

M 103

ÉTUDES DES PORTS ET ESCALES DU FLEUVE SÉNÉGAL

Pour le compte de

L'ORGANISATION POUR LA MISE EN VALEUR
DU FLEUVE SÉNÉGAL (O.M.V.S.)

Suite à une contribution de

L'AGENCE CANADIENNE
DE DÉVELOPPEMENT INTERNATIONAL (ACDI)



TERMINAL MARITIME DU
PORT DE SAINT-LOUIS

RAPPORT N° 23

Mai 1986



Beauchemin Beaton Lapointe-Swan Wooster (Entreprise en participation)

1134 ouest, rue Sainte-Catherine, Montréal, Qué., Canada H3B 1H4 tél. (514) 871-9555 Télex 055-61161 BBL Mtl

Table des matières

TABLE DES MATIERES

	Page
1. INTRODUCTION	1
2. RESUME	3
2.1. Prévisions de trafic	3
2.2. Besoins portuaires	3
2.3. Aménagement du terminal	5
2.4. Sédimentation	5
2.5. Calendrier des travaux	7
2.6. Estimation des coûts d'investissement	8
3. PREVISIONS DE TRAFIC	9
3.1. Méthodologie	9
3.2. Volumes prévus	10
4. BESOINS PORTUAIRES	11
4.1. Navires de référence	11
4.2. Postes d'amarrage	13
4.3. Largeur de quai	17
4.4. Navigation	17
4.4.1. Dimensions du chenal et du bassin	17
4.4.2. Critères opérationnels	21
5. AMENAGEMENT DU TERMINAL	23
5.1. Introduction	23
5.2. Brise-lames	23
5.2.1. Critères conceptuels	23
5.2.2. Concepts structuraux	28
5.3. Construction du quai	33
5.3.1. Critères conceptuels	33
5.3.2. Structures de quai	37
5.4. Route d'accès	43
5.4.1. Critères conceptuels	43
5.4.2. Options	43
5.5. Terminal	46
5.5.1. Orientation du brise-lames	46
5.5.2. Longueur du chemin d'accès sur pilotis	50
5.5.3. Longueur du brise-lames	54
5.6. Aménagement du terminal	68
5.6.1. Eléments requis	68
5.6.2. Aménagements recommandés - horizon 1990	68
5.6.3. Aménagements recommandés - horizon 2000	71
5.7. Aménagements proposés au-delà de l'an 2000	71

TABLE DES MATIERES (suite)

	Page
6. SEDIMENTATION	76
6.1. Introduction	76
6.2. Sédimentation sur les plages de la Langue de Barbarie	77
6.2.1. Etude sur le modèle physique	77
6.2.2. Etudes à l'aide du modèle mathématique	78
6.2.3. Sédimentation le long du littoral	79
6.3. Sédimentation dans le chenal	80
6.3.1. Introduction	80
6.3.2. Analyse des données recueillies sur place	82
6.3.3. Calcul du transport des sédiments	83
6.4. Dragage d'entretien	88
6.5. Erosion de la Langue de Barbarie	92
7. RESUME DU PROGRAMME ET DES COUTS DE REALISATION	93
7.1. Généralités	93
7.2. Réalisation	
7.3. Résumé des coûts	96

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE A - Chenal d'accès stabilisé peu profond

LISTE DES TABLEAUX

	Page
2.1 Port de Saint-Louis - prévisions de trafic (millions de tonnes/an)	3
2.2 Besoins en postes	4
2.3 Chenal d'accès et bassin d'évitement (dimension (m))	4
2.4 Terminal marin - Estimation des coûts d'investissement (millions en FCFA)	8
3.1 Port de Saint-Louis - Prévisions de trafic (millions de tonnes/an)	10
4.1 Répartition des dimensions de navires au port de Dakar (pourcentage du tonnage total selon la jauge du navire) (Jauge du navire DWT)	11
4.2 Tirant d'eau d'été (en mètre) capacité (DWT)	12
4.3 Dimensions des navires de référence	12
4.4 Utilisation des postes - Horizon 1990	14
4.5 Longueurs de quai recommandées - Horizon 1990	16
4.6 Profondeur du chenal (m) (Tirant d'eau: 10 m)	20
4.7 Largeur du chenal (m) (Largeur de navire 25 m)	21
5.1 Brise-lames - coûts d'investissement (coût par mètre - millions de FCFA)	33
5.2 Coûts d'investissement des options	40
5.5 Coûts d'investissement des options de brise-lames	49
5.6 Coûts d'investissement du port par rapport à la largeur du chemin d'accès sur pilotis	51
5.7 Coûts de transport par rapport à la longueur chemin d'accès (millions de FCFA/an)	51
5.8 Coûts de dragage d'entretien par rapport à la longueur du chemin d'accès (millions de FCFA/an)	52
5.9 Longueur de quai recommandée au-delà de l'an 2000	74

LISTE DES TABLEAUX (suite)

	Page
6.1 Répartition des hauteurs et des périodes des vagues - % de récurrence à 14 m de profondeur	82
6.2 Données sur les sédiments en suspension	84
6.3 Transport de sédiments au carré - Profondeur de 11,5 à 16 m	87
7.1 Coûts d'investissement - Terminal marin (millions de FCFA)	97

LISTE DES PLANCHES

	Page
2.1 Aménagement du port en mer	6
5.1 Types de brise-lames	29
5.2 Structures des quais - Options 1, 2, 3	35
5.3 Structures des quais - Options 4, 5, 6	36
5.4 Structures d'accès au port	45
5.5 Options d'aménagement du port	47
5.6 Port de Saint-Louis Plan directeur - Horizon 1990	70
5.7 Port de Saint-Louis Plan directeur - Horizon 2000	72
5.8 Port de Saint-Louis Plan directeur - Agrandissement au-delà de l'horizon 2000	73
6.1 Volumes de transport de sédiments et schéma de sédimentation	90
A.4.1. Chenal d'accès stabilisé peu profond	A-3

LISTE DES FIGURES

		Page
4.1	Aménagement du terminal	15
4.2	Besoins en superficie - Tablier du quai	18
5.1	Fréquences de dépassement des hauteurs significatives des vagues	25
5.2	Données des marées à Saint-Louis	26
5.3	Comparaison de diverses options de constructions du quai	42
5.4	Coût total du terminal par rapport à la longueur du chemin d'accès sur pilotis	53
5.5	Modèle d'étude de l'effet des vagues	55
5.6	Amarrage	58
5.7	Temps morts par rapport à l'agencement du terminal à deux postes	60
5.8	Mouvements des navires Terminal à deux postes	61
5.9	Forces maximum sur les amarres et les défenses - terminal à deux postes	63
5.10	Temps morts par rapport à l'agencement du terminal à trois postes	65
5.11	Mouvements des navires terminal à trois postes	66
5.12	Forces maximum sur les amarres et les défenses terminal à trois postes	67
6.1	Sédimentation sur le rivage	81
6.2	Vitesse du courant mesurée selon la profondeur	85
6.3	Programme de dragage proposé	91
7.1	Calendrier de construction - Terminal marin	94
A.4.1	Vitesse du courant	A-10

1. INTRODUCTION

Dans le cadre des études d'ingénierie commandées par l'Agence canadienne de développement international (ACDI) pour l'Organisation pour la mise en valeur du fleuve Sénégal (OMVS), le Conseil national de recherches du Canada a été mandaté pour effectuer un programme d'étude sur modèles hydrauliques. Ces études, complémentées par des études d'ingénierie, avaient pour but d'établir la faisabilité d'un port en eau profonde au large de Saint-Louis, au Sénégal.

Les conclusions de l'étude du plan directeur préparé pour l'emplacement portuaire proposé à Saint-Louis, dans l'estuaire du fleuve Sénégal, indiquaient que le site était excellent à long terme et qu'il comportait en outre des avantages importants par rapport à toutes les autres options envisagées. Les aménagements prévus dans les premières phases de développement du port entraîneraient toutefois des coûts d'investissement élevés - quelque 100 millions de FcFA - compte tenu du trafic relativement modeste prévu durant les premières années. Ainsi, dans le but de réduire les coûts d'investissement initiaux, BBL-SW a étudié la possibilité d'aménager un port en mer au large de Saint-Louis en tant qu'alternative au port dans l'estuaire.

Les études décrites dans ce rapport visent à optimiser l'aménagement d'un port situé au large de Saint-Louis. Deux options ont été considérées:

- un port-ilôt protégé par un brise-lames et relié au rivage par un chemin d'accès sur pilotis;
- un port-ilôt protégé par un brise-lames et relié au rivage par une chaussée sur brise-lames.

Ce rapport traite de trois sujets:

- Les prévisions de trafic et les besoins portuaires (sections 3 et 4). Cette partie présente le trafic maritime prévu et l'analyse de l'aménagement requis pour le bassin portuaire et le quai.
- Etudes d'ingénierie (sections 5 et 6). Cette seconde partie traite des résultats de l'analyse des ouvrages maritimes et des phénomènes de sédimentation et d'érosion dans le chenal d'accès, le bassin portuaire et le long de la Langue de Barbarie. L'aménagement portuaire recommandé est également discuté.

- Résumé du programme et des coûts de réalisation (section 7). Cette troisième partie porte sur le calendrier de réalisation prévu et l'estimation des coûts d'aménagement du port au large.

