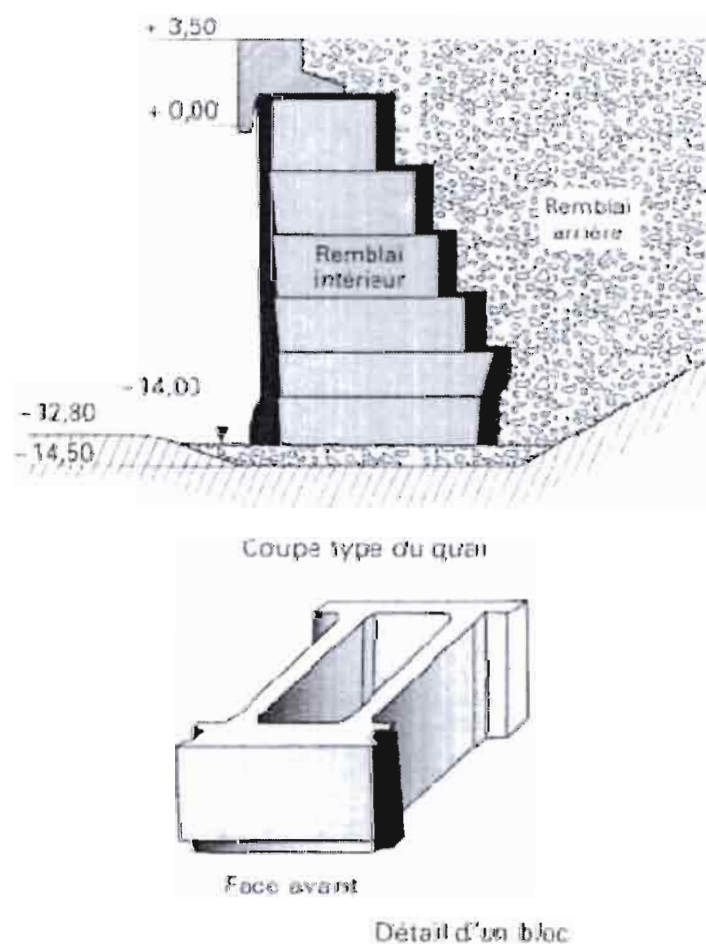


Figure 1.2 : Quai en blocs de béton

1.3.1.3 Quais en caissons échoués ou havés

Les caissons peuvent être préfabriqués partiellement ou totalement dans une forme de radoub ou une cale de travaux. Ils sont utilisés pour constituer des quais continus ou des ouvrages à appuis discontinus et peuvent assurer le rôle de soutien des terres dans le cas des ouvrages continus.

Généralement on utilise des caissons en béton armé, ou précontraint, de forme prismatique (cylindriques ou parallélépipède) mais aussi il existe des caissons en métalliques.

Ces caissons sont constitués de cellules circulaires ou rectangulaires et sont remplis de remblais ou parfois de béton maigre ou de sable compacté par vibration ou de tout-venant avant d'être sollicités par la poussée des remblais arrières. Durant la mise en œuvre on doit éviter de laisser passer les éléments fins du remblai entre les caissons. Après stabilisation les caissons sont couronnés par une poutre continue en béton armé (poutre d'accostage) qui donne un front d'accostage rectiligne. Les caissons peuvent aussi être mis en place écartés les uns des autres, pour constituer un front d'accostage discontinu et servir de support à une plate-forme nervurée en béton pour la circulation des engins de manutention. Le quai des Amériques du Havre est un exemple avec un rapport de diamètre des caissons (24m extérieurement et avec parois mince de 50cm d'épaisseur) à la hauteur du quai de 24 m valant 1 est particulièrement important pour ces genres d'ouvrages.

Si le sol de bonne capacité portante se trouve assez bas par rapport au fond du bassin, l'échouage du caisson à ce niveau conduit à augmenter sa hauteur et à draguer une souille de volume très important. On peut préférer augmenter la hauteur du caisson et, sans fond, le descendre par havage au travers des couches de mauvais sol, jusqu'au bon niveau de fondation, mais le havage est délicat et coûteux. A ce niveau il faut noter qu'en site nautique l'utilisation des caissons échoués ou havés qu'en site terrestre du fait de la réduction de la hauteur à draguer ou haver.

Cette technique est compétitive que pour les quais de grandes hauteurs (environ 20 m et plus surtout en bassin marnant) et pour des quais de grandes longueurs.

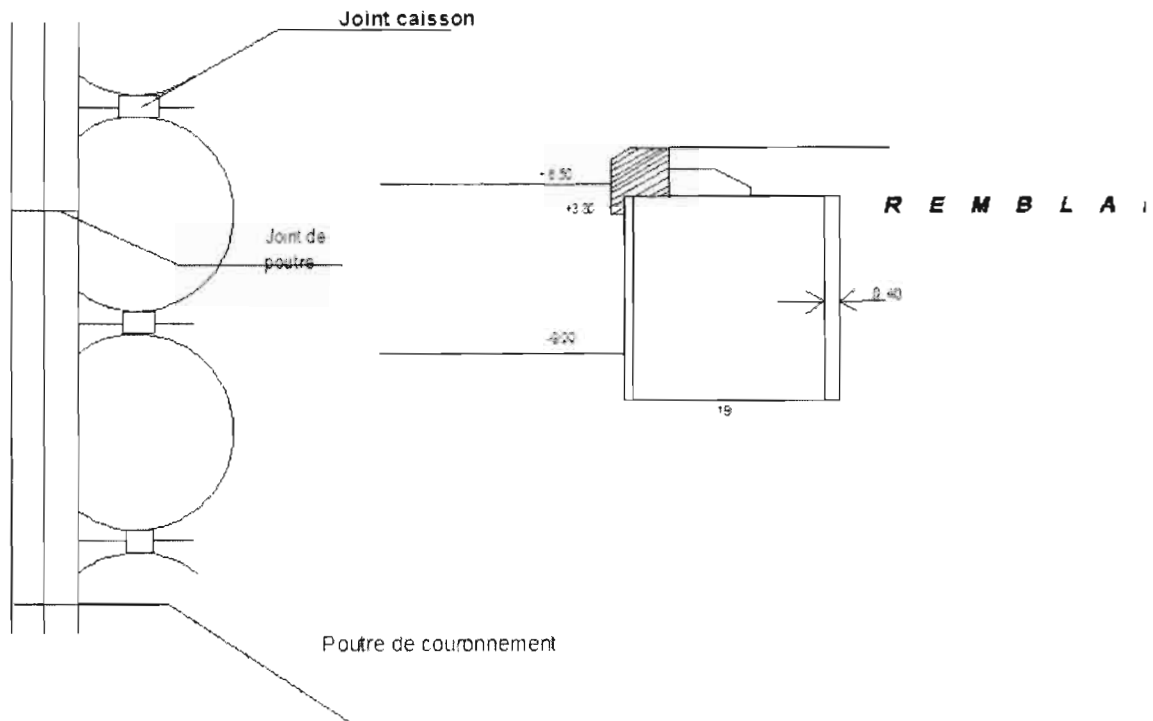


Figure 1.3 : Quai en caissons

1.3.1.3 Quais en voiles de béton armé, raidis, sur semelle

Ces quais se rapprochent des quais continus en caissons cylindriques échoués dont le radier serait conservé, la partie arrière supprimée, la partie avant aplanie et les parties latérales transformées en contrefort. Ils ont généralement de 14 m de hauteur ; c'est le cas du quai à Gand. La résistance du mur au glissement horizontal est améliorée par un ancrage réalisé par une bêche qui est même constituée d'une forte poutre. Grâce à un patin les contraintes sous l'arête de la semelle sont réduites tout en assurant une meilleure répartition des charges sur la fondation.

Si l'épaisseur du voile antérieur est relativement faible (< 80 cm), il est prudent de prévoir un front d'accostage en surplomb par exemple en faisant déborder de tête en avant du voile de façon à éviter que ce dernier soit endommagé par le choc d'un navire. Ces ouvrages sont fondés en surface.

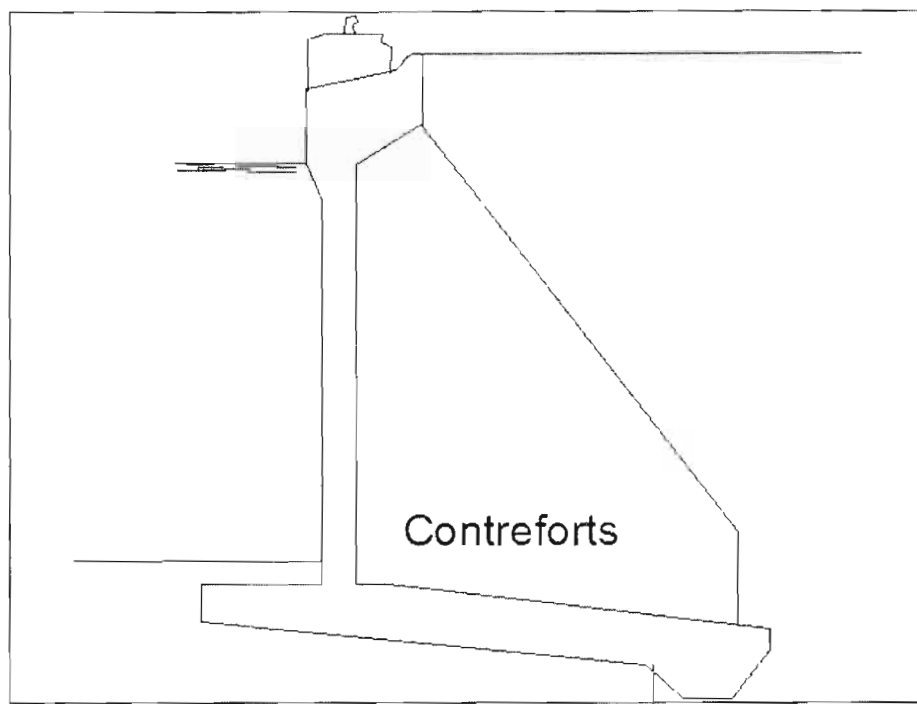


Figure 1.4 : Quai en voile de béton armé

1.3.1.4 Quais en gabions de palplanches plates

Ces quais sont constitués par des palplanches métalliques plates, battues verticalement et assemblés sous forme de piles circulaires, ou d'enceintes gabionnés. Ces gabions séparés peuvent former un front d'accostage discontinu et jointif, constituent un soutènement d'un remblai arrière. Pour cette dernière situation sa hauteur peut être réduite et le rideau arrière (partie arrière du gabion) ne joue que le rôle d'ancrage. Les parois de ces cellules ne supportent aucun effort de flexion mais simplement des efforts de traction normaux à la ligne des joints qui doivent évidemment, être conçus pour permettre un agrafage suffisamment résistant des palplanches l'une après l'autre.



a gabions circulaires avec palplanches-raccords à 45° et un ou deux arcs de connexion



b gabions cloisonnés avec palplanches-raccords à 120°

Figure 5 : Quai en gabions

1.3.2 Quai avec écran plan

La poussée des terres et les autres efforts appliqués sont transmis, par flexion de l'écran, au sol de fondation (fiche encadrée ou simplement butée) et à un ou plusieurs ancrages dans la partie supérieure de l'écran.

1.3.2.1 Quai en palplanche à module

Les ancrages sont le plus souvent constitués par des tirants passifs en acier disposés en une ou deux nappes, attachés sur un ouvrage d'ancrage constitué par un petit rideau arrière ou une palée de pieux inclinés ; les tirants peuvent parfois être actifs (c'est-à-dire précontraints) et forés. L'ancrage du rideau peut aussi être assuré par une plate-forme horizontale en béton armé, ses pieux inclinés reprenant les efforts horizontaux ; c'est le quai danois (figure 23). Cette plate-forme, supportant une partie du remblai arrière et les surcharges d'exploitation, permet de réduire, par effet de chaise, la poussée sur le rideau de palplanches. On peut même, pour la réduire davantage, constituer un talus sous la plate-forme (quai creux) à condition de prévoir une pente suffisamment faible pour ne pas risquer de fuite de matériaux fins du sol derrière la plateforme, ce qui induirait un effondrement local du terre-plein. Par économie supplémentaire, et pour réduire la dénivellation hydrostatique, on peut enfin « ouvrir » le rideau dans la hauteur du talus en arrêtant une partie des palplanches un peu-dessus du niveau du pied du talus, de façon à permettre au quai creux d'être drainé à basse-mer.

Le rideau peut enfin être disposé en arrière de la plate-forme, et non devant ; ce type de quai danois assure la transition avec celui des quais sur pieux.

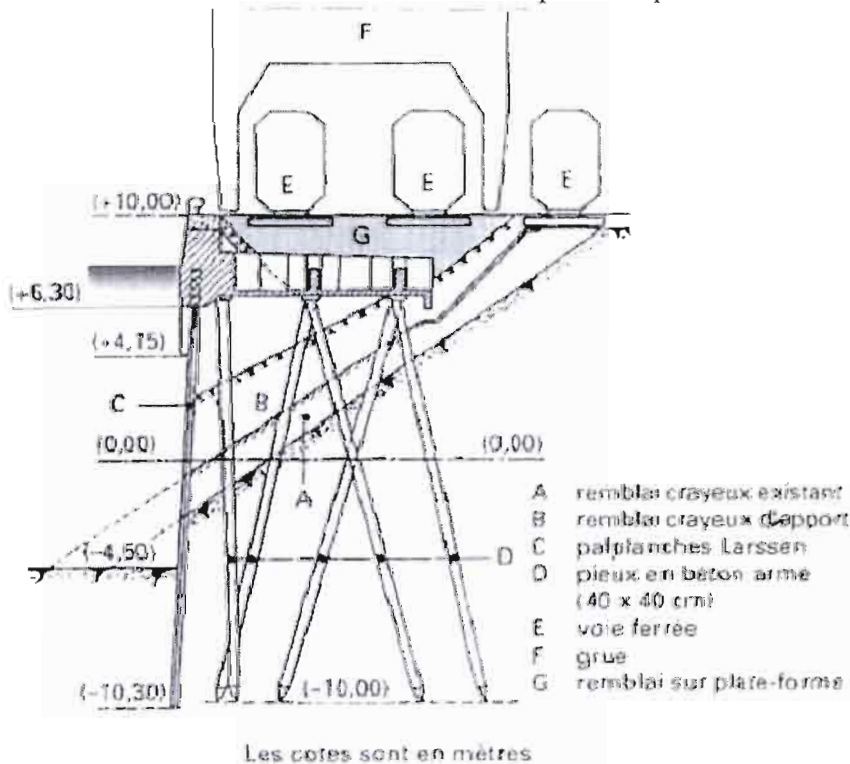


Figure 1.6 : Quai danois

1.3.2.2 Quai en paroi moulée

Les quais en parois moulées planes sont constitués par un écran frontal plan en paroi moulée, buté ou encastré en pied, et ancré sur un ou deux niveaux par des tirants passifs ou actifs.

L'utilisation de la paroi moulée exige un site de construction terrestre, qui peut être obtenu par remblaiement préalable, sous réserve qu'il soit suffisamment compact. Les couches dures ne gênent pas la perforation ; par contre, la présence d'une couche de galets très perméable exige des précautions (perte de boue, risque d'éboulements).

En bassin marnant, l'étanchéité entre les joints doit être particulièrement soignée pour éviter la fuite d'éléments fins sous l'effet des gradients d'écoulement.

La figure 7 donne l'exemple du quai de type paroi moulée de 450 m construit en 1992-93 dans le bassin du Pacifique au Havre pour la réception des grands navires porte-conteneurs ; sa réalisation a exigé un rabattement de nappe profond pour la pose des tirants.

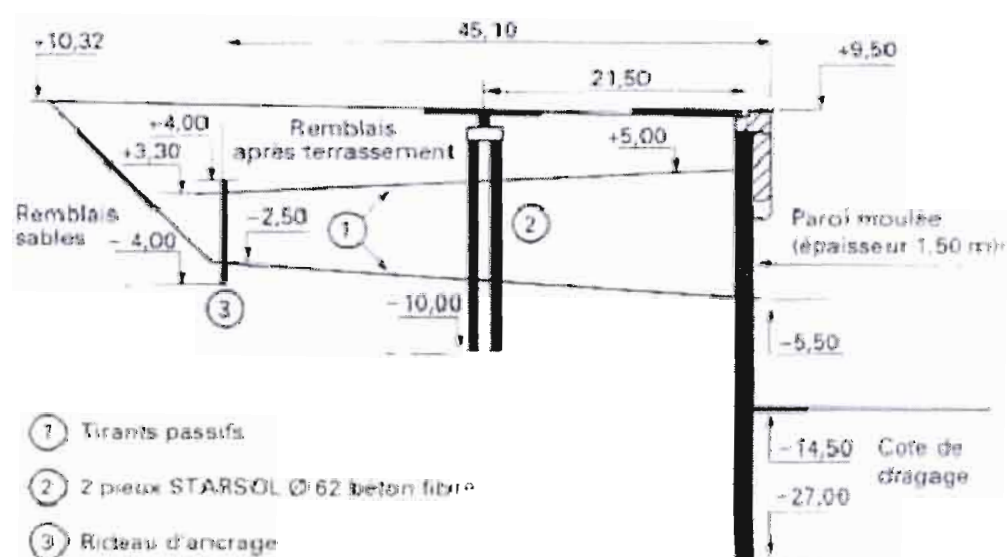


Figure 1.7 : Quai en paroi moulée

1.3.3 Quai fondé sur pieux

Ces ouvrages constituent le stade ultime de l'évolution des quais creux du paragraphe précédent : ils ne remplissent plus la fonction de soutènement des terres, puisque le terre-plein en arrière de l'ouvrage est limité par un talus auto-stable et protégé de la houle par un revêtement d'enrochements, le raccordant avec le fond du bassin (figure 8).

La liaison entre navire et terre-plein est assurée par une plateforme nervurée en béton armé supportée par des pieux en acier, verticaux ou inclinés (de 1/3 à 1/5). Lorsque cette plateforme recouvre la largeur totale du talus de raccordement, l'ouvrage est appelé quai : il assure la fonction d'accostage grâce à la butée mobilisable par la tranche arrière de la plate-forme sur

la crête du terre-plein (la butée peut être augmentée par un petit écran vertical en béton ou en palplanches qui est par ailleurs souhaitable pour empêcher le glissement de matériaux fins du sol en tête de talus) ; il assure aussi la fonction amarrage, les efforts étant alors transmis par la dalle soit à un ensemble de tirants reliés à un écran plan arrière, soit à des pieux inclinés.

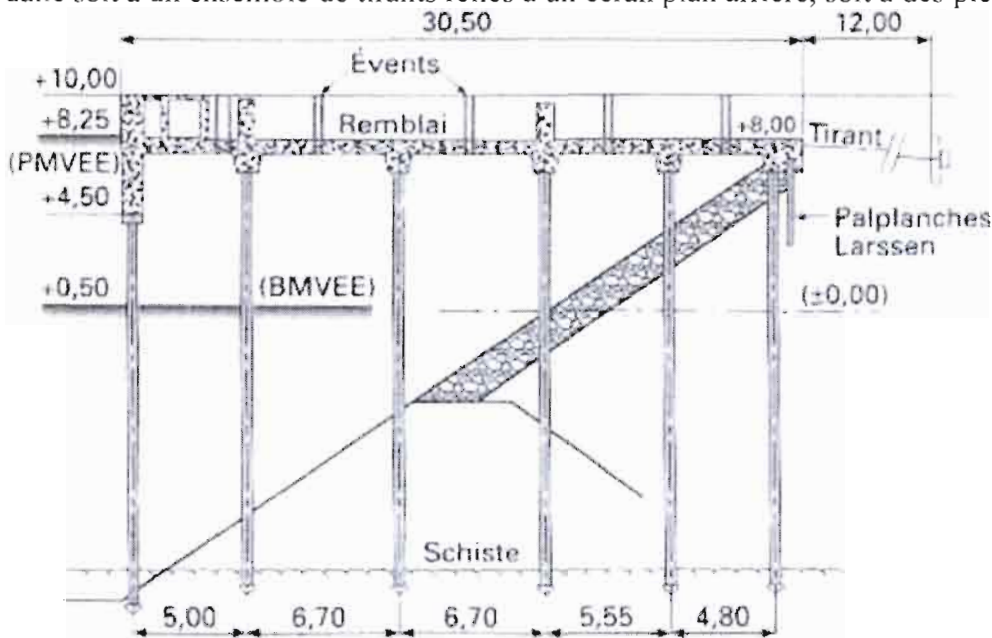


Figure 8: Quai sur pieux au port de Brest

1.4 Les différents types d'efforts agissant sur les ouvrages d'accostages

1.4.1 Effort horizontaux

1.4.1.1 Les efforts d'accostages

La force à ce niveau est générée par l'énergie cinétique due aux chocs des navires. Ainsi qui s'approchant d'un quai avec une certaine vitesse qui lui confère une énergie cinétique. Durant l'accostage les chocs imposent de violents efforts à l'ouvrage. La vitesse du navire est un paramètre important pour la matérialisation de cette force d'accostage. Et celle-ci dérive de l'équilibre des forces motrices (action du vent, traction des remorqueurs, impulsion de quelques tours d'hélice ...) et de la résistance à l'avancement opposée par l'eau.

1.4.1.2 Les efforts d'amarrages

Les amarres sont frappés sur des bollards, bornes ou organeaux fixés sur le quai, auxquels elles imposent des forces qui dépendent :

- de l'action du vent sur la voile du navire
- de l'action des courants sur la carène
- de l'action de l'agitation du plan d'eau

Les efforts d'amarrage sont exercés par les amarres sur les bollards ou crocs sur lesquels elles sont frappées.

Des organismes tels que l'AIPCN, le STCPMNV (Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables), l'OCIMF (Oil Companies International Marine Forum) ont établi des notices détaillées sur le calcul des efforts (direction et intensité). Ils sont calculés à partir de l'effort global exercé par le vent sur la voiture du navire (on peut appliquer les règles Neige et Vent NV 65) et le courant sur sa carène (pression proportionnelle au carré de la vitesse du courant).

1.4.1.3 Les efforts dûs au vent sur les engins de lavage et les superstructures

Il y'a des ouvrages d'accostages qui peuvent supporter des engins de lavage ou des bâtiments, donc il s'avère important dans cette situation de tenir compte des efforts du vent sur ces superstructures.

Pour l'ouvrage d'infrastructure la direction du vent est la plus favorable et elle est perpendiculaire au poste d'accostage, vers le bassin. Les efforts du vent, calculables par les règles Neige et Vent pour une structure et les règles de la Fédération Européenne de la manutention pour les engins mobiles, se réduisent en une réaction horizontale et une réaction verticales vers le haut ou vers le bas due à l'effet portique ; en cas d'appui encasté.

L'ordre de grandeur des efforts horizontaux sur portiques ramenés au mètre de quai peut atteindre $3 \cdot 10^4$ N à $5 \cdot 10^4$ N.

1.4.1.4 Les forces dues à la houle

Cette force est négligée car les quais sont des ouvrages intérieurs et donc ne sont pas exposés aux effets de la houle.

1.4.1.5 Poussée des terres

Les terres (ou remblais) retenues par l'ouvrage d'accostage sont caractérisées par les grandeurs suivants :

Φ angle de frottement

C cohésion

γ poids spécifique du sol au-dessus du niveau de la nappe (souvent voisin de 1.8 t/m^3),

γ' poids spécifique du sol déjaugé (souvent voisin de 1.1 t/m^3)

Cette poussée des terres peut être calculée par les formules classiques de la mécanique des sols en utilisant Terzaghi, Rankine, Coulomb, Caquot, etc.

1.4.1.6 Surpression hydrostatique

Cette force est occasionnée par la présence de la nappe. Si ce dernier a un niveau, à quelque distance de l'ouvrage, qui est au moins celui du niveau moyen, il en résulte lorsque le niveau du plan d'eau est inférieur à celui de la nappe, des efforts agissant sur l'ouvrage d'accostage dans le même sens que la poussée des terres.

1.4.1.7 Butée de sol

Beaucoup d'auteurs (Rankine, Caquot) ont calculé la valeur maxima de la butée que peut offrir un sol de caractéristiques données. Il faut aussi noter que la butée est très sensible à l'inclinaison de la contrainte sur l'écran. Le calcul est généralement fait par la théorie de Caquot et Kérisel.

1.4.2 Efforts verticaux

1.4.2.1 Poids propre des ouvrages

Le poids propre doit être considéré réduit de la poussée d'Archimède déterminée dans les hypothèses les plus défavorables. C'est important de noter que c'est en pleine mer qu'on a les conditions de stabilité les plus sévères pour ces ouvrages massifs : la réduction du poids diminue, en effet le moment stabilisateur, et augmente le risque de glissement.

1.4.2.2 Surcharges d'exploitation

De part son exploitation, l'ouvrage est exposé à une surcharge sur elle-même et sur le terre-plein. Par suite ces surcharges doivent être prises en compte dans la mesure qu'elles aggravent les conditions de calculs. Il faut alors forcément tenir en compte des poussées horizontales induites. On tient aussi en compte de ces poussées même si la surcharge est appliquée seulement sur le terre-plein.

Quelques valeurs couramment admises pour les surcharges uniformément réparties sur les surfaces des ouvrages :

- 4 à 6t/m² pour un trafic de marchandises diverses
- 6 à 20t/m² pour des trafics pondéreux selon les conditions d'exploitation.

On tient compte de l'effet du vent sur les engins.

Ces ouvrages d'accostages appelés aussi ouvrages d'infrastructures des travaux portuaires sont classés en deux catégories selon le type de fondation qu'ils donnent. Les quais-poids présentent tous des fondations continues dont certains sont fondés en surface et d'autre en profondeur en fonction des caractéristiques du sol. Donc les paramètres géotechniques du site influent beaucoup sur le choix du type d'ouvrage. Mais à l'image des quais-poids il y'a d'autres quais qui exigent une fondation discontinue qui sont généralement fondés sur pieux ou sur piles.

1.5 Données relatives au Port

1.5.1 Situation géographique de l'ouvrage

Dakar est situé sur la côte ouest d'Afrique, à 150 km environ au sud du fleuve Sénégal, par 14°40' de latitude Nord et 17°26' de longitude Ouest. Le PAD jouit donc d'une situation géographique favorable pour son exploitation.

Le port est divisé en trois zones : la zone Sud, la zone Pêche et la zone Nord. Ainsi le Mole2 se situe en zone Sud dans le Port de Dakar entre le bassin Médian et Est.

1.5.2 Conditions météorologiques à Dakar

La connaissance des paramètres relatifs à la météorologie s'avère importante. Elle nous renseigne sur les données climatiques qui sont déterminant sur le comportement des ouvrages réalisés au niveau des ports.

Pendant la saison sèche qui s'étend de novembre à mai, au cours de laquelle les températures sont relativement élevées, le vent souffle généralement du secteur Nord,

légèrement Nord - Ouest le jour et Nord-est la nuit.

Le vent est parfois interrompu par l'harmattan, vent d'origine continentale de secteur N.E. à E, chargé de fines poussières qui déterminent des brumes assez denses.

Pendant la saison des pluies (saison chaude) qui s'étend de juin à octobre, le vent souffle de l'Ouest et du Nord-Ouest. Il est parfois interrompu par la mousson de S.W.

La vitesse moyenne mensuelle des vents la plus élevée a atteint $5,6 \text{ m/s}$

La force 7 (14 à 17 m/s) est dépassée 12,2 jours par an.

La saison des pluies dans cette zone se déroule de Juin en Octobre et celle sèche va de Novembre à Mai.

1.5.3 Données nautiques

1.5.3.1 Les marées

Dakar présente des marées de type semi diurne (2 hautes mers par jour) avec des amplitudes qui sont faibles.

Le marnage suivant est observé :

- $1,20 \text{ m}$ pour les marées de vives eaux ($0,40 \text{ m}$ à $1,60 \text{ m}$)
- $0,60 \text{ m}$ pour les marées de mortes eaux ($0,70$ à $1,30 \text{ m}$)
- $1,70 \text{ m}$ pour les vives eaux exceptionnelles (PBM et PHM) ($0,20 \text{ m}$ et $1,80 \text{ m}$)

Les quais et les terre-pleins doivent être arasés à $+ 2,50 \text{ m}$.

1.5.3.2 La houle

Les houles observées sont de deux types, l'une direction WNW et l'autre SW. Les houles du secteur 1500 à 240 présente des périodes comprises entre 5 et 13 secondes et des amplitudes ne dépassant pas $4,75 \text{ m}$.

Les plus grandes vagues de direction SN ont une amplitude de 5.00 m et une période de 12 secondes avec une fréquence d'apparition de $0,01\%$.

1.5.3.2 Courants côtiers

Il existe dans la baie de Gorée un courant général ($0,30 \text{ m/s}$ avec un maximum de $0,50 \text{ m/s}$) qui tourne dans le sens trigonométrique positif: Nord -Sud devant Dakar et Est-ouest dans le

fond de la baie.

1.5.3.3 Transports littoraux

Les courants précités ne devraient poser aucun problème ni pour la navigation, ni pour le cheminement des sédiments.

Conclusion partielle

À travers ce chapitre des généralités sur les types de quai, nous avons fait une présentation des variantes de quai. Nous ne nous sommes pas seulement limiter aux types de quai poids mais nous avons élargir cette étude en présentant d'autres comme les ouvrages avec écrans plans et ouvrages sur pile. Ce chapitre donne aussi les fonctions des quais et décrit les forces agissantes en général sur les ouvrages d'accostages. Il est à préciser aussi que dans le calcul pratique des murs de quai certaines forces seront négligées et des améliorations seront faites.

Dans ce chapitre une présentation de données relatives au Port de Dakar a été faite. Ceci nous a permis de localiser le site ou le projet est réalisé.

Chapitre 2 : Étude technique des quais-poids

Cette partie constituera à faire un dimensionnement complet de deux ouvrages massifs.

Les deux quais sont le mur en blocs et le mur en voile et chacun présente des particularités de conception et de réalisation.

Un calcul théorique des quais et un exemple concret et pratique de calcul de quai seront exposés dans cette partie.

Ce travail se fera dans les conditions météorologiques, géotechniques et d'exploitation spécifiques au Port Autonome de Dakar.

2.1 Hauteur des ouvrages

La hauteur de l'ouvrage est déterminée par le tirant d'eau du navire type du projet et réciproquement cette dimension impose le plus grand navire reçu.

Cette 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 limitant rigoureuse pour le tirant d'eau à recevoir, et elle est difficile à augmenter à l'avenir pour certaines catégories d'ouvrages.

La hauteur d'un ouvrage d'accostage peut être déterminée de la façon suivante :

- Le niveau supérieure de l'ouvrage doit être arasé à une cote supérieure de 1,5 à 2 m à celle des plus hautes eaux connues : cette marge doit tenir compte de l'importance locale des surcotes des marées de vives-eaux exceptionnelles dues aux vents ou aux crues de rivières maritimes ; elle est suffisante pour éviter au clapotis de la houle des plans d'eau de submerger le quai.
- On détermine la côte de dragage du pied des ouvrages d'accostage en retranchant du niveau de la plus basse mer connue, la valeur maxima du tirant d'eau des navires devant être reçus au poste, augmentée d'une marge comprise entre 0,5 et 1 m. Cette marge est d'autant plus forte que le sol est dur (risque d'avarie par échouage).