2. RESUME

2.1. Prévisions de trafic

Les prévisions de trafic utilisées dans cette étude ont été développées à partir des prévisions préparées pour le plan directeur du port estuarien de Saint-Louis (réf. 1). Les premières études ont démontré que les investissements requis pour aménager les installations portuaires en fonction des volumes de marchandises prévus étaient excessifs. La portée de la première phase d'aménagement a donc été réduite pour diminuer les investissements initiaux. Aussi, les prévisions originales des volumes de marchandises générales et des produits pétroliers ont été réduites de 50% pour les premières étapes de développement. D'autre part, les prévisions de trafic pour la seconde phase de développement, soit l'an 2000, ont été reculées de 10 ans. Les prévisions de trafic sont présentées au tableau 2.1.

Tableau 2.1

Port de Saint-Louis

PREVISION DE TRAFIC
(Millions de tonnes/an)

Horizon	1990	2000	2010	2030
Marchandises générales				
- Conteneurisées	71	141	837	4005
- Vrac	221	443	558	2774
Phosphates	-	3500	3500	-
Produits pétroliers	<u>93</u>	<u>185</u>	<u>409</u>	<u>2294</u>
	385	4269	5304	9043

2.2. Besoins portuaires

Les critères généraux utilisés dans la planification du terminal marin sont basés sur des normes internationales d'aménagement portuaire. La main d'oeuvre requise, les cadences de manutention des marchandises et l'équipement nécessaire ont été estimés en fonction de ce qui a été observé au port de Dakar qui représente vraisemblablement les conditions auxquelles l'on peut s'attendre dans la première phase de développement du port de Saint-Louis.

Le nombre et la longueur des postes en eau profonde requis pour chaque horizon de trafic ont été établis selon l'estimation des cadences de manutention et des volumes de marchandises ainsi que des dimensions des navires qui s'arrêteront probablement à Saint-Louis (voir tableau 2.2).

Tableau 2.2
BESOINS EN POSTES

Horizon de trafic	1990	2000	2010
Type de quai			
- conteneurs	1	1	2
- vrac	1	2	4
- produits pétroles	1/2 (1)	1/2 (1)	1/2 (1)
- phosphates	-	1	1
Longueur totale de quai	405 m	850 m	1440 m

Les dimensions du chenal d'accès et du bassin d'évitement ont été établies en fonction d'un chenal à une voie, l'assistance de la marée n'étant pas prévue. Le tableau 2.3. présente les dimensions proposées pour le chenal et le bassin en supposant un navire avec un tirant d'eau maximum de 10 m.

Tableau 2.3
CHENAL D'ACCES ET BASSIN D'EVITEMENT
Dimension (m)

Paramètres	Chenal	Bassin d'évitement
Profondeur sous le niveau IGN	14,75	13,75
Largeur	220	450

(1) Les navires-citernes seraient amarrés à la fois au quai et au duc d'Albe

2.3. Aménagement du terminal

L'aménagement proposé du terminal marin à Saint-Louis pour les années 1990, 2000 et 2010 est illustré à la planche 2.1. Cet aménagement est basé sur une série d'études sur modèle hydraulique effectuées par le Conseil national de recherches du Canada (Réf. 4.5) et les résultats d'études présentées dans ce rapport. Après l'an 2010, le port pourra être agrandi soit en allongeant les quais, soit en construisant de nouvelles installations au sud du terminal en place.

Le terminal marin sera relié à une aire d'entreposage située sur la Langue de Barbarie ainsi qu'à un terminal pour barges fluviales dans l'estuaire du fleuve Sénégal. Le nouveau terminal sera probablement situé immédiatement au sud du Port de Pêche.

Les principaux éléments prévus pour l'an 1990 sont les suivants:

- un chenal d'accès et un bassin d'évitement pour navires ayant jusqu'à 10 m de tirant d'eau
- un brise-lames de 800 m, en caissons de béton, qui protégera les quais et le bassin contre les vagues. L'aménagement proposé, soit un ouvrage en forme de L, consiste en un brise-lames principal de 600 m (alignement de 20° nord) et un tronçon secondaire de 200 m orienté vers le rivage.
- un quai de 405 m de long et de 45 m de large le long du brise-lames principal, construit en caissons de béton.
- un chemin d'accès sur pilotis de 1080 m de longueur, 16 m de largeur, reliant le quai au rivage. Ce chemin d'accès aura 2 voies et des trottoirs. On pourra en outre éventuellement y aménager des conduites et un convoyeur.

2.4. Sédimentation

Deux principaux mouvements de sédimentation influenceront le terminal :

- dépôt de sable le long de la plage, du côté intérieur du brise-lames
- dépôt de sable fin et de limon dans le canal d'accès et le bassin portuaire.

Le brise-lames protégera environ 1 km de plage contre l'effet des vagues. Les volumes de transport littoral seront sensiblement inférieurs le long de cette partie protégée de la plage que le long des plages exposées au nord et au sud. Ainsi, une grande partie des sédiments transportés vers le sud, dont le volume annuel est estimé à 1 million m³, sera déposée dans la partie

protégée par le brise-lames; la plage le long de la Langue de Barbarie au sud du terminal en sera ainsi érodée. Après quelques années, les sédiments commenceront à se déposer dans le bassin portuaire, requérant un dragage d'entretien.

Les sédiments fins soulevés par les vagues de l'océan et transportés en eaux plus profondes vers le sud par le courant seront partiellement interceptés par le chenal d'accès et le bassin portuaire. Il faudra alors assurer un dragage périodique pour maintenir la profondeur requise du chenal et du bassin.

Le volume annuel total de sédimentation le long de la plage, dans le bassin et dans le chenal est évalué à 800 000 m³ et 950 000 m³ pour les années 1990 et 2000 respectivement.

L'on prévoit un dragage semestriel à l'aide d'une drague aspiratrice hydraulique. Ce type de drague peut généralement être mobilisé à coût relativement faible. Les coûts annuels de dragage d'entretien pour les années 1990 et 2000 sont estimés à 717 millions et 937 millions de FCFA respectivement.

Le rivage au sud du chenal devrait subir une importante érosion. L'apport de matériaux dragués lors des travaux d'entretien constituera la meilleure mesure corrective à ce phénomène. Autrement, la Langue de Barbarie s'érodera et une nouvelle embouchure sera créée immédiatement au sud du terminal.

2.5. Calendrier des travaux

Les travaux de construction, incluant la mobilisation, s'échelonneront sur 3 ans pour le terminal, le brise-lames et le chemin d'accès.

La fabrication des caissons en béton du brise-lames constitueront la première activité après une période de mobilisation de 6 mois. L'on prévoit que l'entrepreneur aménagera un chantier de construction près du port de Dakar d'où les caissons seront remorqués jusqu'à Saint-Louis et placés directement sur un lit préparé. La durée totale de la fabrication et de la mise en place des caissons du brise-lames et du quai est évaluée à 28 mois.

La construction du chemin d'accès de 1080 m débutera peu après le début de la fabrication des caissons. Une période de 18 mois, excluant la mobilisation et la démobilisation, est prévue pour construire le chemin d'accès.

2.6. Estimation des coûts d'investissement

Les coûts d'investissement estimés pour les aménagements proposés en 1990 et 2000 sont présentés au tableau 2.4. Les coûts pour l'an 2000 sont présentés en FCFA 1985 et représentent la valeur d'investissement totale des ouvrages aménagés à cette date.

Tableau 2.4.

TERMINAL MARIN - ESTIMATION DES COÛTS D'INVESTISSEMENT (millions de FCFA)

	1990	2000
Mobilisation	2 800	1 600
Brise-lames	13 035	5 850
Quais	5 265	4 578
Chemin d'accès	3 564	-
Dragage	1 145	-
Duc d'Albe	<u>100</u>	<u>100</u>
Sous-total	25 909	12 128
Ingénierie	<u>1 813</u>	<u>848</u>
TOTAL	27 722	12 976

Prévisions de trafic

3. PREVISIONS DE TRAFIC

3.1. Méthodologie

Les prévisions de trafic présentées dans le plan directeur du port estuarien de Saint-Louis (réf. 1) justifient la construction d'un total de cinq postes en eau profonde pour la phase initiale d'aménagement portuaire:

- . deux postes à marchandises générales
- . un poste à conteneurs
- . un terminal polyvalent
- . un terminal à produits pétroliers

L'aménagement d'un port estuarien et des infrastructures de transport fluvial entraîneraient un investissement de plus de 100 milliards de FcFA pour les ports et escales seulement (réf. 9). Afin de réduire ces coûts relativement importants, l'on a décidé d'étudier la faisabilité d'un port en pleine mer et de réduire l'importance des installations portuaires prévues initialement. Bien entendu, cette option réduirait la capacité de manutention de marchandises du port. Une analyse préliminaire de l'action des vagues sur le quai d'un port-ilôt en mer indique que la dimension du port peut être réduite de 50% sans augmenter la longueur proportionnelle du brise-lames. Les coûts de manutention (par tonne de marchandises) resteraient sensiblement les mêmes. L'on doit toutefois souligner que 50% constitue la réduction maximale de la taille des installations puisque sous ce niveau, la sécurité des navires ne pourrait plus être assurée lors des tempêtes. D'autre part, les délais causés par les intempéries auraient tendance à augmenter les coûts de manutention par tonne de marchandises.

Compte tenu de ces données, et afin de minimiser les coûts de la phase d'aménagement initiale, les prévisions transport de marchandises générales et d'hydrocarbures ont été ajustées pour refléter une réduction de 50% dans la dimension des installations prévues lors de cette phase initiale. Pour la seconde phase, soit l'an 2000, les prévisions de trafic originellement établies pour les marchandises générales et les produits pétroliers ont été reculées de dix ans.

3.2. Volumes prévus

Les données les plus récentes concernant les réserves de phosphates à l'Oued Gellouar et à Semmè indiquent une production potentielle annuelle de 2 et 1,5 millions de tonnes respectivement pendant 25 ans à partir de l'an 2000. Le potentiel de ces réserves ayant clairement été démontré, il ne reste plus qu'à identifier un marché pour ces phosphates, à un prix qui couvrirait les coûts d'exploitation et de transport. Il est retenu comme hypothèse que l'exportation de ces phosphates débute à l'horizon 2000.

Les études de marché effectuées pour le minerai de fer et la bauxite ne montrent aucun potentiel d'exportation à court terme pour les réserves maliennes. Il existe néanmoins un potentiel à long terme, possiblement sur une période de 40 ans. L'aménagement d'un réseau de transport fluvial pourrait contribuer à accélérer l'exploitation de ces réserves.

Le tableau 3.1 présente les prévisions de trafic pour les phosphates, les marchandises générales et les produits pétroliers. Ces prévisions ont été ajustées en fonction de l'hypothèse énoncée ci-haut.

Tableau 3.1

Port de Saint-Louis

PREVISIONS DE TRAFIC
(millions de tonnes/an)

Horizon	1990	2000	2010	2030
Marchandises générales				
- Conteneurisées	70,6	141,2	837,0	4005,0
- Vrac	221,4	442,7	558,0	2744,0
Phosphates	-	3500,0	3500,0	-
Produits pétroliers	<u>92,6</u>	<u>185,2</u>	<u>409,0</u>	<u>2294,0</u>
	384,6	4269,1	5304,0	9043,0

Besoins portuaires

4. BESOINS PORTUAIRES

4.1. Navires de référence

Le choix des navires de référence pour l'étude du Port de Saint-Louis a été fait en fonction des caractéristiques des vaisseaux qui utilisent présentement le Port de Dakar. Le tableau 4.1. présente la distribution des dimensions des navires s'arrêtant au Port de Dakar, selon les statistiques de 1981 et 1982. Les mêmes navires sont également catégorisés selon leurs tirants d'eau au tableau 4.2.

Selon ces dimensions, les dimensions des navires à travers le monde et les nouvelles tendances dans la construction de navires, nous avons établi les dimensions du plus gros navires auquel l'on pourrait s'attendre à Saint-Louis (voir tableau 4.3.)

Tableau 4.1.

REPARTITION DES DIMENSIONS DE NAVIRES AU
PORT DE DAKAR
(Pourcentage du tonnage total selon la jauge du navire)

Jauge du navire (DWT)

Type de navire	5 000	10 000	15 000	20 000	25 000	30 000	Total
Navires de marchandises diverses	30	26	39	5	-	-	100
Navires CONRO	8	16	22	20	34	-	100
Vracquiers	15	17	22	12	22	12	100
Navires-citernes	-	-	3	10	38	49	100

Source: Données compilées de 1981 à 1983 au Port de Dakar.

Tableau 4.2.

TIRANT D'EAU D'ETE (en mètres)
Capacité (DWT)

Type de navire	6	7	8	9	9,5	10	11
Navires de marchandises diverses	5 000	-	10 000	15 000	20 000	-	-
Navires CONRO	5 000	10 000	15 000	20 000	-	25 000	-
Vracquiers	-	5 000	10 000	15 000	20 000	25 000	35 000
Navires-citernes	-	5 000	10 000	15 000	20 000	25 000	35 000

Source: Données tirées de Fairplay International.

Tableau 4.3.

DIMENSIONS DES NAVIRES DE REFERENCE

Type de navire	Tonnage (tonnes)	Longueur total (m)	Largeur	Tirant d'eau d'été (m)
Porte-conteneurs (800-1000 TEU)(1)	18 000	185	26	10,0
Transporteurs polyvalents	14 000	155	22	9,0
Navires de marchandises diverses	5 000	115	17	7,0
Vracquiers (2)	35 000	200	27	11,0
Navires-citernes	35 000	200	26	11,0
Navires-citernes	10 000	140	18	7,7

(1) TEU: Unité normalisée de conteneur (twenty-foot equivalent unit)

(2) Le commerce de phosphates débutera à l'an 2000.

4.2. Postes d'amarrage

Les prévisions de trafic présentées dans le plan directeur du port marin de Saint-Louis (réf. 3) et résumées au tableau 4.4, justifient l'aménagement d'un total de quatre postes pour l'horizon 1990:

- deux postes pour marchandises générales;
- un poste à conteneurs;
- un poste à hydrocarbures.

Les prévisions indiquent toutefois un faible taux d'utilisation du poste à conteneur et des postes à hydrocarbures les premières années.

Il serait donc justifiable, pour les premières années, d'aménager les postes en fonction des besoins précis de 1990, en prévoyant une utilisation partagée des postes. Il faudrait néanmoins que les installations puissent facilement être agrandies au besoin.

Dans l'aménagement prévu pour le terminal au plan directeur du port estuarien, (réf. 1), les largeurs des postes d'amarrage correspondaient aux superficies requises pour le stockage des marchandises lorsque les volumes seraient à leur maximum. Les quais à conteneurs et à hydrocarbures étaient donc sous-utilisés les premières années du développement du port.

Dans le cas du terminal marin, le quai proposé protégé par un brise-lames au large permettra une utilisation partagée des quais entre les porte-conteneurs, les navires-citernes et les navires de marchandises générales, puisque tous utiliseraient une aire de stockage aménagée à terre et non immédiatement à côté du poste.

Le tableau 4.4. présente une analyse des besoins en quais pour les prévisions énoncées ci-haut. Les taux d'utilisation (heures/an) indiqués dans ce tableau représentent le temps de manutention des marchandises. Le temps disponible représente le temps disponible pour accommoder les autres types de cargos. Le tableau 4.4. indique également que le trop-plein des vracquiers, pour l'horizon 1990, pourra être manutentionné dans les aires de chargement relativement peu utilisées des portes-conteneurs et des navires-citernes. Ainsi, un poste pour navires-citernes, un poste pour porte-conteneurs et un poste pour vracquiers suffiront pour accommoder les prévisions de trafic de 1990. A l'an 2000, il faudra par contre un poste pour navires-citernes, un poste à conteneurs, deux postes à marchandises générales et un poste à phosphates. Les marchandises générales seront par ailleurs manutentionnées au poste à phosphates de façon intermittente.

Tableau 4.4.

UTILISATION DES POSTES - HORIZON 1990

Postes	Utilisation maximum % heures/an (1)		Utilisation requise heures/an (2)	Postes disponibles heures/an
Navires-citernes	45	3942	309	3633
Porte-conteneurs	40	3504	1009	2495
Vracquiers	55	4818	7081	<u>(2263)</u>
Disponibilité excédentaire nette				3865

UTILISATION DES POSTES - HORIZON 2000

Postes	Utilisation maximum % heures/an (1)		Utilisation requise heures/an (2)	Postes disponibles heures/an
Navires-citernes	45	3942	617	3325
Porte-conteneurs	55	4818	2017	2801
Vracquiers	60	10512	14161	(3649)
Navires à phosphates	50	4380	2000	<u>2380</u>
Disponibilité excédentaire nette			4857	

0

(1) Utilisation maximum: 8760 heures/an x utilisation x nb de postes

(2) Extrait du rapport du Plan directeur (réf. 3)

La figure 4.1. illustre de façon schématique les aménagements proposés à chacun des horizon de trafic. Selon ces aménagements, la partie arrière des navires-citernes sera amarrée au quai, la partie avant à un duc d'albe. Les boyaux ou bras de déchargement pour ces navires-citernes seront situés à l'extrémité du quai en face des orifices de raccordement au centre des navires. Bien que le schéma illustre un navire-citerne de 10 000 DWT au quai, des navires plus gros devraient parfois s'y amarrer. Les chiffres utilisés pour les choix des longueurs de quais sont indiqués au tableau 4.5. L'agrandissement du port au delà de l'horizon 2000 est décrit au chapitre 5.