Donc le calcul de stabilité de l'ouvrage est effectué en considérant qu'il est dragué à sa cote théorique augmentée d'une surprofondeur correspondant à la tolérance d'exécution (entre 0,5 et 1 m).

La valeur de la hauteur totale de l'ouvrage au-dessus du fond est pratiquement égale à la somme de l'enfoncement maximum du plus grand navire devant être reçu au poste considéré et de la variation maxima du plan d'eau augmentant d'une marge variant de 2 m à 3 m.

Ainsi la valeur de la hauteur des quais de notre projet est estimée de la manière suivante :

D'abord on considère que les quais et terres pleins sont arasés à +2,5 m ;

Cette cote d'arasement de +2,5 m est choisi pour minimiser le cout du projet sans que la stabilité de l'ouvrage ne soit menacée.

Les données nautiques du port nous donnent que $PMVEE=+1,9$ m et $BMVEE=+0,2$ m

D'après les données du projet la hauteur de tirant d'eau de 9,3 m, la variation maximum du plan d'eau de 1,7 m et avec une marge de 2 m on aura :

$$H=9,3+1,7+2$$

$$H=13 \text{ m}$$

La longueur d'un quai continu est généralement égale à la somme des longueurs hors tout des navires à recevoir simultanément plus une marge de sécurité. Dans ce projet et pour des besoins d'études, on considère des quais de longueur 100 m ; longueur de projet.

$$L=100 \text{ m}$$

2.2 Théorie sur le calcul du mur de quai

Le calcul des quais-poids se fait suivant deux phases ; le calcul de stabilité d'ensemble et le calcul de la stabilité interne. La première nous permet de savoir la stabilité globale de l'ouvrage face aux forces qui lui sont appliquées et la stabilité interne impose aux différents matériaux constituant l'ouvrage un comportement non préjudiciable.

2.2.1 Stabilité d'ensemble

Cette stabilité se calcule aux regards de :

- Stabilité au renversement
- Stabilité au glissement
- Stabilité poinçonnement (capacité portante)

2.2.1.1 La stabilité au renversement :

Le mur du quai doit être conçu pour résister aux efforts qui peuvent provoquer son renversement. On définit la sécurité au renversement comme le rapport entre le moment stabilisant et le moment renversant. Généralement le facteur de sécurité doit être de 1,5 au minimum pour les terrains pulvérulents et de 2,0 pour les terrains cohérents d'après ADEPTS.

La poussée des terres, la pression latérale due aux surcharges et les pressions hydrostatiques tendent à faire basculer le mur par rotation autour du patin pour le cas des quais en voile ou un simple renversement pour ceux en blocs.

On définit le coefficient de sécurité par la relation suivante : $F_R = \frac{\sum M_{\text{Stabilisants}}}{\sum M_{\text{Renversants}}}$

2.2.1.2 La stabilité au glissement

Cet état est matérialisé par l'équilibre des forces. Ainsi il devient important d'envisager l'éventualité du déplacement du quai sur le plan de sa fondation.

Les forces horizontales tendent à translater le mur du quai et la somme des forces verticales s'opposent à cette action. La résistance au cisaillement $\tan\phi$ offerte par la base participe aussi à la stabilisation du quai.

Le facteur de sécurité doit être pris égal à 2 ou 3 en fonction des projets :

$$F_G = \frac{CaxB + V \tan \delta}{H}$$

V : somme des forces verticales

H : somme des forces horizontales

Ca : la cohésion

$$\delta = \frac{2}{3} * \varphi$$

φ : l'angle de frottement interne de l'enrochement.

C'est important de noter aussi que la résistance au glissement sur la base du mur du quai en voile peut être améliorée si nécessaire de deux façons :

- En inclinant la surface d'appui de la semelle et le quai doit alors se déplacer vers le haut sous l'effet du glissement.
- En construisant une « bêche »

2.2.1.3 Position de la résultante

On calcule l'excentricité e_A définie ainsi : $e_A = \frac{|\sum M|}{\sum F_v}$.

La valeur de e_A cherchée doit se trouver dans le tiers central.

2.2.1.4 Capacité portante

Cette capacité est vérifiée avec un coefficient de sécurité de 2,5.

Avec les données géotechniques du terrain constituant la fondation de l'ouvrage la capacité admissible du sol est calculées.

Un enrochement est généralement posé à l'interface de la base pour réduire les tassements en augmentant sa capacité portante.

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_p = \frac{q_{adm}}{\sigma_{max}} \geq 2,5$$

q_{adm} représente la contrainte admissible du sol et σ_{max} la contrainte maximale au niveau de la base du mur ou de la semelle.

2.2.2 Stabilité interne

Il s'agit de vérifier en ce moment en appliquant par exemple les règlements de calculs du béton armé ou d'autres matériaux susceptibles d'être utilisés comme les éléments en acier :

- La résistance des sections en béton armé et de la poutre de couronnement par les effets des sollicitations du navire et des poussées.
- Le non-glissement entre les blocs préfabriqués qui sera défini en grande partie par la forme des blocs. Et d'après les essais d'un Monsieur Grenier (École Nationale des Ponts et Chaussées) le coefficient de frottement de béton sur béton est au moins égal à 0,55.

2.3 Exemple pratique de calcul de mur de quai

2.3.1 Mur en blocs

2.3.1.1 Description du quai en bloc

Pour ce projet et suivant les spécifications du navire de projet il sera conçu un quai en blocs constitué de cinq assises et comme superstructure une poutre de couronnement en béton armé avec 1,5m de hauteur et un patin coté remblai. Des bollards sont fixés à chaque 25 m soit 4 points d'accostages des navires tout au long du quai (cf. coupe type du quai)

Le mur en blocs se présente ainsi :

1. une première assise fondée sur le sol d'assise partant de la cote -10,5 m à la cote -8,5 m; soit une hauteur de 2 m et une longueur de 6m et une largeur de 7 m.
2. une deuxième assise qui part de la cote -8,5 m à la cote -6,5m; soit une hauteur de 2m et une longueur 6m.
3. une troisième assise partant de la cote -6,5 m à la cote -4 m ; soit une hauteur de 2,5 m et une longueur de 5,5 m.
4. une quatrième assise qui part de la cote -4m à la cote -1,5 m ; soit une hauteur de 2,5 m et une longueur 4,5 m.
5. une cinquième assise qui part de la cote - 1,5 m à la cote + 1 m, soit une hauteur de 2,5 m. La longueur de ce bloc est de 4,5 m.

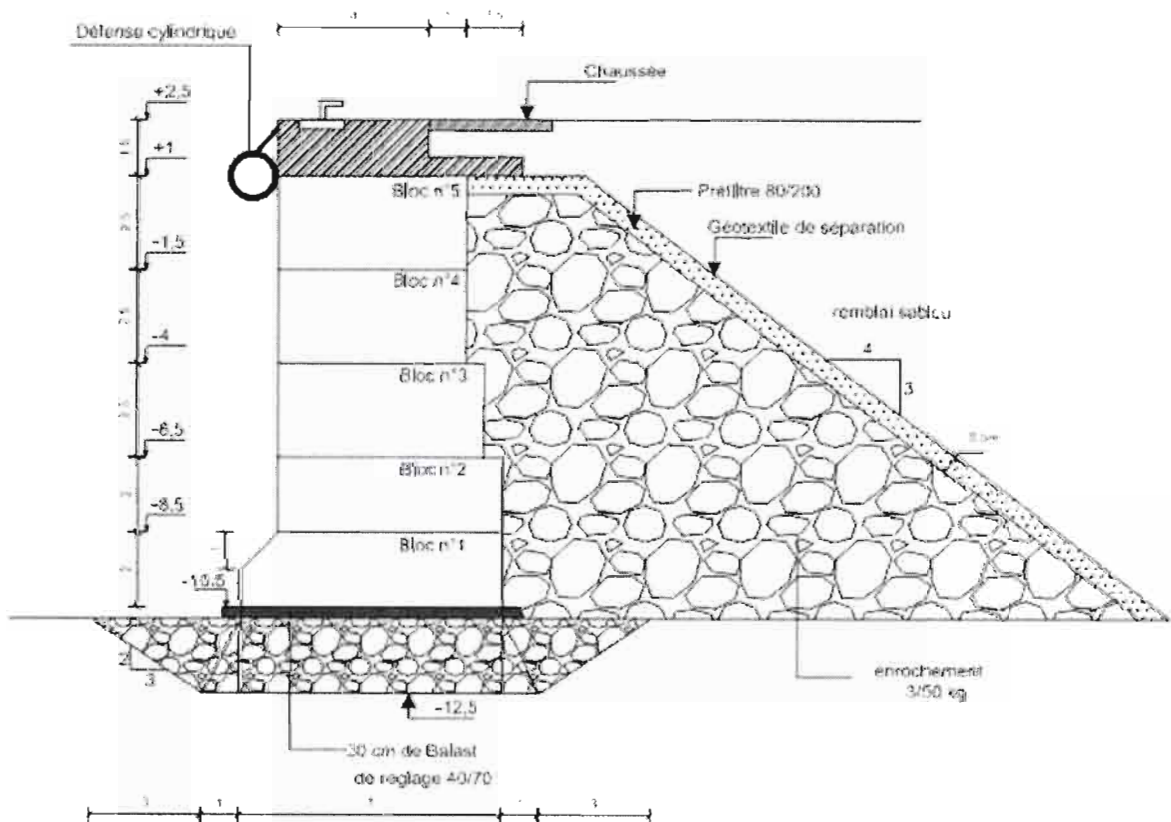


Figure 2.1 : Coupe type du quai en blocs

Le volume de ces blocs obtenu est :

$$\text{Le bloc 1ère assise est de volume } V_1=(7*2-0,5)*100=1350 \text{ m}^3$$

$$\text{Le bloc 2ème assise est de volume } V_2=2*6*100=1200 \text{ m}^3$$

$$\text{Le bloc 3ème assise est de volume } V_3=2,5*5,5*100=1375 \text{ m}^3$$

$$\text{Le bloc 4ème assise est de volume } V_4=2,5*4,5*3*100=1500 \text{ m}^3$$

$$\text{Le bloc 5ème assise est de volume } V_5=2,5*4,5*3*100=1500 \text{ m}^3$$

Donc le volume total de blocs de béton massif est $V=6925\text{m}^3$ sur 100 ml

Les poids sont calculés avec les données de calcul.

Le poids volumique du béton massif est de $2,4\text{T/m}^3$ et les dimensions des blocs sont données dans la figure.

On a pris une largeur de pile de 3 m.

Les poids des blocs des assises à sec avant pose sont :

W_1 : poids du bloc de la 1^{ère} assise

$$W_1=(7*2-0,5)*2,4*3$$

$$W_1=97,2 \text{ T}$$

W_2 : poids du bloc de la 2^{ème} assise

$$W_2=2*6*2,4*3$$

$$W_2=86,6 \text{ T}$$

W_3 : poids du bloc de la 3^{ème} assise

$$W_3=2,5*5,5*2,4*3$$

$$W_3=99 \text{ T}$$

W_4 : poids du bloc de la 4^{ème} assise

$$W_4=2,5*4,5*2,4*3$$

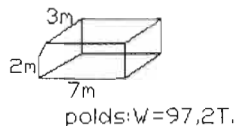
$$W_4=81 \text{ T}$$

W_5 : poids du bloc de la 5^{ème} assise

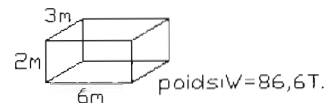
$$W_5= (0,8*4,5*2,4+ 1,7*4,5*2,4)*3$$

$$W_5=81\text{T}$$

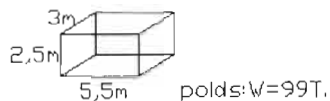
Bloc de la 1ère assise



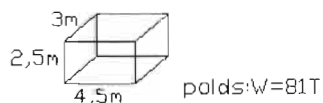
Bloc de la 2ème assise



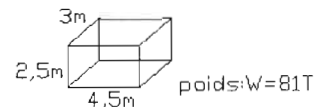
Bloc de 3ème assise



Bloc de la 4ème assise



Bloc de la 5ème assise



2.3.1.2 Hypothèses de calcul

a. Surcharges du terre-plein

Le chargement considéré en service est de 6T/m^2 . Ce chargement est considérée uniformément réparti sur tout le terre-plein.

b. Gradient hydraulique

Le gradient hydraulique est donné par le marnage. On a au niveau du Port Autonome de Dakar :

- PHMVEE (plus hautes marées des vives eaux équinoxes)= 1,9 m
- PBMVEE (plus basses marées des vives eaux équinoxes)= 0,2 m

Le marnage étant défini comme étant égal à la variation des PHMVEE et PBMVEE.

$$\text{Marnage} = 1,9\text{m} - 0,2\text{m} = 1,7\text{m}$$

Par suite le gradient hydraulique = $1/2$ marnage

$$= 1,7/2 = 0,85$$

On prend généralement un gradient de 1m

c. Matériaux des blocs

Pour ces matériaux on va considérer ceux constituant la poutre en béton armé (couronnement) et ceux des blocs massifs en béton non armé. Pour cela on a :

- Béton armé pour la poutre de couronnement en : $\gamma = 2,5\text{T/m}^3$ et $\gamma' = 1,5\text{T/m}^3$
- Béton non armé pour les blocs massifs : $\gamma = 2,5\text{T/m}^3$ et $\gamma' = 1,5\text{T/m}^3$

d. Matériaux du remblai derrière le quai

Le remblai est constitué généralement de sable avec les caractéristiques suivantes :

$$\Phi = 30^\circ, \gamma = 1,9\text{T/m}^3 \text{ et } \gamma' = 1,1\text{T/m}^3$$

e. Matériaux épaulement (enrochement 3/50kg)

Ce matériau définira la poussée sur le mur et il est constitué d'enrochement. L'épaulement réduit aussi la poussée du remblai sableux qui a un angle de frottement plus petit. Les matériaux d'enrochement ont les caractéristiques suivantes :

$$\Phi = 40^\circ, \gamma = 1,80\text{T/m}^3 \text{ et } \gamma' = 1,10\text{T/m}^3$$

f. Effort d'accostage

Dans cette étude on travaille un navire de projet de 20000 TPL. Avec le navire type on pourra déterminer dans ce qui suit la force d'accostage qui sera appliquée au quai.

g. Effort d'amarrage

Cette force est déterminée aussi par le navire type de 20000 TPL qui va déterminer le bollard correspondant.

h. Engins de manutention

Les engins de manutention de 100T /essieu présentent les données suivantes :

- Distance entre essieu : 5,4m
- Distance entre axe roues : 2,4m
- Largeur d'encombrement : 3,5m
- Pression des pneumatiques : 8kg/cm^3 avec une section 55*110

Les charges du aux engins sont inclus dans les surcharges de 6T/m^2 répartie uniformément sur la poutre.

i. Caractéristiques géotechnique du sol

Des résultats à la suite d'essais de laboratoire ont donné les caractéristiques du sol d'assise :

- De poids volumique humide de $2,04 \text{ T/m}^3$
- De poids volumique sec de $1,64 \text{ T/m}^3$
- De poids spécifique des grains solides de $2,72 \text{ T/m}^3$
- Des cohésions de 35kpa et des ϕ de 20°
- Pas de gonflement

$$\gamma = 2,04 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_d = 1,645\text{T/m}^3$$

$$\gamma_s = 2,726 \text{ T/m}^3$$

γ = poids volumique du sol humide dans l'état ou il se trouve.

γ_d = poids volumique du sol sec (après expulsion de l'eau) .

γ_s = poids volumique des grains solides.

j. Coefficients de sécurité

Les coefficients de sécurité suivant sont généralement définis dans les cahiers de charges :

- Stabilité au renversement : 1,5
- Stabilité au glissement : 2
- Capacité de la portance : 2,5

IL est aussi à noter que la résultante doit être dans le tiers central.

2.3.1.3 Calcul effectif du mur

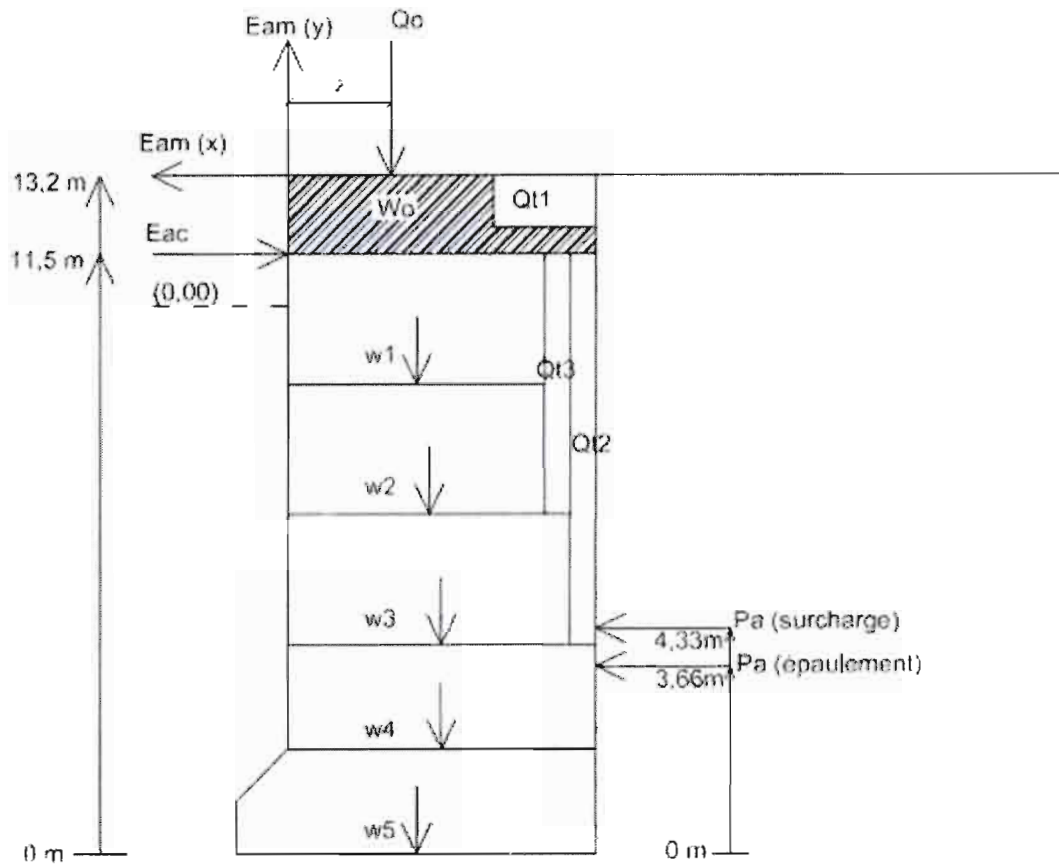


Figure 2.2 : coupe du quai en blocs avec inventaire des forces

a. Sollicitation des bollards

Avec le navire de projet de 20000TPL on a des bollards de 75 tonnes constituant la force de traction sur le mur. Cette force de traction notée E est aussi prise faisant un angle de 30° avec l'horizontal, par suite on a :

$$E_H = [(E \cos 30^\circ) \div (\text{longueur de poutre})] * \text{largeur pile}$$

$$E_H = [(E \sin 30^\circ) \div (\text{longueur de poutre})] * \text{largeur pile}$$

$$E_H = [(E \cos 30^\circ) \div (25)] * 3$$

$$E_V = [(E \sin 30^\circ) \div (25)] * 3$$

Donc on a :

$E_H = 7,8 \text{ T}$ avec un bras de levier de 13,2 m.

$E_V = 4,5 \text{ T}$ avec un bras de levier de 0,5 m.

b. Sollicitation des remblais

Les remblais agissent sur le mur par une poussée des terres.

Nous allons proposer de calculer cette poussée avec la méthode de coulomb.

La formule générale donnée par Coulomb est la suivante :

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma H^2 * K_{ca}$$

γ : le poids volumique des terres.

K_{ca} : le coefficient de poussée de coulomb

H : la hauteur du remblai

$$K_{ca} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

α : l'angle droit au coin du mur

φ : l'angle de frottement interne des terres

β : l'angle d'inclinaison du terre-plein

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi$$

– Pour l'épaulement

$$\alpha = \frac{\pi}{2}, \quad \varphi = 40^\circ, \quad \delta = \frac{2}{3} \varphi = 26,66, \quad \beta = 0$$

$$\Rightarrow K_{ca} = 0,2$$

$$H = 11,5 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$$

Donc $P_a = 14,54 * 3 = 43,64$ T sur largeur d'une pile.

La poussée sur les différents blocs va varier suivant les niveaux des assises par la hauteur de H :

H est la hauteur à partir du terre-plein jusqu'au niveau supérieur de l'assise considérée.

$$P_a = \frac{1}{2} * 1,1 * 0,2 * 3 * H^2 \text{ sur largeur de pile.}$$

$$P_a = 0,33H^2$$

La poussée au niveau supérieur de la 5ème assise est calculée en bas et elle appliquée sur la poutre.

❖ 4ème Assise

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma H^2 * K_{ca}$$

$$K_{ca} = 0,2$$

$$\gamma' = 1,1 \text{ T/m}^3$$

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

Donc $P_a = 5,28$ T sur largeur de pile.

❖ 3ème assise

$$P_a = \frac{1}{2} * \gamma H^2 * K_{ca}$$

$$K_{ca} = 0,2$$

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

$$H = 6,5\text{m}$$

Donc $P_a = 13,94$ T sur largeur de pile.

❖ 2ème assise

$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma H^2 * K_{ca}$$

$$K_{ca} = 0,2$$

$$\gamma = 1,1 T/m^3$$

$$H = 9m$$

Donc Pa=26,73 T sur largeur de pile.

❖ 1ère assise

$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma H^2 * K_{ca}$$

$$K_{ca} = 0,2$$

$$\gamma = 1,1T/m^3$$

$$H=11,5m$$

Donc Pa = 43,64 T sur largeur de pile.

– Pour le remblai sableux

$$\alpha = \frac{\pi}{2}, \quad \varphi=30^\circ, \quad \delta=2/3\varphi=20, \quad \beta=0$$

$$\Rightarrow K_{ca} = 0,3$$

$$H = 13m$$

$$\gamma = 1,9 T/m^3$$

$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma H^2 * K_{ca}$$

Donc Pa = 48,16 *3=144,5 T sur largeur d'une pile.

Lc supplément de poussée sur la poutre est :

$$Pa = \frac{1}{2} * 1,1 * 1,5^2 * 0,3$$

Pa = 1,11 T sur pile.

c. Sollicitation des surcharges du terre-plein

Avec l'effet du chargement de 6T/m^2 d'après Coulomb la poussée est calculée de la manière suivante :

$$P_a = q.H. K_{ca} \frac{\sin \alpha}{\sin (\alpha + \beta)}$$

q = la charge uniformément répartie sur terre-plein.

α : l'angle droit au coin du mur

φ : l'angle de frottement interne des terres

β : l'angle d'inclinaison du terre-plein

$$\delta = \frac{2}{3}\varphi$$

– Au niveau de l'épaulement

$q = 6\text{T/m}^2$: le chargement uniformément réparti appliqué sur le terre-plein

$k_{ca} = 0,2$: coefficient de poussée de coulomb

$H = 11,5\text{ m}$: hauteur de l'enrochement exerçant sur le mur.

Donc la poussée de Coulomb donne l'expression suivante :

$$P_a = 6\text{T/m}^2 * 11,5\text{ m} * 0,2 * 3\text{ m}$$

$$P_a = 41,4\text{ T} \text{ et son bras de levier est } 1/3 * 11 = 3,66\text{ m}$$

La répartition des poussées aux différentes assises seront déterminée par la hauteur. On a $P_a = 3,6 H$ sur pile de 3 m.

❖ 4^{ème} assise

$$H = 4\text{ m} \Rightarrow P_a = 14,4\text{ T}$$

❖ 3^{ème} assise

$$H = 6,5 \text{ m} \Rightarrow Pa = 23,4 \text{ T}$$

❖ 2^{ème} assise

$$H = 9\text{m} \Rightarrow Pa = 32,4 \text{ T}$$

❖ 1^{ère} assise

$$H = 11,5\text{m} \Rightarrow Pa = 41,4 \text{ T}$$

➤ Au niveau du remblai sableux

$$Pa = 6\text{T/m}^2 * 13\text{m} * 0,3 * 3\text{m}$$

$$Pa = 70,2 \text{ T} \text{ et son bras de levier est } 1/3 * 13 = 4,33 \text{ m}$$

Le supplément de poussée sur la poutre est :

$$Pa = 6\text{T/m}^2 * 1,5 * 0,3 * 3$$

$$Pa = 8,1 \text{ T}$$

d. Sollicitation d'accostage

On va considérer une force de tonnes transmise par le navire au quai.

Cette réaction correspond à une vitesse d'accostage exceptionnelle de 0,2 m/sec.

On note aussi que le niveau de l'eau au devant du quai peut atteindre très rarement 1,9 m.

Ainsi l'énergie cinétique du navire du projet sera calculée pour pouvoir donner la force d'accostage.

$$E = 1/2 * M_D V^2 (C_e * C_m * C_s * C_c) \text{ en KNm}$$

C_e coefficient d'excentricité

C_m coefficient de masse d'eau ajoutée

C_s coefficient de souplesse de coque

C_c coefficient de configuration de quai

D'après les données du navire du projet on a :

$$E = 209 \text{ KNm} (21,3 \text{ T/m})$$

Une défense cylindrique (1200*700) de 1,5m de longueur

$$(E_N = 1,5 * 151) = 226 \text{ KNm}$$

$$R = 1,5 * 542 = 813 \text{ KNm}$$

Donc la réaction de la poutre sera : $0,9 * 813 = 78 \text{ T}$

Cette force sur une pile de 3m de largeur est :

$$E_{ac} = \frac{78T * 3m}{25m}$$

$E_{ac} = 9,36 \text{ T}$ et son bras de levier est 11,5m

La défense d'accostage sera fixée à 2,5-1,5m, donc à +1m.

e. Surcharge sur poutre

Q_0 : la surcharge sur la poutre.

$$Q_0 = 6 \text{ T/m}^2 * 4m * 3m$$

$Q_0 = 72T$ et son bras de levier est : 2,25m

f. Poids du mur

$$W = W_0 + W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + Q_T$$

W = poids total du mur et des terres sur le mur

W_0 = poids de la poutre de couronnement.

W_1 = poids du bloc de la 1^{ère} assise.

W_2 = poids du bloc de la 2^{ème} assise.

W_3 = poids du bloc de la 3^{ème} assise.

W_4 = poids du bloc de la 4^{ème} assise.

Q_T est le poids total des terres

$$W_0 = (1,5 * 4 + 0,5 * 2,5) * 25 = 181,25 \text{ KN}$$

$W_0 = 18,125 \text{ T/m}$ et son bras de levier est

$x = 2,88$

$$W_1 = (7 * 2 - 0,5) * 1,4 \text{ T/m}$$

$W_1 = 18,9 \text{ T/m}$ et son bras de levier est $x = 3 \text{ m}$

$$W_2=2*6*1,4T/m$$

$$W_2=16,8T/m \text{ et son bras de levier est } x=3,25 \text{ m}$$

$$W_3=2,5*5,5*1,4T/m$$

$$W_3=23,1T/m \text{ et son bras de levier est } x=3,25 \text{ m}$$

$$W_4=2,5*4,5*1,4$$

$$W_4=15,75T/m \text{ et son bras de levier est } x=3 \text{ m}$$

$$W_5=(0,8*4,5*2,4+ 1,7*4,5*1,4) T/m$$

Pour ce bloc une partie de 0,8m est immergée.

$$W_5=19,35 T/m \text{ et son bras de levier est } x=3 \text{ m}$$

Poids des terres : Q_T

$$Q_{T1}=5*1*1,1=5,5T/m \text{ et son bras de levier est de } 5,75 \text{ m}$$

$$Q_{T2}=7,5*0,5*1,1=4,2T/m \text{ et son bras de levier est de } 6,25 \text{ m}$$

$$Q_T=9,7 T/m \text{ et son bras de levier est de } 6 \text{ m}$$

$$W=122T/m*3m=366 T \text{ sur pile de } 3 \text{ m} \quad \text{et son bras de levier est de } 3,3 \text{ m}$$

Pour assurer la stabilité d'ensemble de l'ouvrage on a décidé de mettre un drain du genre barbacane pour supprimer le gradient hydraulique. Ce drain sera placé à la distance de $+(0,2+0,85)=+1,1$ m pour permettre l'écoulement de l'eau.

La pression interne U au niveau de la base est réduite à zéro grâce à des tuyaux installés à + 0,8 m pour libérer et drainer l'eau sous la base.

g. Calcul de la contrainte admissible du sol

Il est prévu de faire une souille de 2 m remplie de moellons. Ceci nous a permis d'offrir une surface régulière à la base du mur et elle permet aussi de supporter au niveau de la base les contraintes localement élevées et surtout de les répartir en les réduisant progressivement aux niveaux inférieurs.

La base B de la fondation au niveau de la couche du sol d'assise devient : $7+2 = 9$ m.

La fondation se comporte comme une semelle filante et on a la formule de calcul suivante :

$$q_{adm} = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}\right)^2 (CNc + \gamma \cdot DN_q) + \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}\right)^2 N_\gamma \gamma' \frac{B'}{2}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \text{ avec } \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V}\right)$$

C : la cohésion du sol

$$C = 35 \text{Kpa}$$

γ = poids volumique du sol.

γ' = poids volumique immergé

$$\gamma' = \gamma_{sa} - \gamma_w$$

$$\gamma' = \gamma_d \left(1 + \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right)$$

D'après les hypothèses de calculs on a :

$$\gamma' = 1,645 \left(1 + \frac{1}{2,726}\right)$$

$$\gamma' = 2,249$$

B' = la nouvelle base obtenue sous l'enrochement.

On note aussi qu'on a fait une fouille d'épaisseur de 1m correspondant à l'épaisseur de fondation.

On a utilisé la répartition de 2 dans 1 d'où on a :

$$B'=7+2=9\text{m}$$

N_q = facteur de capacité portante.

N_c = facteur de capacité portante.

N_γ = coefficient de capacité portante.

$\Phi=20^\circ$ et α suivant les combinaisons donnent les coefficients N_c , N_q et N_γ .

Calculons ces coefficients.

$$N_q = 0 \text{ car } D = 0,$$

$$N_c = 14,83 \text{ et } N_\gamma = 5,39$$

Les contraintes admissibles du sol sont données dans la feuille Excel suivant les états limites considérés. D'après les calculs du tableau Excel ces contraintes sont :

- État limite ultime : $q_{adm} = 189,47 \text{ Kpa}$
- État limite service : $q_{adm} = 180,29 \text{ Kpa}$

2.3.1.4 Vérification de la stabilité du quai

a. Vérification de la stabilité au niveau de l'assise

Au niveau de l'assise on doit vérifier que le quai est stable au renversement et au glissement et s'assurer que la résultante est dans le tiers central. Ces calculs seront menés à l'état limite ultime et l'état limite de service. Un tableau est mis en annexe pour tout le calcul concernant les vérifications ci-dessous.