FIGURE 4.1

AMÉNAGEMENTS DU TERMINAL

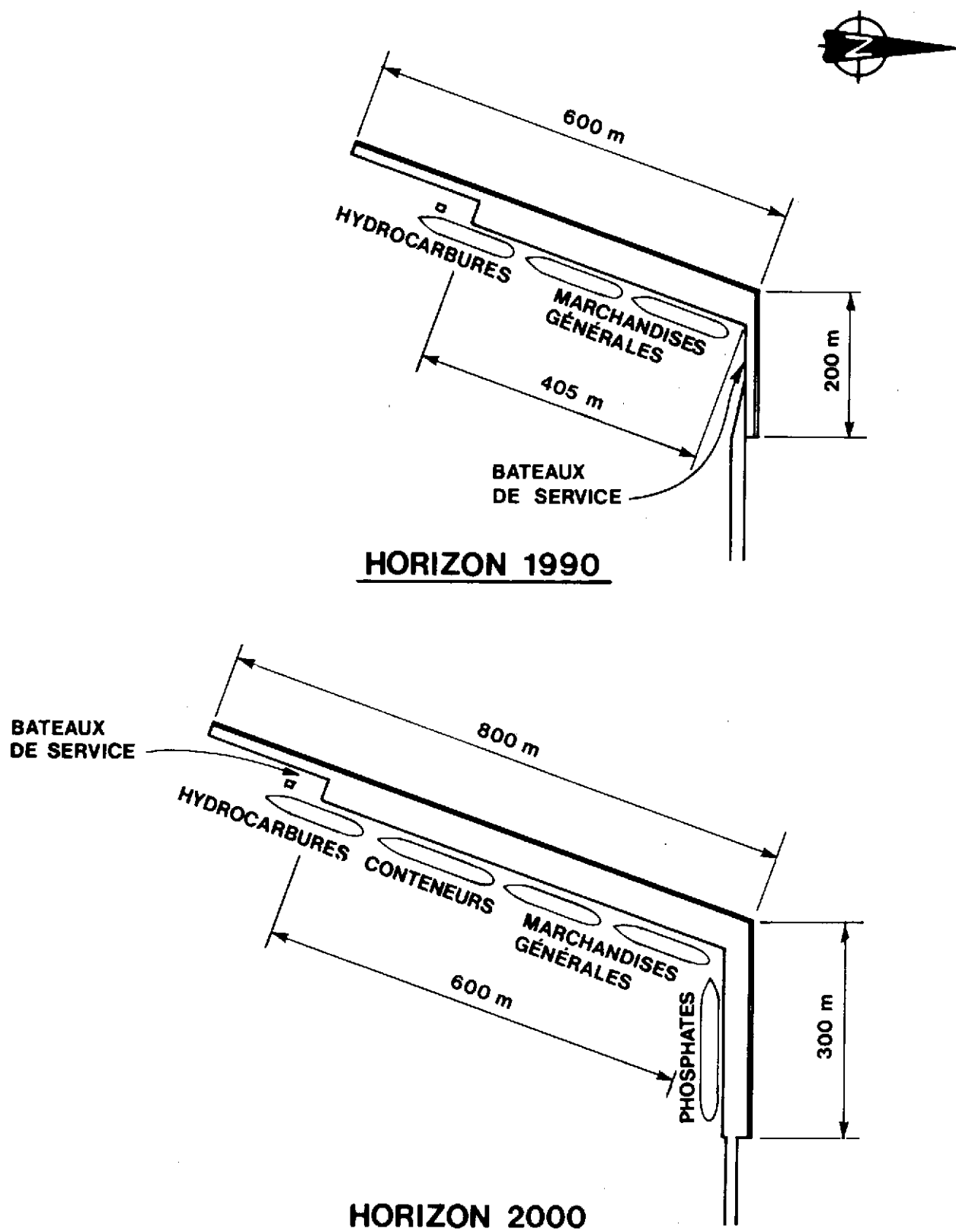


Tableau 4.5.

LONGUEURS DE QUAI RECOMMANDEES - HORIZON 1990

Type de quais	No.	Longueur de navires (m)	Distance de l'extrémité (m)	Longueur (m)
Conteneurs et marchandises en vrac	1	145	15	160
Marchandises en vrac	1	145	15	160
Navires-citernes (10 000 DWT)	1/2	140	15	<u>85</u>
LONGUEUR TOTALE				405

LONGUEUR DE QUAI RECOMMANDEE - HORIZON 2000

Type de quais	No.	Longueur de navires (m)	Distance de l'extrémité (m)	Longueur (m)
AU LARGE				
Conteneurs et marchandises en vrac	1	175	15	190
Marchandises en vrac	2	145	15	320
Navires-citernes (10 000 DWT)	1/2	140	20	<u>90</u>
LONGUEUR TOTALE				600
CHEMIN D'ACCES				
Phosphates	1	200	15	215
Distance de l'extrémité				<u>35</u>
LONGUEUR TOTALE				250

(1) Les longueurs de navires sont des longueurs moyennes

4.3. Largeur de quai

Aucune marchandise ne sera entreposée sur le poste à quai qui ne servira qu'à manutentionner et à consolider les marchandises. Celles-ci seront soit placées directement sur des remorques et amenées aux aires d'entreposage à terre, soit entreposées temporairement sur le quai. Les marchandises sortantes seront soit consolidées sur le quai ou amenées directement aux navires par un tracteur depuis les aires de stockage permanentes. L'on recommande une largeur de quai de 45 m pour ces opérations, tel qu'illustré à la figure 4.2.

4.4. Navigation

4.4.1. Dimensions du chenal et du bassin

La largeur et la profondeur du chenal (à sens unique) ont été définies pour chacune des sections.

Les facteurs régissant la profondeur du chenal sont les suivants:

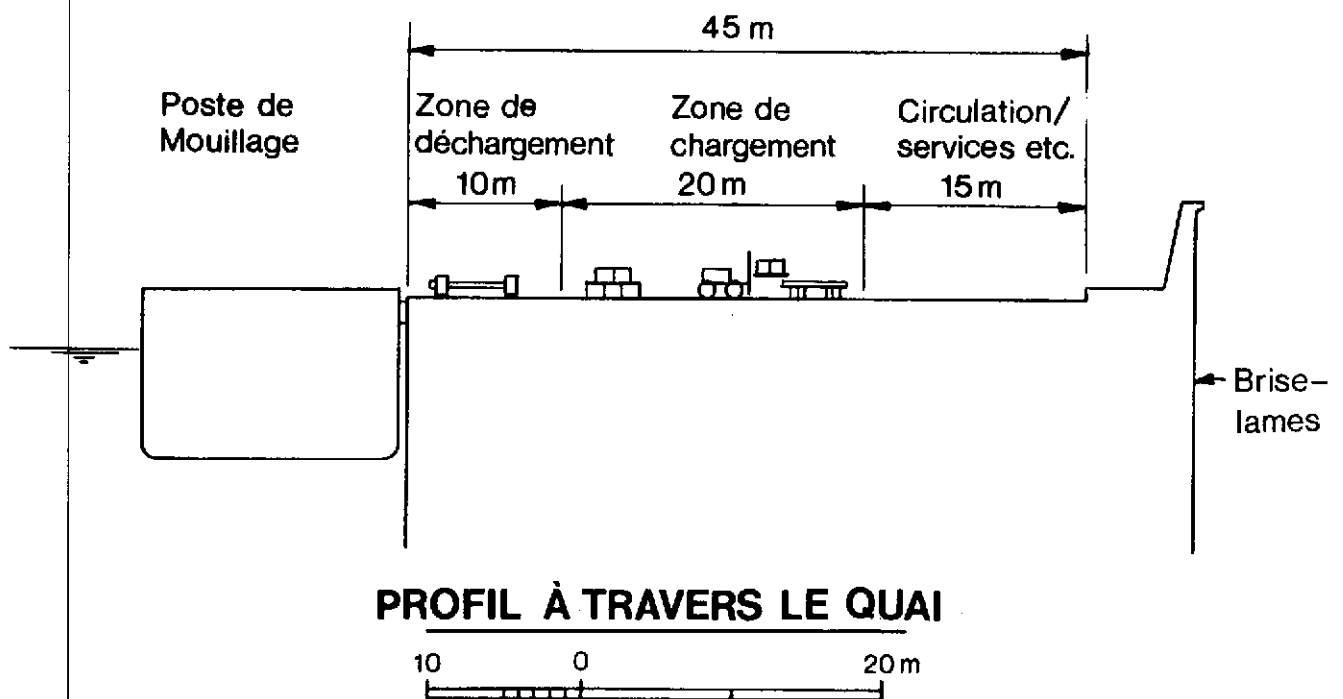
1. Le tirant d'eau du navire de référence, basé sur le tirant d'eau moyen tel que défini à la section 4.1. de ce rapport. L'on suppose que ce tirant d'eau reflète le tirant d'eau d'été maximum.
2. Le tirant additionnel dû au roulis et au tangage sous l'action des vagues. Les conditions dans le chenal du port de Rotterdam, par exemple, indiquent que le tirant additionnel peut atteindre $1.0 \times HS$ (hauteur significative des vagues). Une analyse plus récente du Port de Richards Bay indique par ailleurs que ce tirant additionnel atteint jusqu'à 1.2 à $1.5 \times HS$ si la période des vagues est de 10 à 15 secondes.

Le critère utilisé pour le chenal Saint-Louis prévoit un tirant supplémentaire de $1 \times HS$, avec une hauteur significative de 12 heures/mois. Le critère utilisé pour Richards Bay est de $1.2 \times HS$, correspondant à des vagues de 1.8 m avec une récurrence de 6 jours/an.

3. L'enfoncement d'un navire dans des eaux peu profondes et des chenaux étroits, où la distribution de la pression autour des navires augmente son tirant à la proue ou à la poupe. L'enfoncement qui en résulte est fonction du rapport entre la surface de la coupe du navire et la surface de la coupe du chenal, le type de chenal (ouvert ou restreint) et la vitesse du navire.

FIGURE 4.2

BESOINS EN SUPERFICIE - TABLIER DU QUAÏ



4. La sédimentation qui réduira la profondeur du chenal entre les périodes de dragage. La profondeur du chenal est prévue en fonction de cette sédimentation.
5. Les techniques de sondage conventionnelles, dont le degré d'exactitude peut varier, particulièrement dans les zones où l'action des vagues est forte. Ce facteur est également prévu dans l'aménagement du chenal.
6. Le pied de pilote, c'est-à-dire le dégagement requis entre la quille d'un navire, lorsque son déplacement vertical est au maximum, et le fond marin. Plusieurs études ont démontré qu'un dégagement de 0,5 m est suffisant. Le risque que le navire touche le fond ou qu'il réponde aux commandes trop lentement est toutefois trop élevé, surtout si le matériau de fond est dur et que la vitesse d'approche est élevée. L'on prévoit un dégagement de 0,5 m pour un fond mou et une vitesse d'approche supérieure à 2m/s (4 noeuds), 0,30 m pour le fond mou et une vitesse d'approche inférieure à 2m/s, et 0,75 m pour un fond dur et une vitesse d'approche supérieure à 2m/s.