A l'ELS on a : $G+Q$

A l'ELU on a : $1,35G+ 1,5Q$

❖ Renversement aux ELU et ELS

Le coefficient de sécurité de renversement est défini par la relation suivante :

$$F_R = \frac{\sum M_{\text{Stabilisants}}}{\sum M_{\text{Renversants}}}$$

Après calcul les facteurs de sécurité au renversement sont de 5,278 pour l'ELU et de 3,548 pour l'ELS, cf. tableau 2.1.

Ces coefficients sont largement supérieurs au coefficient de renversement défini dans les cahiers des prescriptions.

❖ Glissement aux ELU et ELS

Le coefficient de sécurité au glissement est défini par la relation suivante :

$$F_G = \frac{C \alpha \times B + V \tan \delta}{H}$$

Nous prenons pour l'angle de frottement sol-béton $\delta = \frac{2}{3} \varphi$.

$\varphi = 40^\circ$ donne $\delta = 26,66$ alors on a :

$$\tan \delta = 0,51$$

$$C \alpha = 0$$

Après calculs le coefficient de sécurité au glissement est de 2,508 pour l'ELU et de 2,599 pour l'ELS, cf. Tableau 2.1

Ces coefficients sont largement supérieurs au coefficient de glissement défini dans les cahiers des prescriptions.

❖ Position de la résultante dans le tiers central

Le facteur de renversement est défini par la relation suivante :

$$e_A = \frac{|\sum M|}{\sum F_v}$$

D'après le tableau 2.1 la résultante est dans le tiers central à l'ELS et l'ELU.

❖ Capacité portante

Le facteur de renversement est défini par la relation suivante :

$$F_p = \frac{q_{adm}}{\sigma_{max}} \geq 2,5$$

Avec q_{dmax} capacité portante max. du sol de fondation ;

Et σ_{max} la contrainte maximale appliquée au sol.

A l'ELS $q_{adm}=189,47\text{Kpa}$ et $\sigma_{max}=58,002\text{Kpa}$. A l'ELU $q_{adm}=180,297\text{Kpa}$ et $\sigma_{max}=70,25\text{Kpa}$

Le coefficient de sécurité est de 3,266 pour l'ELS et 2,566 pour l'ELU. Ces valeurs sont données dans le tableau 2.1.

	ELS	ELU
Moment stabilisateur (T.m)	1550,64	2133,81
Moment renversant (T.m)	437,0014	404,25774
ΣFV (T)	433,33	595,095
ΣFH (T)	85,03	120,999
Excentricité	0,430045	0,09365352
Fr	3,54836392	5,2783405
Fg	2,59906268	2,50827238
σ_{max} (Kpa)	58,002697	70,2500178
α	10,9°	11,45°
$N\gamma$	14,83	14,83
Nc	5,39	5,39
q_{adm} (Kpa)	189,471953	180,291164
F_p	3,26660592	2,56642161

Tableau : 2.1 : Résultats de calcul de la stabilité d'ensemble du mur en blocs

On choisit forfaitairement une épaisseur des contreforts de 55cm.

2.4.5.2 Pré dimensionnement du mur de quai

Le calcul de ces murs de quai se présente comme un mur de soutènement et le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandent une succession de calculs longs et itératifs.

Aussi pour arriver rapidement à des résultats satisfaisant, il devient nécessaire de pré-dimensionner de la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

a) Prédimensionnement des épaisseurs

Les dimensions des épaisseurs sont déterminées en fonction de la hauteur de l'ouvrage et la distance D correspondant à un angle β (l'angle d'inclinaison au niveau du terre-plein).

Or ici $\beta = 0$ donc cette distance $D=0$

Pour $H=13$ m on aura $e_0 = 0,6$ m d'après ADETS.

Pour $H=13$ m nous avons $e_1 = e_2 = 1$ m en se référant à ADETS

On veut réaliser ce mur en voile sans fruit et que le voile garde une épaisseur constante on va essayer d'augmenter e_0 à 1m.

b) Prédimensionnement de la semelle

Les dimensions b_1 et b de la semelle sont données en fonction de la hauteur de H et la pression limite admissible du sol.

$$b = 0,2 + 0,45 H$$

$$b = 6,05 \text{ m}$$

$$b_1 = H/8 \text{ à } H/5$$

$$\text{Soit } b_1 = H/6$$

$$b_1 = 1,7 \text{ m}$$

Pour satisfaire les vérifications de la stabilité avec prudence on multiplie de 1,15 la largeur trouvée.

$$b = 1,15 * 6,05 \text{ d'après ADETS}$$

$$b = 7 \text{ m}$$

Mur à contrefort

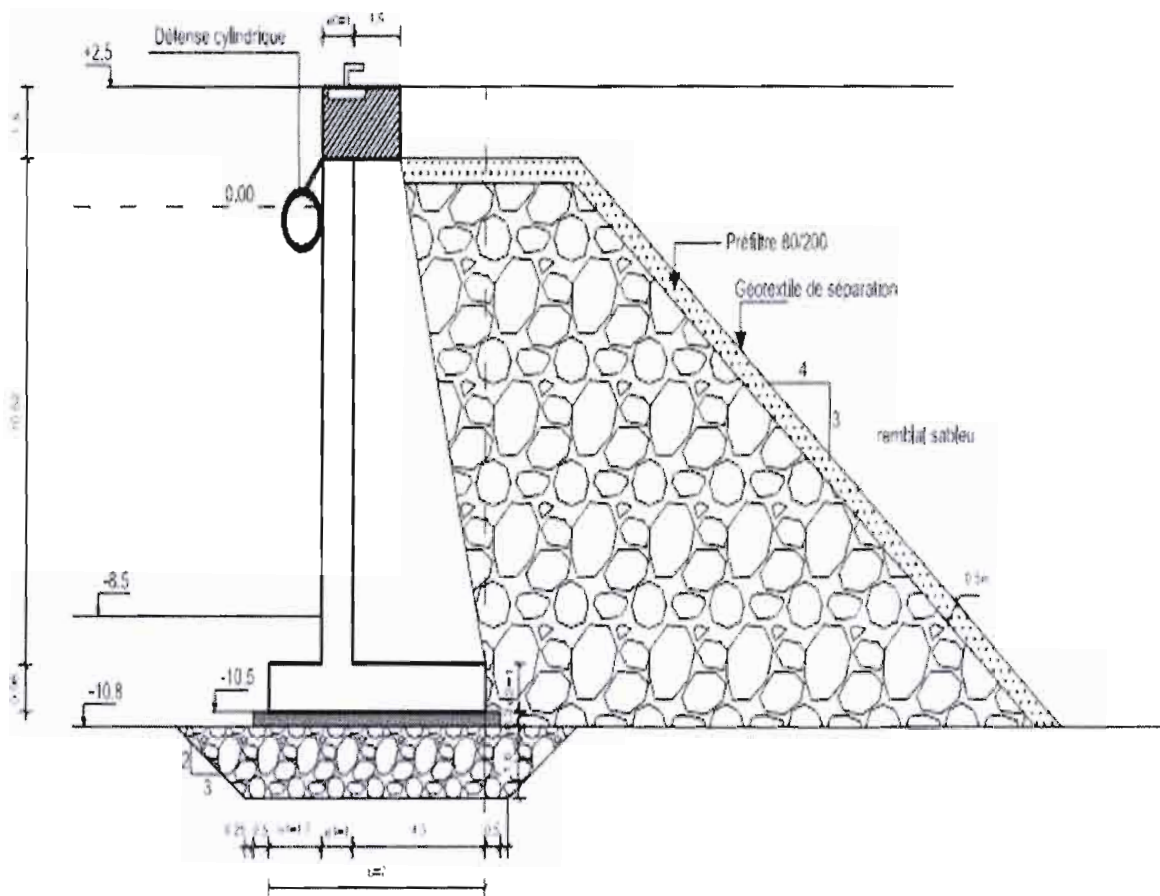


Figure 2.3 : Coupe type du quai en voile

2.3.1.2 Hypothèses de calcul

k. Surcharges du terre-plein

Le chargement considéré en service est de $6T/m^2$. Ce chargement est considérée uniformément répartie sur tout le terre-plein.

l. Gradient hydraulique

Le gradient hydraulique est donné par le marnage. On a au niveau du Port Autonome de Dakar :

- PHMVEE (plus hautes marées des vives eaux équinoxes)= 1,9 m
- PBMVEE (plus basses marées des vives eaux équinoxes)= 0,2 m

Le marnage étant défini comme étant égal à la variation des PHMVEE et PBMVEE.

$$\text{Marnage}=1,9\text{m}-0,2\text{m}=1,7\text{m}$$

Par suite le gradient hydraulique= $1/2$ marnage

$$=1,7/2=0,85$$

On prend généralement un gradient de 1m.

m. Matériaux des blocs

Pour ces matériaux on va considérer ceux constituant la poutre en béton armé (couronnement) et ceux des blocs massifs en béton non armé. Pour cela on a :

- Béton armé pour la poutre de couronnement en : $\gamma=2,5\text{T}/\text{m}^3$ et $\gamma'=1,5\text{T}/\text{m}^3$
- Béton non armé pour les blocs massifs : $\gamma=2,4\text{T}/\text{m}^3$ et $\gamma'=1,4\text{T}/\text{m}^3$

n. Matériaux du remblai derrière le quai

Le remblai est constitué généralement de sable avec les caractéristiques suivantes :

$$\Phi=30^\circ, \gamma=1,10\text{T}/\text{m}^3 \text{ et } \gamma'=1,9\text{T}/\text{m}^3$$

o. Matériaux épaulement (enrochement 3/50kg)

Ce matériau définira la poussée sur le mur et il est constitué d'enrochement. L'épaulement réduit aussi la poussée du remblai sablcux qui a un angle de frottement plus petit. Les matériaux d'enrochement ont les caractéristiques suivantes :

$$\Phi=40^\circ, \gamma=1,80\text{T}/\text{m}^3 \text{ et } \gamma'=1,10\text{T}/\text{m}^3$$

p. Effort d'accostage

Dans cette étude on travaille avec un navire de projet de 20000 TPL. Avec le navire type on pourra déterminer dans ce qui suit la force d'accostage qui sera appliquée au quai.

q. Effort d'amarrage

Cette force est déterminée aussi par le navire de 20000 TPL qui va déterminer le bollard correspondant.

r. Engins de manutention

Les engins de manutention de 100T /essieu Avant présentent les données suivantes :

- Distance entre essieu : 5,4m
- Distance entre axe roues : 2,4m
- Largeur d'encombrement : 3,5m
- Pression des pneumatiques : 8kg/cm³ avec une section 55*110

Les charges du à l'engin sont inclus dans les surcharges de 6T/m² réparties uniformément dans le terre-plein.

s. Caractéristiques géotechnique du sol

Des résultats à la suite d'essais de laboratoire ont donné les caractéristiques du sol d'assise :

- De poids volumique humide de 2,04 T/m³
- De poids volumique sec de 1,64 T/m³
- De poids spécifique des grains solides de 2,72 T/m³
- Des cohésions de 35kpa et des ϕ de 20°
- Pas de gonflement

$$\gamma=2,04$$

$$\gamma_d=1,645$$

$$\gamma_s=2,726$$

t. Coefficients de sécurité

Les coefficients de sécurité suivant la stabilité recherchée sont :

- Stabilité au renversement : 1,5
- Stabilité au glissement : 2
- Capacité de la portance : 2,5

IL est aussi à noter que la résultante doit être dans le tiers central.

2.3.1.3 Calcul effectif du mur

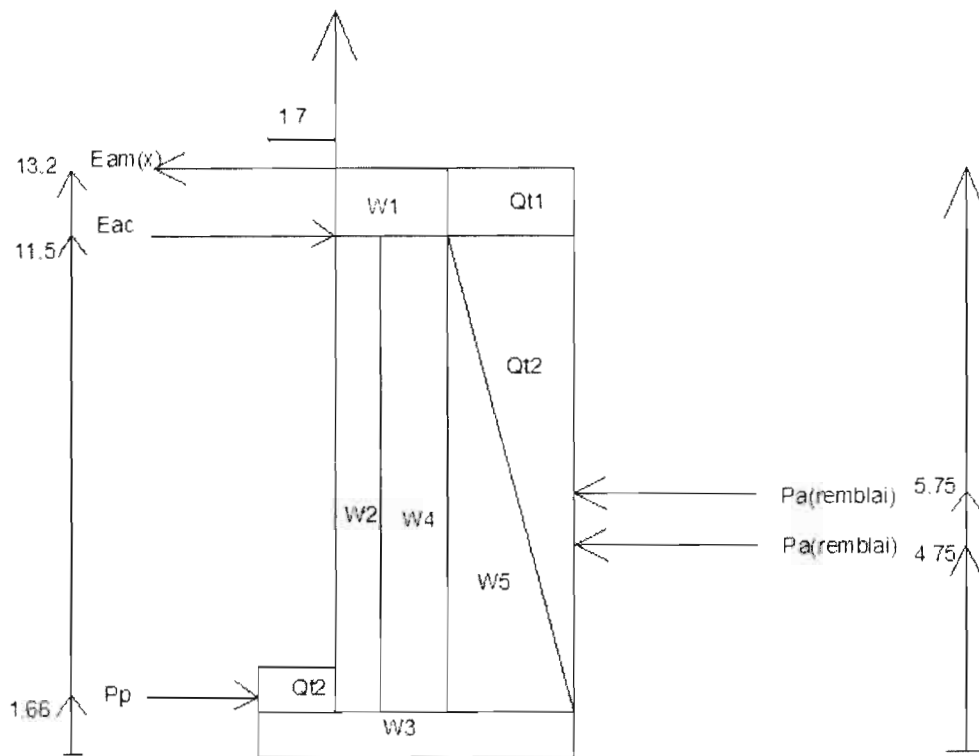


Figure 2.4 : Coupe du quai en voile avec inventaire des forces

a. Sollicitation des bollards

Avec le navire de projet de 20000TPL on a des bollards de 75 tonnes constituant la force de traction sur le mur. Cette force de traction notée E est aussi prise faisant un angle de 30° avec l'horizontal, par suite on a :

$$E_V = [(E \cos 30^\circ) \div (\text{longueur de poutre})]$$

$$E_H = [(E \sin 30^\circ) \div (\text{longueur de la poutre})]$$

$$E_H = [(E \cos 30^\circ) \div (25)]$$

$$E_V = [(E \sin 30^\circ) \div (25)]$$

Donc on a :

$$E_H = 2,59T/m \text{ avec un bras de levier de } 13,2m \text{ par rapport à A.}$$

$E_V = 1,5T/m$ avec un bras de levier de 1,7m par rapport à A.

b. Sollicitation des remblais

Nous allons proposer de calculer cette poussée avec la méthode de Rankine.

La formule générale donnée par Rankine est la suivante :

$$P_a = \frac{1}{2} * \tilde{\alpha} H^2 * K_a$$

H : la hauteur du remblai considéré agissant sur le mur, $\tilde{\alpha}$: masse volumique du remblai considéré

Et K_a : coefficient de poussée de Rankine et est définie ainsi :

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}$$

φ : l'angle de frottement du matériau de remblai utilisé.

- Pour le remblai sableux

La poussée due au remblai sableux qui agit directement sur le parement supposé fictif par suite cette force est horizontale. On signale qu'il y'a pas de soucis technique à faire une telle considération sur la direction de la force et correspond même au cas le plus défavorable.

H : hauteur du remblai sableux agissant directement sur le mur

φ : l'angle de frottement du remblai sableux

K_a : coefficient de poussée de Rankine du au sable.