La largeur d'un chenal à sens unique est fonction de la largeur de la voie de manoeuvre et le dégagement requis entre cette voie et chaque côté du rivage. Ces largeurs varient selon la longueur et la largeur du navire, le type de chenal et l'influence de l'environnement. Les facteurs régissant la largeur d'un chenal sont les suivants:

1. La voie de manoeuvre, qui correspond à la largeur requise par un navire se déplaçant de façon sinusoïdale au centre du chenal. La largeur de cette voie dépend de la manoeuvrabilité des divers types de navires susceptibles d'emprunter le chenal.
2. La dérive et les mouvements de lacet, causés par les vents et les courants, qui doivent être prévus dans l'aménagement du chenal.
3. Le degré de précision avec lequel un navire peut maintenir une position donnée à l'intérieur de la voie de manoeuvre. Ce degré de précision est directement relié à la précision des aides à la navigation. Les jalons lumineux et les balises diurnes constituent le type le plus précis d'aides à la navigation qui devraient être utilisés à Saint-Louis.

4. Le dégagement des rives, qui est la largeur requise de chaque côté de la voie de manoeuvre pour contrer l'effet d'attraction vers les rives lorsqu'un navire s'approche des bords de la voie de manoeuvre. Cet effet d'attraction est un effet hydrodynamique semblable à l'enfoncement vertical. Ainsi, alors que la vague à la proue du navire repousse la proue de la rive, l'effet de succion à la poupe résulte en un effet contraire d'attraction. La force de cet effet dépend de la vitesse du navire et de la configuration du chenal.

Les calculs présentés aux tableaux 4.6. et 4.7. indiquent les dimensions types d'un chenal à sens unique. Toutes les élévations présentées dans ce rapport réfèrent au niveau IGN (niveau moyen de la mer), c'est-à-dire un mètre au-dessus du niveau zéro des cartes et des marées.

Tableau 4.6.

PROFONDEUR DU CHENAL (m)
(TIRANT D'EAU: 10 m)

	Chenal	Bassin d'évitement et zone du quai
Tirant d'eau	10,00	10,00
Excédent du tirant d'eau	2,20	1,20
Enfoncement	0,30	0,30
Sédimentation	0,50	0,70
Précision des sondages	0,25	0,25
Pied de pilote	0,50	0,30
Marge admissible pour l'action des marées	-	-
Profondeur requises au-dessous du zéro des cartes et des marées	13,75	12,75
Profondeur requise au-dessous du zéro IGN	14,75	13,75

4. Le dégagement des rives, qui est la largeur requise de chaque côté de la voie de manoeuvre pour contrer l'effet d'attraction vers les rives lorsqu'un navire s'approche des bords de la voie de manoeuvre. Cet effet d'attraction est un effet hydrodynamique semblable à l'enfoncement vertical. Ainsi, alors que la vague à la proue du navire repousse la proue de la rive, l'effet de succion à la poupe résulte en un effet contraire d'attraction. La force de cet effet dépend de la vitesse du navire et de la configuration du chenal.

Les calculs présentés aux tableaux 4.6. et 4.7. indiquent les dimensions types d'un chenal à sens unique. Toutes les élévations présentées dans ce rapport réfèrent au niveau IGN (niveau moyen de la mer), c'est-à-dire un mètre au-dessus du niveau zéro des cartes et des marées.

Tableau 4.6.

PROFONDEUR DU CHENAL (m)
(TIRANT D'EAU: 10 m)

	Chenal	Bassin d'évitement et zone du quai
Tirant d'eau	10,00	10,00
Excédent du tirant d'eau	2,20	1,20
Enfoncement	0,30	0,30
Sédimentation	0,50	0,70
Précision des sondages	0,25	0,25
Pied de pilote	0,50	0,30
Marge admissible pour l'action des marées	-	-
Profondeur requises au-dessous du zéro des cartes et des marées	13,75	12,75
Profondeur requise au-dessous du zéro IGN	14,75	13,75

4. Le dégagement des rives, qui est la largeur requise de chaque côté de la voie de manoeuvre pour contrer l'effet d'attraction vers les rives lorsqu'un navire s'approche des bords de la voie de manoeuvre. Cet effet d'attraction est un effet hydrodynamique semblable à l'enfoncement vertical. Ainsi, alors que la vague à la proue du navire repousse la proue de la rive, l'effet de succion à la poupe résulte en un effet contraire d'attraction. La force de cet effet dépend de la vitesse du navire et de la configuration du chenal.

Les calculs présentés aux tableaux 4.6. et 4.7. indiquent les dimensions types d'un chenal à sens unique. Toutes les élévations présentées dans ce rapport réfèrent au niveau IGN (niveau moyen de la mer), c'est-à-dire un mètre au-dessus du niveau zéro des cartes et des marées.

Tableau 4.6.

PROFONDEUR DU CHENAL (m)
(TIRANT D'EAU: 10 m)

	Chenal	Bassin d'évitement et zone du quai
Tirant d'eau	10,00	10,00
Excédent du tirant d'eau	2,20	1,20
Enfoncement	0,30	0,30
Sédimentation	0,50	0,70
Précision des sondages	0,25	0,25
Pied de pilote	0,50	0,30
Marge admissible pour l'action des marées	-	-
Profondeur requises au-dessous du zéro des cartes et des marées	13,75	12,75
Profondeur requise au-dessous du zéro IGN	14,75	13,75

4. Le dégagement des rives, qui est la largeur requise de chaque côté de la voie de manoeuvre pour contrer l'effet d'attraction vers les rives lorsqu'un navire s'approche des bords de la voie de manoeuvre. Cet effet d'attraction est un effet hydrodynamique semblable à l'enfoncement vertical. Ainsi, alors que la vague à la proue du navire repousse la proue de la rive, l'effet de succion à la poupe résulte en un effet contraire d'attraction. La force de cet effet dépend de la vitesse du navire et de la configuration du chenal.

Les calculs présentés aux tableaux 4.6. et 4.7. indiquent les dimensions types d'un chenal à sens unique. Toutes les élévations présentées dans ce rapport réfèrent au niveau IGN (niveau moyen de la mer), c'est-à-dire un mètre au-dessus du niveau zéro des cartes et des marées.

Tableau 4.6.

PROFONDEUR DU CHENAL (m)
(TIRANT D'EAU: 10 m)

	Chenal	Bassin d'évitement et zone du quai
Tirant d'eau	10,00	10,00
Excédent du tirant d'eau	2,20	1,20
Enfoncement	0,30	0,30
Sédimentation	0,50	0,70
Précision des sondages	0,25	0,25
Pied de pilote	0,50	0,30
Marge admissible pour l'action des marées	-	-
Profondeur requises au-dessous du zéro des cartes et des marées	13,75	12,75
Profondeur requise au-dessous du zéro IGN	14,75	13,75

Tableau 4.7.

LARGEUR DU CHENAL (m)
(LARGEUR DE NAVIRE: 25 m)

	Chenal	Bassin d'évitement
Voie de manoeuvre	100	450
Allocation pour la dérive	50	-
Précision de la navigation	20	-
Dégagement des rives	<u>50</u>	<u>-</u>
Total	220	450

4.4.2. Critères opérationnels

Les conditions qui limitent les opérations aux terminaux ont été définies pour les situations suivantes:

1. Navigation dans le chenal d'accès
2. Abordage des navires
3. Navires amarrés au quai - chargement et déchargement
4. Départ des navires

4.4.2.1. Navigation dans le chenal d'accès

Les pilotes monteront à bord des navires à 2 ou 3 km avant l'arrivée au port. La hauteur maximum des vagues pour permettre aux pilotes de monter en sécurité est normalement de 1.5 à 2 m, conditions qui prévalent à Saint-Louis de 0,5 à 7% du temps. Puisque les vagues y sont principalement caractérisées par une houle avec une période relativement longue, une hauteur de 2 m est jugée appropriée.

Une fois le pilote à bord, le navire suivra l'axe du chenal, d'où des remorqueurs l'assisteront dans ses manoeuvres. Des vagues de 2 m constituent la limite normale pour l'assistance des remorqueurs.

4.4.2.2. Amarrage

Tel qu'indiqué ci-haut, les navires seront assistés par des remorqueurs pour les diverses manoeuvres requises depuis l'entrée au port, jusqu'à l'amarrage au quai. Puisque ces manoeuvres se feront en eaux protégées, les conditions des vagues au large n'affecteront pas les opérations. Les conditions limites pouvant affecter les manoeuvres sont toutefois établies comme suit:

- . vitesse de vent supérieure à 10 m/s
- . visibilité inférieure à 2 km
- . courant transversal supérieur à 0,25 m/s

4.4.2.3. Navires amarrés

Les conditions limites pour le transfert de cargaisons sont été définies pour les porte-conteneurs. Ce type de navires a été choisi pour les raisons suivantes:

- a) La limite acceptable de mouvement est généralement inférieure pour les porte-conteneurs que pour les autres types de navires. Les porte-conteneurs seront donc considérés comme navires de référence en ce qui concerne l'action des vagues du quai.
- b) Une proportion relativement importante des navires qui feront escale à Saint-Louis seront des porte-conteneurs.

Le vent et les vagues sont les deux facteurs qui influencent le degré de mouvement des navires et, par conséquent, des conteneurs durant leur transfert au moyen des grues montées sur les navires. Les mouvements maximum acceptables des conteneurs durant leur transfert sont établis comme suit:

- . mouvement longitudinal de 1,5 m (+/- 0,75 m)
- . mouvement latéral de 0,5 m (+/- 0,25 m)
- . mouvement vertical de 1,0 m (+/- 0,50 m)

4.4.2.4. Départ des navires

Les conditions limitatives pour le départ d'un navire dépendront de la nécessité d'assistance par un remorqueur.