D'après les hypothèses de calcul on a :

$$H=1,5m, \gamma = 1,9T/m^3, \varphi=30^\circ$$

$$K_a = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} \Rightarrow K_a = 0,333$$

Donc toutes les hypothèses sorties cette poussée de Rankine se calcule facilement :

$$\text{À } z = 0 \quad \sigma_z = \gamma z \quad K_a = 0$$

σ_z : la contrainte à l'altitude z.

$$\text{À } z=3 \quad \sigma_z = 1,9 * 1,5 * 0,333 = 0,949 \text{ T/m}^2$$

$$Pa = \frac{1}{2} * 1,9 * 1,5^2 * 0,333$$

$$Pa = 0,71 \text{ T/m}^2$$

– Pour l'encrochement

$$H=11,5\text{m}, \gamma'=1,1\text{T/m}^3, \varphi=40^\circ$$

$$k_a = \frac{1 - \sin 40^\circ}{1 + \sin 40^\circ} \Rightarrow k_a = 0,217$$

$$\text{À } z=1,5\text{m on a : } \sigma_z = \gamma z K_a, \sigma_z = 1,9 * 1,5 * 0,217 = 0,61 \text{ T/m}^2$$

$$\text{À } z = 13\text{m on a : } \sigma_z = \gamma' z K_a, \sigma_z = (1,5 * 1,9 + 1,1 * 11,5) * 0,217 = 3,36 \text{ T/m}^2$$

Donc comme les forces suivant les remblais agissant sur le mur total sont calculées la force de poussée totale donne :

$$Pa = \frac{1}{2} * (0,61 + 3,36) * 11,5$$

$$Pa = 22,8 \text{ T/m.}$$

Donc la poussée totale sur le mur est :

$$Pa = 22,8 + 0,71$$

$$Pa = 23,5 \text{ T/m}$$

Mais pour déterminer le point d'application de cette force totale on détermine les différentes forces et les points d'applications correspondants.

Le remblai agit sur le mur avec un diagramme de pression qui peut être subdivisé en trois parties.

Les forces et les points d'applications sont explicités dans la figure suivant.

Les forces ainsi obtenues sont les suivantes :

F_{a1} : la force exercée par le remblai sableux sur la poutre de couronnement.

F_{a2} : la force exercée par la partie rectangulaire du diagramme de pression du à l'épaulement sur le mur à partir de 1,5 m.

F_{a3} : la force exercée par la partie triangulaire du diagramme de pression du à l'épaulement sur le mur de quai.

Donc la force exercée par l'épaulement sur le mur de quai donné par le digramme de pression est subdivisé en deux forces qui sont F_{a2} et F_{a3} .

Calculons les forces ainsi listées ci-dessus.

$$F_{a1} = \frac{l}{2} * 0,949 * 1,5$$

$$F_{a1} = 0,71 \text{ T/m et son bras de levier est } x = \frac{l}{3} * 1,5 + 11,5 = 12 \text{ m}$$

$$F_{a2} = 0,61 * 11,5$$

$$F_{a2} = 7 \text{ T/m et son bras de levier est } x = \frac{l}{2} * 11,5 = 5,75 \text{ m}$$

$$F_{a3} = \frac{l}{2} * (3,36 - 0,61) * 11,5$$

$$F_{a3} = 15,81 \text{ T/m et son bras de levier est } x = \frac{l}{3} * 11,5 = 3,83 \text{ m}$$

Donc le point d'application est donné par l'expression suivante : $\sum_{i=1}^3 F_{ai} * Xi = Pa * X$

Xi : le point d'application de la force F_{ai}

Pa : la force totale sur le mur

On souligne que les moments sont pris à la base.

$$0,71 * 12 + 7 * 5,75 + 15,81 * 3,83 = X * 23,5$$

$$X = 4,65 \text{ m}$$

c. Sollicitation des surcharges du terre-plein

Avec l'effet du chargement de $6T/m^2$ d'après Coulomb la poussée est calculée de la manière suivante :

Cette poussée est due aux surcharges sur terre-plein. Ces derniers reposant sur le terre-plein exercent une poussée sur le mur qui est calculée de la façon suivante d'après Rankine.

$$P_a = q \cdot H \cdot K_a$$

q : la surcharge de $6T/m^2$ sur terre-plein

H : la hauteur d'enrochement agissant sur le mur, K_a : le coefficient de poussée de Rankine.

La poussée du remblai est négligée car elle est presque nulle. Cette poussée n'agit presque pas sur la poutre.

$$P_a = 0,217 \cdot 6 \cdot 11,5m$$

$P_a = 14,9 T/m$, son point d'application est :

$$X = 11,5/2$$

$$X = 5,75m$$

d. Sollicitation d'accostage

On va considérer une force de tonnes transmise par le navire au quai.

Cette réaction correspond à une vitesse d'accostage exceptionnelle de $0,2 m/sec$.

On note aussi que le niveau de l'eau au devant du quai peut atteindre très rarement $1,9 m$.

Ainsi l'énergie cinétique du navire du projet sera calculée pour pouvoir donner la force d'accostage.

$$E = 1/2 \cdot M_D \cdot V^2 \cdot (C_e \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_c) \text{ en KNm}$$

C_e coefficient d'excentricité

C_m coefficient de masse d'eau ajoutée

C_s coefficient de souplesse de coque

C_c coefficient de configuration de quai

D'après les données du navire du projet on a :

$$E = 209KNm \text{ (} 21,3T/m \text{)}$$

Une défense cylindrique (1200*700) de 1,5m de longueur

$$(E_N = 1,5 * 151) = 226 \text{KNm}$$

$$R = 1,5 * 542 = 813 \text{KNm}$$

Donc la réaction de la poutre sera : $0,9 * 813 = 78 \text{ T}$

Cette force par mètre linéaire est :

$$E_{ac} = \frac{78 \text{ T}}{25 \text{ m}}$$

$E_{ac} = 3,12 \text{ T/m}$ et son bras de levier est 11,5m

La défense d'accostage sera fixée à 2,5-1,5m, donc à +1m.

e. Surcharge sur poutre

$$Q_0 = 6 \text{ T/m}^2 * 2,5 \text{ m}$$

6 T/m^2 est le chargement défini constant sur la poutre.

La longueur de la poutre est de 2,5m.

$Q_0 = 15 \text{ T/m}$ et son bras de levier est : 2,25m

f. Poids du mur

Pour les parties en béton armé on va calculer avec le poids volumique du béton égal à $2,5 \text{ T/m}^2$ pour la partie émergée et les dimensions du mur sont données dans la figure. Pour les remblais aussi, les poids volumiques sont donnés dans les hypothèses de calcul.

$$W_1 = 1,5 \text{ m} * 2,5 \text{ m} * 1,4 \text{ T/m}^3$$

$W_1 = 9,38 \text{ T/m}^2$ et son bras de levier est $x = 2,5/2 + 1,7 = 2,95 \text{ m}$

$$W_2 = 10,5 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1,4 \text{ T/m}^3$$

$W_2 = 26,25 \text{ T/m}$ et son bras de levier est $x = 1/2 + 1,7 = 2,2 \text{ m}$

$$W_3 = 7 \text{ m} * 1 \text{ m} * 1,4 \text{ T/m}^3$$

$W_3 = 17,5 \text{ T/m}$ et son bras de levier est $x = 7/2 = 3,5 \text{ m}$

$$W_4 = 1,5 \text{ m} * 11 \text{ m} * 1,4 \text{ T/m}^3$$

$W_4 = 41,25 \text{ T/m}$ et son bras de levier est $x = 1,5/2 + 2,7 = 3,45 \text{ m}$

$$W_5 = 1/2 * 2,8m * 11m * 1,4T/m^3$$

$$W_5 = 38,5T/m \text{ et son bras de levier est } x = 11/3 = 3,66m$$

$$Q_{T1} = 1,5m * 2,8m * 1,9 T/m^3$$

$$Q_{T1} = 7,98 T/m \text{ et son bras de levier est } x = 2,8/2 + 2,5 + 1 + 1,7 = 6,6m$$

$$Q_{T2} = 1/2 * 2,8m * 11m * 1,1T/m^3$$

$$Q_{T2} = 16,94 T/m \text{ et son bras de levier est } x = 2/3 * 2,8 + 2,5 + 1 + 1,7 = 6,06m$$

$$Q_{T3} = 1m * 1,7m * 1,1T/m^3$$

$$Q_{T3} = 1,87 T/m \text{ et son bras de levier est } x = 1,7/2 = 0,85$$

Donc toutes les forces ainsi calculées on a poids du mur total égal à :

$$W = 160 T/m \text{ et son bras est de levier est de } x = 3,70m$$

Pour assurer la stabilité d'ensemble de l'ouvrage on a décidé de mettre un drain du genre barbacane pour supprimer le gradient hydraulique. Ce drain sera placé à la distance de :

$$+ (0,2 + 0,85) = +1,1m \text{ pour permettre l'écoulement de l'eau.}$$

La pression interne U au niveau de la base est réduite à zéro pour éviter des soulèvements éventuels du mur ou à long terme un phénomène de renard. Ce ci conduirait aussi à l'obligation d'utiliser des murs plus lourds d'où un cout de l'ouvrage très grand. Pour réussir à une telle chose on a décidé de mettre tubes en PVC pour drainer l'eau de la fondation.

g. Butée

La semelle est encastrée dans l'enrochement. Il existe une butée exerçant une force sur le mur en voile. Cette butée est calculée avec le coefficient de butée de Rankine.

$$P_p = \frac{l}{2} * k_p * \gamma * H^2$$

K_p : le coefficient de butée de Rankine.

γ : Le poids volumique du remblai (enrochement)

H : la hauteur du remblai agissant à gauche sur le mur.

$$K_p = \frac{l}{K_a}$$

Or K_a est calculée ci-dessus ; elle est égale à 0,217

$$\text{Donc } K_p = \frac{l}{0,217}$$

$$K_p = 4,6$$

$$\text{On a : } \gamma = 1,1 \text{ T/m}^3$$

$$H = 2 \text{ m}$$

Alors on a :

$$P_p = \frac{l}{2} * 4,6 * 1,1 * 2^2$$

$$P_p = 10,12 \text{ T /m et son bras de levier est de } \frac{l}{3} * 2 + 1 = 1,66 \text{ m}$$

h. Calcul de la contrainte admissible du sol

On a prévu de faire une souille de 1,8m remplie par suite de l'encrochement du remblai.

Ceci nous a permis d'offrir une surface régulière à la base du mur e elle permet aussi de supporter au niveau de la base les contraintes localement élevées et surtout de répartir en les réduisant progressivement aux niveaux inférieurs.

La base B de la fondation devient : $B = 7 + 1 = 8 \text{ m}$.

La fondation se comporte comme une semelle filante et on a la formule de calcul suivante :

$$q_{adm} = \left(1 - \frac{\alpha^{\circ}}{90^{\circ}}\right)^2 (CNc + \gamma \cdot DN_q) + \left(1 - \frac{\alpha^{\circ}}{90^{\circ}}\right)^2 N_{\gamma} \gamma' \frac{B'}{2} + \gamma_w * D$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \text{ avec } \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{V}\right)$$

C : la cohésion du sol

$$C = 35 \text{ Kpa}$$

γ = poids volumique du sol.

γ' = poids volumique immergé

$$\gamma' = \gamma_{sa} - \gamma_w$$

$$\gamma' = \gamma_d \left(1 + \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right)$$

D'après les hypothèses de calculs on a :

$$\gamma' = 1,645 \left(1 + \frac{1}{2,726}\right)$$

$$\gamma' = 2,249$$

B' = la nouvelle base obtenue sous l'encrochement.

On a utilisé la répartition de 2 dans 1 d'où on a :

$$B'=7+1,5=8,5 \text{ m}$$

N_q = facteur de capacité portante.

N_c = facteur de capacité portante.

N_γ = coefficient de capacité portante.

$\Phi=20^\circ$ et α suivant les combinaisons donnent les coefficients N_c , N_q et N_γ .

Calculons ces coefficients.

$$N_q=0 \text{ car } D=0,$$

$$\text{Pour } \varphi=20 \text{ calculons } N_c=14,83 \text{ et } N_\gamma=5,39$$

Les contraintes admissibles du sol sont données dans la feuille Excel suivant les états limites considérés. D'après les calculs du tableau en annexe on a :

- Etat limite ultime : $q_{adm} = 139,38 \text{ Kpa}$
- Etat limite service : $q_{adm} = 174,75 \text{ Kpa}$

2.3.1.4 Vérification de la stabilité du quai

Au niveau de l'assise on doit vérifier que le quai est stable au renversement et au glissement et s'assurer que la résultante est dans le tiers central. Ces calculs seront menés à l'état limite ultime et l'état limite de service. Un tableau est mis en annexe pour tout le calcul concernant les vérifications ci-dessous.

A l'ELS on a : $G+ Q$

A l'ELU on a : $1,35G+ 1,5Q$

❖ Renversement aux ELU et ELS

Le facteur de renversement est défini par la relation suivante :

$$F_R = \frac{\sum M_{Stabilisants}}{\sum M_{Renversants}}$$

Après calculs les coefficients de sécurité au renversement sont de 4,32 pour l'ELU et 2,9 pour l'ELS. cf tableau 2.3

Ces coefficients sont largement supérieurs au coefficient de renversement défini dans les cahiers des prescriptions.

❖ Glissement aux ELU et ELS

Le coefficient de sécurité au glissement est défini par la relation suivante :

$$F_G = \frac{Ca \times B + V \tan \delta}{H}$$

Nous prenons pour l'angle de frottement sol-béton $\delta = \frac{2}{3}\varphi$.

$\varphi = 40^\circ$ donne $\delta = 26,66$ alors on a :

$$\tan \varphi = 0,51$$

$$Ca = 0$$

Après calcul le coefficient de sécurité au glissement est de 3,058 pour l'ELU et de 3,207 pour l'ELS.cf : tableau 2.3

Ces coefficients sont supérieurs au coefficient de glissement défini dans les cahiers des prescriptions.

❖ Position de la résultante dans le tiers central

Le facteur de renversement est défini par la relation suivante :

$$e_A = \frac{|\sum M|}{|\sum F_v|}$$

Après calcul le tableau 2.3 montre que la résultante est dans le tiers central pour tous les deux états considérés.

❖ Capacité portante

Le facteur de renversement est défini par la relation suivante :

$$F_p = \frac{q_{adm}}{\sigma_{max}} \geq 2,5$$

Avec q_{adm} la contrainte admissible du sol ;

Et σ_{max} la contrainte maximale appliquée au sol.

A l'ELS $q_{adm}=174,75\text{Kpa}$ et $\sigma_{max}=37,79\text{Kpa}$.

A l'ELU $q_{adm}=139,38\text{ Kpa}$ et $\sigma_{max}=51\text{Kpa}$

Le coefficient de sécurité est de 4,62 pour l'ELS et 2,73 pour l'ELU.

Ces valeurs sont données dans le tableau 2.3.

	ELS	ELU
Moment stabilisateur (T.m)	1550,64	2133,81
Moment renversant (T.m)	437,0014	404,25774
ΣFV (T)	433,33	595,095
ΣFH (T)	85,03	120,999
Excentricité	0,430045	0,09365352
Fr	3,54836392	5,2783405
Fg	2,59906268	2,50827238
σ_{max} (Kpa)	58,002697	70,2500178
α	10,9°	11,45°
N γ	14,83	14,83
Nc	5,39	5,39
q_{adm} (Kpa)	189,471953	180,291164
Fp	3,26660592	2,56642161

Tableau 2.2 : Résultats du calcul de la stabilité d'ensemble du mur en voile

Conclusion partielle

Ce chapitre expose d'abord une méthode théorique de calcul de stabilité des murs de quai.

Un exemple de calcul pratique des ouvrages massifs a été présenté pour pouvoir étudier

techniquement le mur de quai et vérifier sa stabilité externe et interne.

Le quai en blocs et le quai en voile ont été choisis pour l'étude technique et la. Ainsi après une conception de ces infrastructures des terminaux un dimensionnement complet et une vérification de stabilité ont été faits.

La stabilité d'ensemble du quai en blocs était à un moment très difficile à avoir.

Ce problème a été résolu en augmentant la longueur de la base et en changeant les dimensions et les formes des blocs. Ce changement des caractéristiques des blocs conçus au début a amené un redimensionnement du mur en blocs.

Le mur en voile après un prédimensionnement de ses différents éléments a présenté une stabilité d'ensemble satisfaisante.

Ces deux murs après quelques difficultés de conception ont montré une possibilité de réalisation technique.

Chapitre 3 : Entretien et coût des Quais-poids

Le mur en blocs et le mur en voile sont des ouvrages qui peuvent être réalisés techniquement. Ainsi leurs coûts seront évalués dans ce chapitre afin de définir les avantages et inconvénients de chacun en vue d'un choix judicieux.

Des recommandations sur l'entretien de ces ouvrages seront exposées pour assurer une vie durable des quais.

3.1 Entretien des ouvrages des quais-poids

Dans cette partie des recommandations utiles pour une bonne tenue des ouvrages et des réparations durant son exploitation sont présentées.

3.1.1 Présentation générale d'entretien courant des ouvrages

Les ouvrages d'accostage doivent faire l'objet d'une surveillance attentive, portant sur l'état de leur parement et de leurs accessoires (dispositifs d'amarrage, dispositifs de protection etc.). Par suite des vérifications périodiques de l'ouvrage deviennent nécessaires pour sa tenue.

Avec l'exposition du site maritime, les ouvrages d'accostages doivent faire l'objet d'un entretien préventif optimal. Ceci devient capital pour que l'ouvrage puisse résister au delà de sa durée. L'entretien tend aussi à assurer la sécurité des personnes, des navires et influence les conséquences commerciales des indisponibilités.

Ainsi, pour assurer un bon entretien, il devient important de disposer des états de référence du projet depuis sa conception et jusqu'à sa réalisation et de faire un suivi régulier avec des procès verbaux à la suite de visites régulières.

Il existe des moyens d'inspection variés selon les parties de l'ouvrage : aspect visuel des parements (fissures, cavité, écartement de joints, corrosion des accessoires) et des accessoires (bollards, défenses et leurs matériels de fixation). Un contrôle des drains, des affouillements, des écoulements d'eau sont aussi nécessaires.

Pour entretenir les quais il est prévu de faire :

- ✓ Le rejointement des parements en maçonnerie

- ✓ La réparation ou changement des organes d'amarrage et d'accostage
- ✓ La réfection la peinture des accessoires
- ✓ La réparation des tuyaux d'évacuation des eaux
- ✓ La réfection de la pierre de couronnement à la suite de chocs des navires

On peut assister à des réparations beaucoup plus importantes quand il y'a un affaissement du terre-plein résultant de départ du remblai en cas de défaillance du filtre.

3.1.2 Transformation des ouvrages d'accostages

La transformation la plus classique est le rempiètement des quais qui a pour objet d'accroître la profondeur au pied des ouvrages. Elle consiste essentiellement à construire un nouvel ouvrage en avant du premier, que l'on conserve pour servir d'ouvrage de soutènement partiel des terres. Les solutions suivantes sont adoptées:

- ✓ Soit en construisant un ouvrage en avant du quai sur la largeur du talus nécessaire pour gagner le supplément de profondeur.
- ✓ Soit en exécutant un rideau de palplanches au pied de l'ouvrage à approfondir. Ce rideau peut être traité sous forme de rideau à tirant.
- ✓ soit en exécutant un quai danois dans lequel l'ancien ouvrage est utilisé comme plateforme d'ancrage. On peut aussi ancrer le rideau sur des pieux inclinés de grande longueur travaillant à la traction.

3.2 Évaluation des coûts

Les ouvrages-poids sont des ouvrages qui nécessitent une quantité de matériaux très importante. Son poids et la mise en œuvre sont les paramètres coût.

L'aspect coût est la partie déterminante du projet.

Le coût des deux ouvrages déjà étudiés techniquement sera estimé et un devis estimatif sera donné.

Ce coût concernera l'ensemble des éléments constituant l'ouvrage et les dépenses liées à sa mise en œuvre.

Le coût total de l'ouvrage est la sommation de différentes parties d'éléments constituant l'ouvrage et leur exécution. Ainsi des prix unitaires de ces éléments sont prix en 2007 lors d'une étude au Port Autonome de Dakar qui sera actualisé à l'aide des formules d'actualisation.

Ainsi la formule proposée est la suivante :

$$F = P (1+i)^n$$

F = le coût de l'ouvrage après actualisation (2009)

P = le coût de l'ouvrage avant actualisation (2007)

n = le nombre d'années entre 2007 et 2009

i = le taux d'actualisation

3.2.1 Définition des postes

3.2.1.1 Dragage de la souille

La souille correspond au volume occupé par la fondation.

Sur la base du mur on a prévu une souille qui est draguée à une épaisseur de 2m.

Dans la coupe du quai en blocs (figure 2.1) la souille est montrée et elle se trouve entre les cotes -10,5 m et -12,5 m.

Sur une longueur de 100m de quai le volume total de souille est calculé avec les dimensions de la souille données au chapitre 2.

3.2.1.2 Moellons de fondation

Les moellons de fondation sont généralement des enrochements. Ces moellons sont choisis pour limiter les tassements.

La souille est remplie de moellons. Le volume occupé par les moellons est égal au volume de la souille.

3.2.1.3 Couche de réglage

Pour permettre à la première assise du mur du quai de se poser sur une surface plane. Une plateforme de fondation qui se repose sur l'enrochement de la souille est réalisée. Ceci est fait par des matériaux appelés ballast de réglage de 40/70 sur une épaisseur de 0,3m.

3.2.1.4 Fourniture et pose de géotextile

Le géotextile constitue un écran pour le sable tout en drainant l'eau et d'arrêter tout au long du remblai du quai à l'interface enrochement-sable. Ce géotextile va servir de filtre mais aussi est utilisé au pied du quai pour éviter la contamination. La surface considérée est égale à la somme des surfaces utilisées à la base de la fondation et à l'épaulement

3.2.1.5 Confection de blocs en béton

Le quai en blocs ainsi étudié est constitué de quatre blocs de béton massifs.

La confection de ces blocs est faite avec les précautions nécessaires pour que le mur du quai puisse résister bien en compression et ne pas être fragile face aux agressions du milieu marin.

3.2.1.6 Pose de blocs de béton

La pose des blocs est un manœuvre un peu délicat. L'entreprise qui doit faire le levage et la pose des blocs doit avoir des engins. Donc la conception de ces blocs dépend des moyens de levage dont dispose l'entreprise ou à faire imposer par le Maître d'ouvrage aux entreprises qui soumissionnent. Les blocs conçus répondent aux moyens de levage dont dispose le PAD car leur poids est inférieur à 100 T.

3.2.1.7 Réalisation de massif de structure

Le massif de superstructure représente la poutre de couronnement et elle est faite en béton armé. Elle doit être bien armée pour qu'elle puisse résister aux efforts de traction et de flexion qui lui sont soumis par l'accostage et l'amarrage.

3.2.1.8 Pose des bollards

Les bollards permettent aux navires d'accoster.

Le quai est de 100 m et est munis de quatre points d'amarrage à chaque 25 m. Donc on aura quatre(4) bollards à poser tout au long du quai.

3.2.1.9 Pose de défenses et accessoires

Quatre points de pose de défenses seront aussi distingués dans la même logique que précédemment. Ces défenses seront munies d'accessoires. Elles sont au nombre de quatre(4) et sont généralement posés au droit de chaque bollard.

3.2.1.10 Exécution de l'épaulement

L'épaulement est constitué d'embrochements 3/50 kg en moellons.

Il permet de protéger le mur du quai contre la poussée du sable.

Soit L=la longueur de base de l'embrochement.

Une pente de 4/3 est prise pour le remblai et la hauteur de remblai est de : 11,5 m – 0,5m.

0,5m est l'épaisseur du filtre.

Donc la largeur L de la base du remblai est calculée ainsi :

$$\frac{4}{3} = \frac{(11,5 - 0,5)}{(L - 3)}$$

$$L - 3 = \frac{3}{4} * (11,5 - 0,5)$$

$$L = 11,25 \text{ m}$$

3.2.1.2 Pierre de couronnement

Pierres d'usure destinée à protéger la poutre de couronnement. Il est plus facile de remplacer la pierre de couronnement que de reconstruire toute la poutre.

3.2.1.3 Pose d'échelle

Ces échelles sont posées pour des éventuelles opérations sur l'ouvrage et de faciliter l'accès au plan d'eau et autres équipes d'interventions pour les plongeurs.

Ainsi il a été décidé de mettre deux échelles sur ce tronçon de 100 m.

3.2.1.4 Fabrication et pose de sacs de géotextile

Pour lutter contre l'affouillement au pied de la base du mur qui peut être provoqué par les hélices des navires il a été posé des sacs de géotextile rempli de béton anti-affouillement.

Ces sacs sont au nombre de 100.

3.2.1.5 Exécution et Pose du mur en béton armé

La pose du mur est une manœuvre un peu délicate. L'entreprise qui doit faire le levage et la pose des différentes parties doit avoir des engins adéquats pouvant faire cette opération.

3.2.2 Quai en blocs

3.2.2.1 Désignation des postes et calcul de leur quantité

Le quai en blocs est composé de différents postes. Chaque poste a une désignation. Les quantités des postes seront données à l'aide du tableau 3.1 ci-dessous.

Les volumes et les surfaces sont donnés suivant leurs fonctions et leur nature. Le calcul de volume ou de surface de quantifier le poste considéré. Le tableau nous permettra d'avoir une vision plus claire des quantités des différentes composantes du quai et d'estimer les besoins en matériaux du quai.

N° Poste	Désignation du poste	Calcul de la quantité du poste
1.1	Dragage de la souille	$V = (9*2+2*2*1,5/2)*100$ $V=2100m^3$
1.2	Moellons de fondation	$V=2100m^3$
1.3	Exécution de la couche de réglage	$V = (1+7+1)*0,3*100$ $V = 240m^3$
1.4	Fourniture et pose de géotextile	$S=(1,5+7+1,5)*100+(3+15,33)*100$ $S =2833m^2$
1.5	Confection de blocs de béton	$V=V_1+V_2+V_3+V_4+V_5=6925m^3$ sur 100ml cf chapitre2.3.1.1
1.6	Pose de bloc de béton	$100/3=33,33$ ce qui donne 34 blocs de béton par assise à poser
1.7	Réalisation du massif de structure	$V = (1,5*4 + 0,5*2,5)*100m=725m^3$
1.8	Pose de bollards	$100/25=4$, 4 bollards à exécuter
1.9	Pose de défenses et accessoires	$100/25=4,4$ défenses et accessoires
1.10	Pierre de couronnement	volume inclus dans la poutre
1.11	Exécution de l'épaulement	$V=V_1+V_2=(3*(11,5-0,5)+1/2*(11,50,5)*(11,25-3))*100=7837,5m^3$
1.12	Pose échelle	2 échelles sur 100m
1.13	F&P de sacs de géotextile	100 sacs

Tableau 3.1 : Désignation et quantité des postes du quai en blocs

3.2.2.2 Coûts de réalisation du quai en blocs

Le coût de réalisation du quai en blocs est déterminé par le prix des quantités de matériaux à utiliser pour la réalisation du quai. Pour chaque poste son prix unitaire est connu. La connaissance de ces prix unitaire nous permet d'avoir le cout de chaque poste du quai. Après la détermination des quantités des postes calculées ci-dessus (tableau 3.1), la détermination du cout de l'ouvrage devient immédiat.

Le tableau 3.2 nous donne le cout de l'ouvrage par mètre linéaire. Ce montant est obtenu en travaillant avec des prix unitaires qui datent de 2007.

N° Poste	Désignation du poste	Calcul de la quantité du poste
1.1	Dragage de la souille	$V = (9*2 + 2*2*1,5/2)*100$ $V = 2100m^3$
1.2	Moellons de fondation	$V = 2100m^3$
1.3	Exécution de la couche de réglage	$V = (1+7+1)*0,3*100$ $V = 240m^3$
1.4	Fourniture et pose de géotextile	$S = (1,5+7+1,5)*100 + (3 + 15,33)*100$ $S = 2833m^2$
1.5	Confection de blocs de béton	$V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 = 6925m^3$ sur 100ml cf chapitre 2.3.1.1
1.6	Pose de bloc de béton	$100/3 = 33,33$ ce qui donne 34 blocs de béton par assise à poser
1.7	Réalisation du massif de structure	$V = (1,5*4 + 0,5*2,5)*100 = 725m^3$
1.8	Pose de bollards	$100/25 = 4$, 4 bollards à exécuter
1.9	Pose de défenses et accessoires	$100/25 = 4,4$ défenses et accessoires
1.10	Pierre de couronnement	volume inclus dans la poutre
1.11	Exécution de l'épaulement	$V = V_1 + V_2 = (3*(11,5 - 0,5) + 1/2*(11,50,5)*(11,25 - 3))*100 = 7837,5m^3$
1.12	Pose échelle	2 échelles sur 100m
1.13	F&P de sacs de géotextile	100 sacs

Tableau 3.1 : Désignation et quantité des postes du quai en blocs

3.2.2.2 Coûts de réalisation du quai en blocs

Le coût de réalisation du quai en blocs est déterminé par le prix des quantités de matériaux à utiliser pour la réalisation du quai.

Pour chaque poste son prix unitaire est connu. La connaissance de ces prix unitaire nous permet d'avoir le cout de chaque poste du quai.

Après la détermination des quantités des postes calculées ci-dessus (tableau 3.1), la détermination du cout de l'ouvrage devient immédiat.

Le tableau 3.2 nous donne le cout de l'ouvrage par mètre linéaire. Ce montant est obtenu en travaillant avec des prix unitaires qui datent de 2007.

<i>DESIGNATION</i>	<i>U</i>	<i>Qté</i>	<i>P. Unit</i>	<i>P. Total</i>
QUAI DRAGUEE à -10,5m				
Dragage de la souille de -10,50 m à -12,5 m	m ³	2 100,0	5 500	11 550 000
Moellons de fondation	m ³	2 100,0	6 500	
Exécution de la couche de réglage	m ³	240,0	34 500	8 280 000
Fourniture et pose de géotextile	m ²	2 833,0	21 120	59 832 960
Confection de blocs en béton massif	m ³	6 925,00	120 000	831 000 000
Pose de bloc 1 ^{ère} assise / 5	U	34	735 000	24 990 000
Pose de bloc 2 ^{ème} assise / 5	U	34	750 000	25 500 000
Pose de bloc 3 ^{ème} assise / 5	U	34	825 000	28 050 000
Pose de bloc 4 ^{ème} assise / 5	U	34	610 000	
Pose de bloc 5 ^{ème} assise / 5	U	34	750 000	25 500 000
Réalisation du massif de superstructure	m ³	725,0	160 000	116 000 000
Pose de bollards	U	4,0	3 500 000	14 000 000
Pose de défenses et accessoires	U	4,0	9 000 000	36 000 000
Pose échelles	U	2,0	260 000	520 000
Exécution de l'épaulement	m ³	7 837,50	12 000	94 050 000
F&P de sacs de géotextile remplis de béton	m ³	100,0	470 000	47 000 000
TOTAL QUAI à -10,5 m (HTVA)				1 322 272 960
Linéaire du à - 10,5 m (ml)				100
Prix du Quai à - 10,5 m par mètre linéaire HTVA (F CFA / m)				13 222 730
TVA 18 %				2 380 091
Prix du Quai à - 10,5 m par mètre linéaire TTC (F CFA / m)				15 602 821

Tableau 3.2 : Coût de réalisation du quai en blocs

Le coût de quai en blocs actuellement(2009) est calculé à l'aide de la formule d'actualisation définie dans la partie 3.2

$$F= P (1+i)^n$$

$$P=15\ 602\ 821\ \text{FCFA}$$

$$n = 2$$

i est donné à partir du calcul du quai en 1975 et 2007.