Nous avons supposé que certains navires devront être assistés pour quitter le port. Si c'est le cas, les conditions limitatives seront semblables à celles prévues pour l'arrivée au port, c'est-à-dire des conditions caractérisées par des vagues de 2 m dans le bassin d'évitement.

Aménagement du terminal

5. AMENAGEMENT DU TERMINAL

5.1. Introduction

Les aspects suivants doivent être considérées dans l'évolution de l'aménagement du terminal :

- Les coûts de construction et d'entretien du brise-lames et du quai
- Le calendrier de réalisation du projet
- La protection du bassin d'évitement contre l'action des vagues pour permettre aux remorques d'assister les navires
- L'action des vagues au quai doit être minimisée pour assurer le transfert ininterrompu des cargaisons durant les conditions normales de vagues
- L'aménagement du brise-lames doit permettre l'agrandissement futur du terminal
- Le transport littoral de sédiments, évalué à 1 million m³/an (réf. 2), sera affecté par le brise-lames. Une sédimentation est prévue dans la partie protégée de celui-ci. L'interruption de ce transport littoral par le brise-lames doit être minimisée.

L'aménagement recommandé du terminal est basé, d'une part, sur un concept et une évaluation financière préliminaires d'une nombre d'options et, d'autre part, sur les résultats d'une série d'études sur modèles hydrauliques simulant les vagues et la sédimentation (réf. 4.5). Les résultats de ces diverses études sont présentés plus loin.

5.2. Brise-lames

5.2.1. Critères conceptuels

5.2.1.1. Vagues de référence

Les conditions au large de Saint-Louis sont caractérisées par des vagues d'origine et de caractéristiques différentes. Pour ces raisons deux types de conditions ont été définies pour Saint-Louis: les conditions extrêmes et les conditions normales.

La répartition des fréquences de dépassement des hauteurs significatives des vagues présentée à la figure 5.1. est basée sur trois sources:

- les mesures de vagues effectuées par BBL-Swan Wooster en 1983 et 1984;
- les mesures de vagues effectuées par SNC en 1971 et 1972;
- les résultats de l'étude sur modèle des hauteurs extrêmes réalisée par DHI en 1983.

Ces mesures ont permis de définir les hauteurs significatives (H_s) et les périodes de pointe de vagues (T_p):

Fréquence de dépassement	Conditions normales	
	H_s	T_p
3 heures/100 ans (0.00034%)	4,5 m	19 s
3 heures/10 ans (0.0034%)	3,7 m	19 s
3 heures/an (0.034%)	2,7 m	19 s

5.2.1.2. Niveau d'eau

Le brise-lames doit résister à la fois aux vagues et aux niveaux d'eau extrêmes. Des niveaux d'eau élevés entraînent généralement des vagues de force maximum sur la crête et le côté abrité du brise-lames. Des niveaux faibles entraînent des vagues de force maximum sur le pied et la partie inférieure de l'armure du brise-lames.

Les variations du niveau de l'eau dans l'océan au large de Saint-Louis sont principalement attribuées à la marée astronomique semi-diurne et ne dépendent pas des tempêtes. Les niveaux extrêmes de l'eau ne doivent donc pas être considérés conjointement avec les conditions de vagues extrêmes puisqu'il est très rare que les deux arrivent en même temps. Les conditions de référence seraient par ailleurs trop conservatrices.

Les variations de la marée à Saint-Louis sont relativement faibles, tel qu'illustré à la figure 5.2. Les niveaux d'eau minimum et maximum annuels dans l'océan sont environ de + 0,8 m et - 0,8 m (I.G.N.). Les valeurs extrêmes correspondantes (période de récurrence de 10 ans) sont de + 0,9 m et - 0,9 m environ. Notons que l'étude des variations du niveau de l'eau n'a été effectuée que sur une période de 10 mois (réf. 2), ce

FIGURE 5.1

FRÉQUENCES DE DÉPASSEMENT DES HAUTEURS SIGNIFICATIVES DES VAGUES

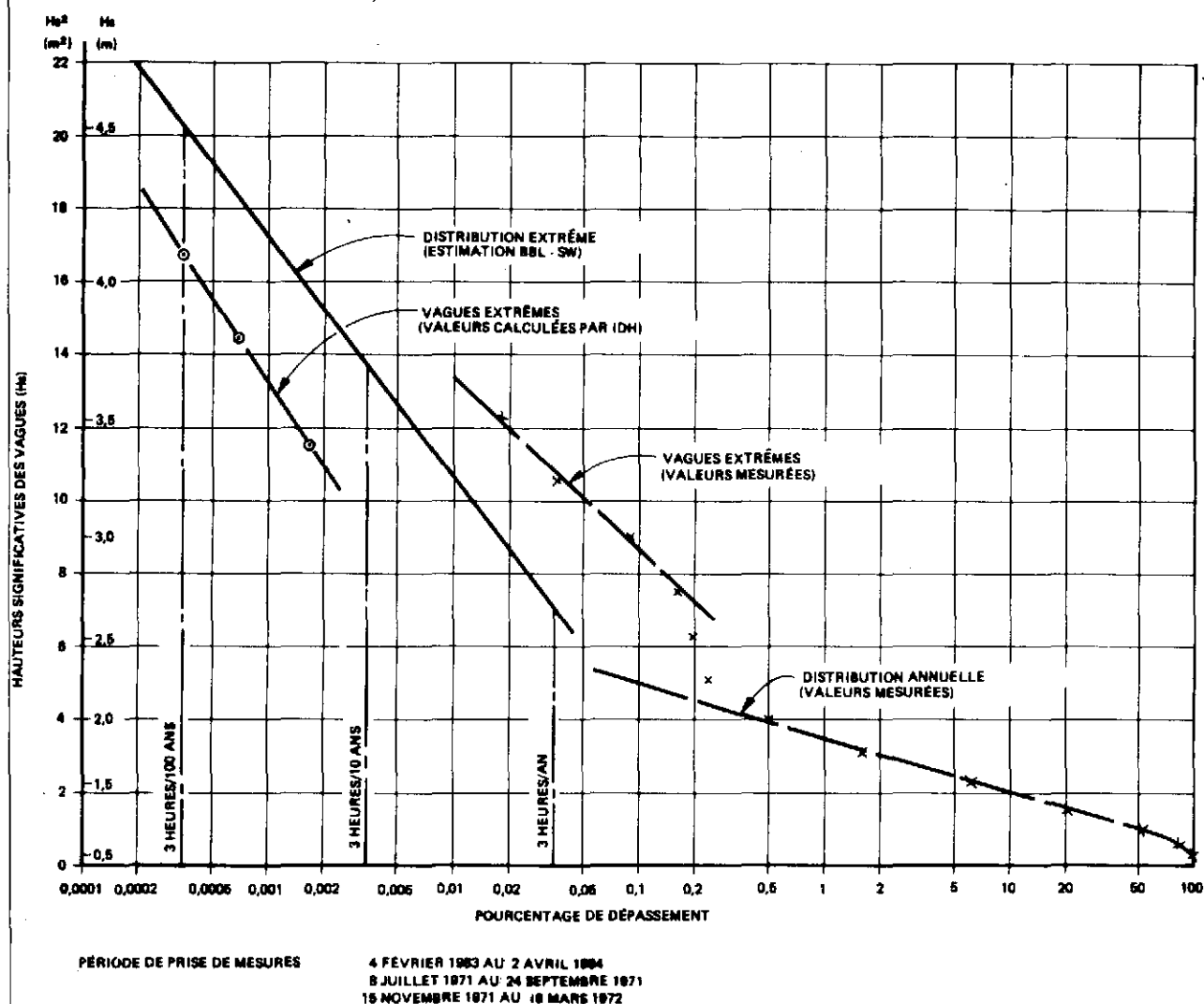
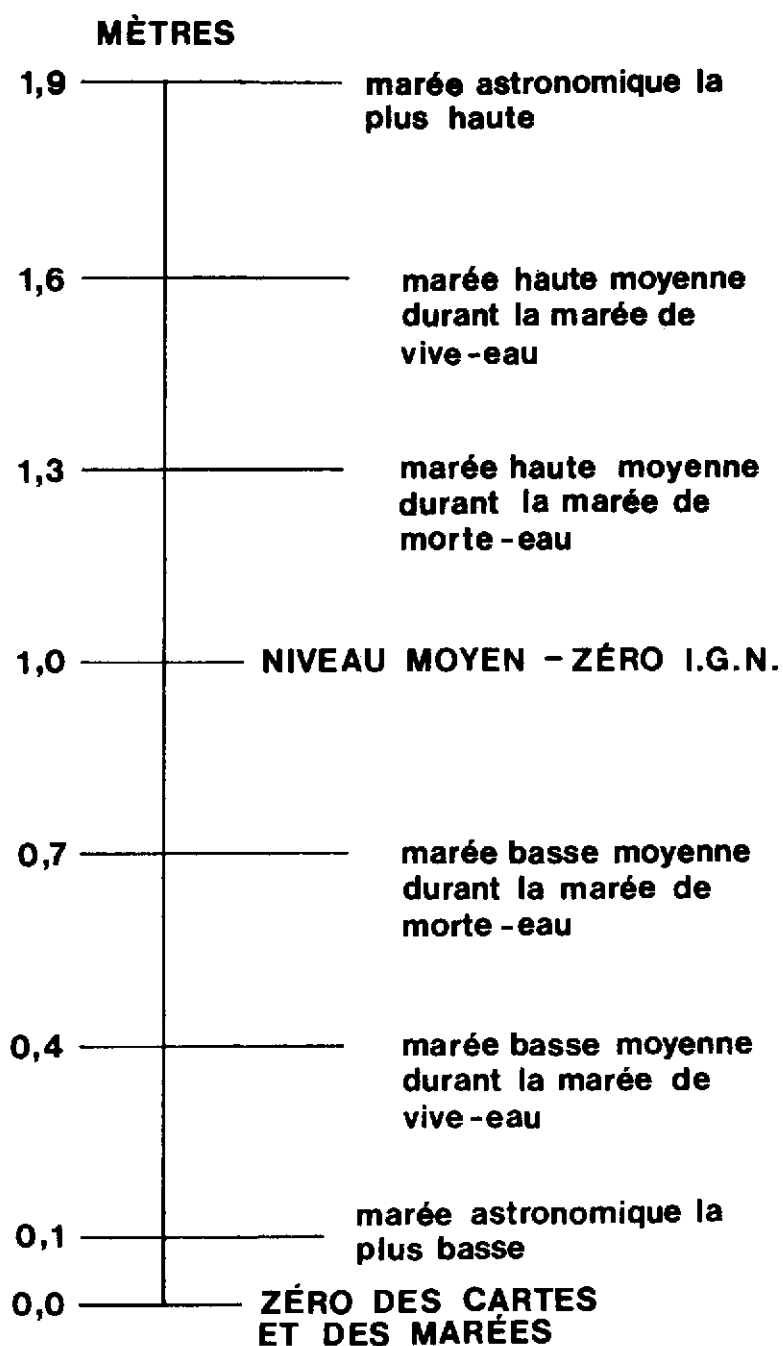