Ce taux est égal à 5%

Donc :

$$F=17202110\ \text{FCFA}$$

Donc le cout du quai par mètre linéaire est égal à **17 202 110 FCFA**

3.2.3 Quai en voile

3.2.3.1 Désignation des postes et leur quantité

Le quai en blocs est composé de différents postes.

Chaque poste a une désignation. Les quantités des postes seront données à l'aide du tableau

3.1 ci-dessous.

Les volumes et les surfaces sont donnés suivant leurs fonctions et leur nature. Le calcul de volume ou de volume de quantifier le poste considéré.

Le tableau nous permettra d'avoir une vision plus claire des quantités des différentes composantes du quai et d'estimer les besoins en matériaux du quai.

N° Poste	Désignation du poste	Calcul de la quantité du poste
1.1	Dragage de la souille	$V = (8,5*1,5 + 2*1,5*1,5/2)*100$ $V = 1500m^3$
1.2	Moellons de fondation	$V = 1500m^3$
1.3	Exécution de la couche de réglage	$V = (0,75 + 7 + 0,75)*0,3*100$ $V = 255m^3$
1.4	Fourniture et pose de géotextile	$S = (2,25 + 8,5 + 2,25)*100 + (3 + 15,33)*100 = 3133m^2$
1.5	Exécution du mur en béton armé	$V = V_2 + V_3 + V_4 + V_5 = (10,5*1 + 7*1 + 1,5*11 + 1/2*2,8*11)*100$ $V = 4940m^3$
1.6	Réalisation du massif de structure	$V = (1,5*2,5)*100m = 375m^3$
1.7	Pose de bollards	$100/25 = 4$, 4 bollards à exécuter
N° Poste	Désignation du poste	Calcul de la quantité du poste
1.9	Pose de défenses et accessoires	$100/25 = 4,4$ défenses et accessoires
1.10	Pierre de couronnement	volume inclus dans la poutre
1.11	Exécution de l'épaulement	$V = V_1 + V_2 = (3*(11,50,5) + 1/2*(11,50,5)*(11,25 - 3))*100 = 7837,5m^3$
1.12	Pose échelle	2 échelles sur 100m
1.13	F&P de sacs de géotextile	100 sacs

Tableau 3.3 : Désignation et quantité des postes du quai en voile

3.2.3.2 Cout de réalisation du quai en voile

Le cout de réalisation du quai en blocs est déterminé par le prix des quantités de matériaux à utiliser pour la réalisation du quai.

Pour chaque poste son prix unitaire est connu. La connaissance de ces prix unitaire nous permet d'avoir le cout de chaque poste du quai.

Après la détermination des quantités des postes calculées ci-dessus (tableau 3.1), la détermination du cout de l'ouvrage devient immédiate.

Le tableau 3.2 nous donne le cout de l'ouvrage par mètre linéaire. Ce montant est obtenu en travaillant avec des prix unitaires qui datent de 2007.

DESIGNATION	U	Qté	P. Unit	P. Total
QUAI DRAGUEE à -10,5m				
Dragage de la souille de -10,50 m à -12 m	m ³	1 500,0	5 500	8 250 000
Moellons de fondation	m ³	1 820,0	6 500	
Exécution de la plateforme de fondation	m ³	255,0	34 500	8 797 500
Fourniture et pose de géotextile	m ²	3 133,0	21 120	66 168 960
Confection du mur en béton armé	m ³	4 940,00	160 000	790 400 000
Réalisation du massif de superstructure	m ³	375,0	160 000	60 000 000
Pose de bollards	U	4,0	3 500 000	14 000 000
Pose de défenses et accessoires	U	4,0	9 000 000	36 000 000
Pose échelles	U	2,0	260 000	520 000
Exécution de l'épaulement	m ³	7 837,50	12 000	94 050 000
F&P de sacs de géotextile remplis de béton	m ³	100,0	470 000	47 000 000
TOTAL à -10,0 m (HTVA)				1 125 186 460
Linéaire du Quai à - 10,5 m (ml)				100
Prix du Quai à - 10,5 m par mètre linéaire HTVA (F CFA / m)				11 251 865
TVA 18 %				2 025 336
Prix du Quai à - 10,5 m par mètre linéaire TTC (F CFA /m)				13 277 200

Tableau 3.4 : cout de réalisation du quai en blocs

Le cout de quai en blocs actuellement(2009) est calculé à l'aide de la formule d'actualisation défini dans la partie 3.2

$$F= P (1+i)^n$$

$$P=13\ 277\ 200\ \text{FCFA}$$

$$n = 2$$

i est donné à partir du calcul du quai en 1975 et 2007.

Ce taux est égal à 5%

Donc :

$$F=14\ 638\ 113\ \text{FCFA}$$

Donc le cout du quai par mètre linéaire est égal à **14 638 113 FCFA**

3.3 Comparaisons techniques et financières

L'étude du quai en voile et du quai en blocs nous a permis d'abord de faire une conception des ouvrages maritimes. Ces ouvrages présentent une stabilité d'ensemble et interne satisfaisante ; donc ces quais répondent aux critères techniques.

La stabilité d'ensemble des deux quais est vérifiée avec des coefficients de sécurité satisfaisants.

L'étude de stabilité d'ensemble nous a permis de voir certaines difficultés pour assurer une stabilité au niveau de l'assise. Les tableaux 2.1 et 2.3 montrent que le mur en voile a des facteurs de sécurité plus grands, donc ce mur est plus stable.

L'étude de la stabilité interne à savoir le glissement entre blocs et la stabilité au niveau de l'assise du quai en blocs a nécessité une conception particulière et itérative à la fois des dimensions et de la forme des blocs. Par contre la stabilité interne du mur en béton armé ne cause pas de grands problèmes car il suffit seulement de dimensionner le mur en béton armé en travaillant dans les conditions maritimes.

Ces murs étant stables extérieurement et intérieurement et étudiés dans les mêmes conditions du PAD présente une différence sur le cout de réalisation.

Ainsi le quai en voile est moins cher que le quai blocs avec une différence très importante de **2563997 FCFA** par mètre linéaire.

Cette différence de cout est d'une part liée à la réduction considérable du mur du quai en voile. Ce mur en voile fonctionnant comme un quai en caissons dont la partie arrière a été coupée fait qu'une grande partie du béton a été remplacé par l'enrochement.

Donc le PAD peut s'orienter sur la construction de quais en voile.

Conclusion partielle

Le quai en voile est un ouvrage qui peut être exécuté au Port de Dakar.

Dans ce chapitre nous avons fait une présentation détaillée de l'entretien des ouvrages massifs. L'entretien concerne généralement les accessoires du quai et aussi la fondation si on désire faire un rempiètement pour augmenter le pied de pilote. Cette opération d'entretien de ces ouvrages est très importante pour la durée de l'ouvrage et l'exploitation du quai.

Cette partie a permis de mieux poser le problème et d'avoir des compléments de réponses pour faire une comparaison plus objective de ces ouvrages.

Le quai en voile après une évaluation financière des deux ouvrages donne un cout moins cher. Mais aussi le quai en blocs peut être projet de réalisation pour le PAD car il n'est pas cher par rapport aux quais réalisés au Port.

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMENDATION

Le Port Autonome de Dakar dispose des ouvrages d'accostages un peu varié.

Les conditions géographiques et océanographiques du port offrent dans une certaine mesure des possibilités de construction d'infrastructures des terminaux.

Les quai-poids sont des ouvrages qui doivent être fondés sur un sol d'assise de bonne portance. Et le site du Port de Dakar, après des essais géotechniques, montre une possibilité avérée pour la réalisation de ces ouvrages massifs.

Ainsi parmi les variantes de quai-poids nous avons fait le choix d'étudier les quais en blocs et les quais en voile qui offraient plus de possibilité de réalisation et présentaient des avantages économiques par rapport aux autres. Cette élimination nous a permis d'orienter le sujet à un problème précis et de faire une conception complète des deux types de quai-poids.

Ce choix a permis d'étudier un quai qui n'a pas été réalisé au PAD et de le comparer au mur en blocs qui a déjà fait l'objet d'études et de réalisation au Port de Dakar.

Le sujet nous a permis de faire une conception d'un mur en blocs et d'un mur en voile et d'étudier ses aspects techniques et leur faisabilité. Nous notons aussi la complexité de la conception du quai en blocs qui a nécessité beaucoup d'itérations pour pouvoir avoir des dimensions et des formes de blocs adéquates et donnant un mur stable et économique.

Dans cette partie du sujet, nous avons pris aussi des décisions pertinentes pour avoir une stabilité du quai en minimisant la quantité de matériaux mis en œuvre. C'est le cas de l'utilisation de tubes en PVC et les barbacanes pour éliminer les forces de pressions à la base et le gradient.

L'étude technique a été suivie par une évaluation financière des quais qui a permis faire une comparaison objective des ouvrages d'accostages étudiés.

Il ressort de cette étude que le Port Autonome de Dakar, dans l'optique d'améliorer l'exploitation de son port et de satisfaire à la demande des opérations maritimes, doit s'orienter sur la construction du quai en voile.

Le quai en voile est moins coûteux et il n'est pas très difficile à construire dans un site comme le Port de Dakar.

Comme tout œuvre humaine, ce travail gagnerait à être perfectionné afin que le produit puisse être entièrement utilisé par le Port Autonome de Dakar.

Il serait aussi nécessaire d'élargir l'étude des quais sur les ouvrages à fondations discontinues en tentant de proposer dans la même lancée un ouvrage de ce type qui présente plus d'avantage pour le Port Autonome de Dakar.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] RAPPORT CAHIER DES PRESCRIPTIONS SPECIALES (CPS) DU PROJET DE REHABILITATION DE MOLE 2 : 2007
- [2] RAPPORT DU PROJET D'AMENAGEMENT DU PORT DE DAKAR
- [3] Cours pratique de mécanique des sols, J. Costet et G. Sanglerat
- [4] Le treillis soudé(ADETS), J. PERCHAT, Edition corrigée et révisée en 2005
- [5] A. CAQUOT et KERISEL – Traité de Mécanique des sols, Gauthier-Villars, 1966
- [6] Ouvrages de soutènement MUR 73-Dossier pilote SETRA, Bagnaux, 1988
- [7] Conception et calcul des fondations FOND 72-Dossier pilote-SETRA Bagnaux, 1976
- [8] L. LOGEAIS-Pathologie des murs de soutènement. Edition du Moniteur, 1982
- [9] Code of practice for maritime structures (BS 6349)
- [10] Aménagement et équipement intérieur des ports, Pierre BONAFOUS et FRANCIS, Legras, fichier PDF
- [11] Précis structure de génie civil, J.P Trotignon
- [12] TAMBA, Sènie–Cours de PORT ET NAVIGATION, Ecole Polytechnique de Thiès.2007/2008
- [13] GUEYE, Ismaël– Cours de MECANIQUE DES SOLS 2 et BARRAGE, Ecole Polytechnique de Thiès.2007/2008
- [14] SARR, Ngor–Cour de GESTION DES PROJETS, Ecole Polytechnique de Thiès.2008/2009
- [15] Travaux maritimes, Tome 1 et 2, Jean CHAPON, Ingénieur École Nationale des Ponts et chaussées, 1976
- [16] Traité de béton armé, A. GUERRIN, 1976

ANNEXE 1.a : Résultats du calcul des forces et moments du mur en blocs

ANNEXE 1.b : Résultats du calcul des forces et moments du mur en voile

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1.a : Résultats du calcul des forces et moments du mur en blocs

ANNEXE 1.b : Résultats du calcul des forces et moments du mur en voile

ANNEXE 2.a : Résultats du calcul des forces à l'interface poutre-blocs

ANNEXE 2.b : Résultats du calcul des forces à l'interface bloc 5-4

ANNEXE 2.c : Résultats du calcul des forces à l'interface bloc 4-3

ANNEXE 2.d : Résultats du calcul des forces à l'interface bloc 3-2

ANNEXE 2.e : Résultats du calcul des forces à l'interface bloc 2-1

ANNEXE 1.a : Résultats du calcul des forces et moments du mur en blocs

			Actions	Actions	Bras de levier	Moment (T.m)	
			horizontales	verticales		Stabilisant	Renversant
			T	T	M		
G	Poussée de l'épaule-ment		43,64		3,66		159,7224
	Poids du mur et des terres			366	3,5	1281	
	Gradient		0		0		0
	Force Hydrostatique interne			0	0		0
Q	Surcharges sur poutre			72	2,25	162	
	Poussée surcharge		41,4		3,66		151,524
	Effort d'accostage		-9,36		11,5	107,64	
	Effort d'amarrage	EH Ev	9,35	-4,67	13,2 0,5		123,42 2,335
Somme			85,03	433,33		1550,64	437,0014

ANNEXE 1.b : Résultats du calcul des forces et moments du mur en voile

			Actions horizontales T/m	Actions verticales T/m	Bras de levier m	Moment T.m	
						Stabilisant	Renversant
G	Poussée de l'épaulement		23,5		4,65		109,275
	Butée des terres		-10,12		0,66	6,6792	
	Poids du mur et des terres			161	3,7	595,7	
	Gradient		0		0		0
	Force Hydr interne			0	0		0
Q	Surcharges sur poutre			15	2,25	33,75	
	Poussée de la surcharge		14,9		5,75		85,675
	Effort d'accostage		-3,12		11,5	35,88	
	Effort d'amarrage	EH Ev	2,59	-1,5	13,2 1,7		34,188 2,55
Somme			27,75	174,5		672,0092	231,688

ANNEXE 2.a : Résultats du calcul des forces à l'interface poutre-bloc5

Poutre-
bloc5

				Actions horizontales T	Actions verticales T
G	Poussée des terres (épaulement)			1,11	
	Poids du mur et des terres				54,35
	Gradient			0	
	Force Hydro interne				0
Q	Surcharges poutre				72
	Poussée (surcharge)			8,1	
	Effort d'accostage			-9,36	
	Effort d'amarrage	Eh Ev		9,35	-4,67
Somme				9,2	121,68

ANNEXE 2.b : Résultats du calcul des forces à l'interface bloc 5-4

Blocs 5-4

				Actions horizontales T	Actions verticales T
G	Poussée (épaulement)			5,28	
	Poids du mur et des terres				112,125
	Gradient			0	
	Force Hydro interne				0
Q	Surcharges sur poutre				72
	Poussée (surcharge)			14,4	
	Effort d'accostage			-9,36	
	Effort d'amarrage	Eh Ev		9,35	-4,67
	Somme			19,67	179,455



ANNEXE 2.c : Résultats du calcul des forces à l'interface bloc 4-3

Blocs 4-3

				Actions horizontales T	Actions verticales T
G	Poussée des terres (épaulement)			26,12	
	Poids du mur et des terres				164,63
	Gradient			0	
	Force Hydro interne				0
Q	Surcharges poutre				72
	Poussée (surcharge)			23,4	
	Effort d'accostage			-9,36	
	Effort d'amarrage	Eh Ev		9,35	-4,67
Somme				49,51	231,96