FIGURE 5.2
DONNÉES DES MARÉES À SAINT-LOUIS



SOURCE: ANNUAIRES DES MARÉES
DE L'AMIRAUTÉ, VOLUME 2 1982

qui représente une période très courte pour établir des prévisions précises des niveaux maximum. Vu cette incertitude, et compte tenu de la faible différence entre les niveaux annuels et les niveaux extrêmes (période de récurrence de 10 ans), des niveaux de + 1,0 m et - 1,0 m (IGN) ont été choisis pour le concept préliminaire du brise-lames.

5.2.1.3. Structure du brise-lames

Un brise-lames doit être conçu en fonction des critères suivants:

A. Stabilité de l'ouvrage

B. Hauteur des vagues

A. Stabilité

Dans l'analyse de la stabilité des brise-lames, les considérations suivantes ont été abordées:

Brise-lames monolithe:

- glissement du brise-lames;
- renversement du brise-lames.

Brise-lames en moellons

- glissement possible de l'armure;
- détérioration possible du pied, entraînant une forte érosion ou le glissement de la partie inférieure de l'armure;
- érosion possible de la crête du brise-lames par les vagues;
- risque de glissement ou d'affaissement du sol sous-jacent.

Pour réduire tous les risques énoncés ci-haut, nous recommandons un brise-lames conçu en fonction des conditions maximum d'une tempête survenant tous les 100 ans.

B. Hauteur des vagues

Il ne serait pas économique de concevoir un brise-lames qui empêcherait les vagues extrêmes de s'élever au-dessus de sa crête. Bien que certaines vagues passeront par-dessus le brise-lames, affectant peut-être quelque peu les opérations portuaires, la structure de l'ouvrage ne devrait pas subir de dommage. Le brise-lames a donc été conçu pour que seules les vagues ayant une période de récurrence de 1 an passent par-dessus sa crête.

5.2.2. Concepts structuraux

Le concept préliminaire du brise-lames qui protégera les terminaux du port de Saint-Louis tient compte des conditions particulières de l'emplacement. Aussi, les facteurs suivants ont été considérés:

- Le régime de vagues au large de Saint-Louis est caractérisé par une houle presque constante; les jours calmes sont donc très rares. Ces conditions, qui rendent difficile les travaux de construction, doivent donc être prises en considération dans la conception du brise-lames et l'établissement des tolérances lors de la construction.
- Le fond marin est composé de matériaux très susceptibles à l'érosion, d'autant plus qu'un transport littoral longe continuellement la côte. Puisque ces conditions risquent d'entraîner une forte érosion du fond marin près du brise-lames, celui-ci pourrait en être endommagé.

Les brise-lames peuvent avoir soit une paroi verticale, soit une paroi inclinée. Les brise-lames verticaux, généralement composés de caissons en béton de gabions en acier, sont habituellement des constructions monolithes caractérisées par une forte réflexion des vagues. Les brise-lames à paroi inclinée sont généralement construits de moellons recouverts de blocs en béton ou de gros moellons. Ces brise-lames ont une forte capacité d'absorption de l'énergie des vagues et, par conséquent, une faible réflexion des vagues.

Les caissons en béton sont généralement préfabriqués, amenés au site, immergés en place sur une couche filtrante de protection contre l'érosion et ensuite remplis de ballast. Notons que la fabrication et la mise en place est une opération complexe, d'autant plus qu'à Saint-Louis l'action des vagues est presque permanente. Les brise-lames à paroi inclinée ont généralement un noyau en moellons recouverts de diverses couches de matériaux filtrants et protégés contre les vagues par une armure. Cette armure peut-être faite de blocs individuels taillés en carrière ou de blocs en béton. Ce type d'ouvrage comporte deux avantages par rapport à un brise-lames à paroi verticale: une faible réflexion des vagues et une technique de construction plus simple.

Plusieurs concepts structuraux de brise-lames ont été étudiés, tel qu'illustré à la planche 5.1. Pour chaque concept, les propriétés suivantes ont été évaluées:

Sources de matériaux

Les sources de matériaux de construction convenables sont limitées dans les environs de Saint-Louis. Le sable y est très fin et uniforme, et ne peut donc pas convenir comme agrégat dans du béton. Il existe toutefois deux sources possibles de bon matériaux de carrière, soit la formation de basalte de Diak à l'est de Dakar, et les dépôts de quartzite de Bakel (réf. 8). Les coûts de transport de Bakel à Saint-Louis étant très élevés, l'exploitation de cette dernière source n'est pas considérée comme étant économiquement viable.

Transport

Le transport de matériaux et d'équipement au site sera difficile dû au manque d'installations marines offrant un accès navigable entre l'océan et Saint-Louis. L'embouchure existante étant très peu profonde, elle ne pourra servir de voie navigable aux barges en provenance de l'estuaire.

Méthode de construction

Le brise-lames sera vraisemblablement construit à l'aide de matériel flottant et de matériel installé sur la partie complétée du brise-lames.

Brise-lames en caissons de béton - Option 1

Dans cette option, les caissons ont une longueur de 25 m environ, une hauteur de 22 m et une largeur de 14 m dans la zone du quai et de 20 m aux extrémités du brise-lames. Les caissons sont placés sur un lit de pierre concassée. La base du caisson est à - 12 m IGN; l'élévation du brise-lames complétée est de + 10 m IGN. La partie principale des caissons (sans la protection contre les vagues) peut être soit complètement construite en cale sèche ou construite partiellement sur terre et complétée à flot dans un endroit protégé. La protection contre les vagues et la dalle du tablier doivent être mises en place une fois que les caissons ont été immergés et remplis de sable.

Tous les matériaux libres le long du brise-lames devront être dragués. Un remblai en enrochement devra ensuite être posé pour niveler le fond. Les caissons seront ensuite immergés en place et remplis de matériau granulaire. La base des caissons devra enfin être protégée contre l'érosion à l'aide de grosses pierres.

Le brise-lames en caissons offre deux avantages distincts: le recours à un important volume de main-d'oeuvre locale et le minimum d'entretien requis pour ce type de construction.

Cette option des caissons offre également l'avantage de minimiser les travaux qui devront être effectués à l'aide de matériel flottant au large, en zone non protégée. L'on prévoit que les caissons seront fabriqués à Dakar, lestés et remorqués jusqu'au site.

La méthode des caissons comporte toutefois l'inconvénient rattaché aux difficultés de transport et de mise en place et aux risques de dommages qui en découlent. L'on prévoit que la première partie du brise-lames sera construite durant l'été et l'automne lorsque les vagues sont légèrement moins hautes qu'à l'hiver et au printemps. Une fois que cette première partie aura été construite, elle fournira une protection suffisante pour l'équipement et les matériaux lors des tempêtes. La hauteur significative moyenne des vagues durant la période s'échelonnant de juin à octobre est de 1 m environ. Cette hauteur est légèrement supérieure à la hauteur acceptable pour la mise en place des caissons. Si toutefois l'opération est bien planifiée et que les joints entre les caissons sont conçus pour des tolérances suffisantes, la mise en place pourra même être faite si la hauteur des vagues se situe à 1 m environ.

Bien que l'on puisse s'attendre à beaucoup de temps mort durant la construction du brise-lames, il est important de mentionner que des brise-lames en caissons ont déjà été construits sur des sites semblables, et même plus exposés aux vagues que celui de Saint-Louis. C'est par exemple le cas du port de Su-Ao à Taiwan, où la hauteur des vagues acceptable pour la mise en place des caissons atteignent 1.5 m.

Brise-lames à monticule de moellons - Option 2

Il s'agit d'un concept traditionnel composé d'un monticule de maillons sur un noyau de pierre de carrière. Le noyau est recouvert d'une couche filtrante composée de pierre et d'une armure. Le monticule de moellons est construit sur des clayonnages filtrants placés sur le fond marin. Ces clayonnages filtrants dépassent la base du brise-lames pour protéger celui-ci contre l'érosion. Les plus grandes pierres qui proviendront des carrières de basalt de Kiak n'auront que 0.6 à 0.9 m de diamètre, ce qui est trop petit pour construire une armure stable. L'on devra donc utiliser des blocs de béton.

L'on prévoit que les matériaux de carrière pour la construction du brise-lames seront transportés par camions de Diak à Dakar, et par barges de Dakar au site. Les clayonnages filtrants et un brise-lames parti du noyau du brise-lames peuvent être mis en place à l'aide de barges. La partie supérieure du noyau, la couche filtrante et les blocs de l'armure pourraient être mis en place à l'aide de grues flottantes et par une grue aménagée sur la partie complète du brise-lames.

Lors de la construction de l'ouvrage, une partie du noyau ainsi que la couche filtrante seront à découvert et directement exposées aux vagues lors des tempêtes. Puisque certains dommages en résulteront vraisemblablement, cette éventualité doit être prévue dans la planification des travaux.

Le monticule des moellons ne sera pratiquement pas effectué par les quelques affaissements susceptibles d'être entraînés par le tassement des matériaux du fond marin ou la compaction du matériau du noyau.

Cette option offre les avantages d'une grande durabilité et d'une bonne stabilité. Des brise-lames à monticule de moellons ont déjà été construits à travers le monde. De plus, la plupart des entrepreneurs de travaux maritimes internationalement reconnus ont beaucoup d'expérience dans ce type d'ouvrage, ce qui permettra d'obtenir des prix concurrentiels pour la réalisation du projet.

Les coûts de transport des matériaux de carrière de Diak au site seront toutefois élevés. Des barges seront sans doute réutilisées pour transporter les matériaux (pierres et blocs de béton) de Dakar au site. Il demeure que la question de longitude sera un élément très important dans le cadre du projet.

Monticule du moellons sur sable dragué - Option 3

Ce concept est semblable à l'option 2 avec la différence qu'une partie du matériau du noyau est remplacée par du sable, réduisant ainsi de beaucoup la quantité de matériau de carrière coûteux à produire. Une digue submergée de 10 m de largeur, dont la crête s'élèvera à - 3 m IGN, formera la partie exposée du noyau du brise-lames. Un remblai de sable sera placé du côté de la digue (en gravier) faisant face au quai. La partie supérieure du brise-lames sera construite sur la digue et en partie sur le remblai du sable.

Coûts de construction

Les coûts d'investissement de chacune des options envisagées sont présentés au tableau 5.1 ci-après. Tous les chiffres sont basés sur des renseignements fournis par des fournisseurs, les données sur les coûts obtenus des pays de l'OMVS et l'expérience récente de BBL-SW sur des projets semblables. Les coûts par mètre linéaire indiqués pour la partie du brise-lames au quai ne réfèrent qu'au brise-lames et ne comprennent pas les coûts de dragage et de remblai reliés à la construction du quai de 45 m de largeur. Les coûts pour la partie du brise-lames à l'extérieur de la zone du quai comprennent l'armure de protection du côté du terminal.

Tableau 5.1.

BRISE-LAMES - COÛTS D'INVESTISSEMENT
(COUT PAR METRE - MILLIONS DE F CFA)

Option	Tronçon du brise- lames au quai	Tronçon du brise- lames au-delà du quai
1. Brise-lames en caissons de béton	13,8	19,5
2. Brise-lames à noyau en moellons	23,7	27,0
3. Noyau en moellons sur lit de sable dragué	19,5	ND

5.3. Construction du quai

5.3.1. Critères conceptuels

Environ 400 mètres linéaires de quai seront requis pour la phase initiale d'aménagement du port. Cette longueur comprend les postes pour navires de marchandises générales, pour les porte-conteneurs et pour les transporteurs de produits pétroliers.

Les critères utilisés pour le concept préliminaire sont les suivants:

Navire de référence

Port en lourd (DWT)	35 000 tonnes (partiellement chargé à 25 000 tonnes)
Longueur	200 mètres
Largeur	30 mètres
Tirant d'eau (partiellement chargé)	10,5 mètres
Déplacement maximum	35 000 tonnes

Critères de calcul pour la construction du quai

Profondeur d'eau au quai	- 13,75 mètres (IGN)
Élévation de la plate-forme	+ 3,5 mètres (IGN)
Vitesse d'amarrage	0,15 m/s
Charge imposées	
Charge distribuée uniformément	30 kPa
Grue mobile de 50 tonnes	
Chariot à fourche de 40 tonnes	

La largeur totale du quai est de 45 m, tel qu'illustré aux planches 5.2. et 5.3.

5.3.2. Structures de quai

Tel qu'illustré aux planches 5.1. et 5.2., les options suivantes ont été considérées pour le quai:

Quai ouvert sur pieux (option 1)

Dans cette option, une plate-forme en béton armé de 25 m de largeur montée sur pieux et construite sur une pente stabilisée protégée par une couche d'enrochement. Une zone de 20 m de largeur entre la plate-forme et la crête du brise-lames sera remplie de sable et pavée, augmentant ainsi la largeur totale du quai à 45 m.

L'enfoncement des pieux constituera toutefois l'inconvénient de cette option. Pour éviter les problèmes de corrosion susceptibles d'affecter des pieux d'acier, l'on recommande l'utilisation de pieux en béton. Ces pieux en béton seront toutefois difficiles à enfoncer dans le fond dur. Ces pieux devront par ailleurs être munis de sabots en acier et conçus pour résister au soulèvement.

Cette option permettra l'emploi d'un volume important de main-d'oeuvre locale et ne nécessitera qu'un minimum d'entretien.

Quai en caissons de béton (option 2)

Cet ouvrage est composé de grands caissons en béton d'environ 12 m de largeur, sur 25 m de longueur, sur 16 m de hauteur, placés sur un lit de gravier. La base des caissons est à - 14.5 m IGN; l'élévation est de + 1.5 m IGN. Les caissons pourraient être construits complètement dans un bassin de radoub ou partiellement à terre pour être ensuite transportés et complétés à flot.

Tous les matériaux mous le long du poste devront être dragués et remplacés par une couverture de remblai en enrochement. Les caissons seront mis en position à flot, et listés jusqu'au lit préparé où ils seront remplis de remblai granulaire. La base des caissons sera protégée de l'érosion au moyen d'un enrochement.

Cette option assurera non seulement un grand apport de main-d'oeuvre locale mais éliminera en outre presque tout besoin d'entretien.

Quai en palplanches d'acier (option 3)

Cet ouvrage comprend un mur en palplanches d'acier formant la face du quai. En raison de la hauteur du mur, un système de tirants est installé à l'élévation 0,0 m IGN. Cette structure en palplanches d'acier consiste en des pieux courants en Z, enfoncés dans le remblai granulaire placé dans une tranchée creusée dans la couche dure. Les tirants sont reliés à des moises fixées à l'arrière à un mur d'ancrage en béton prêt-moulé.

L'utilisation d'un ouvrage en palplanches comporte de nombreux avantages, dont:

- . la disponibilité des matériaux
- . la facilité de construction

Ce type d'ouvrage ne requiert toutefois que peu de main-d'oeuvre, de sorte que la création d'emplois sera minime durant la construction.

L'inconvénient majeur de ce type d'ouvrage est sa sensibilité à la corrosion, qui peut réduire considérablement sa durée de vie utile. Bien qu'il soit possible de recourir à des revêtements protecteurs et à des surépaisseurs, ces mesures sont coûteuses et leur efficacité dépend dans une large mesure de l'environnement marin particulier auquel l'acier est exposé.

Les mesures suivantes devraient être utilisées pour augmenter la vie utile d'un ouvrage en palplanches d'acier:

- . protection cathodique
- . utilisation de palplanches enduites de goudron de houille d'époxy en usine
- . surépaisseur en acier pour l'âme des sections afin d'éviter la perforation par corrosion
- . installation d'un parafeu en béton non armé derrière les palplanches à partir du haut du mur jusqu'à une profondeur de - 1,0 m afin de réduire les problèmes de perforation.

Quai en gabions d'acier (option 4)

Cet ouvrage consiste en de grands gabions circulaires d'environ 15 mètres de diamètre formés par l'enclenchement de palplanches ordinaires. Les palplanches pénétreront jusqu'à la couche de sable cimenté et il ne sera pas nécessaire de les fixer. Un remblai granulaire de bonne qualité à l'intérieur des gabions les empêchera de se renverser grâce à son poids et à son angle élevé de frottement interne. La résistance au glissement sera assurée par le frottement entre le remblai du gabion et la surface sous-jacente, soit la couche de sable cimenté.

Cet ouvrage n'est toutefois pas retenu à l'heure actuelle parce qu'il n'offre pas les avantages, en termes de coûts, que présente l'ouvrage avec mur de palplanches d'acier (option 3). La corrosion serait en outre plus importante puisqu'une surface de palplanches beaucoup plus grande serait exposée à l'environnement marin.

Quai en blocs de béton (option 5)

Cet ouvrage est très semblable à l'option des caissons en béton décrite plus haut. Le caisson de béton armé est remplacé par trois couches de blocs de béton non armé déposés sur un lit de gravier et remplis de matériaux granulaires choisis. Les blocs, d'un poids moyen de 100 tonnes, seront moulés à terre au moyen d'un coffrage en acier et mis en place à l'aide d'une grue montée sur une grande barge. Une fondation d'enrochement sera établie afin de prévenir l'usure de l'assise des blocs causés par le remous des hélices.

Un remblai granulaire choisi sera placé derrière les blocs afin de réduire la charge latérale exercée sur la structure de blocs.

Cette option offre les avantages de sa simplicité de construction, de son emploi considérable de main-d'oeuvre et de matériaux locaux et de ses besoins en entretien peu élevés.

Quai à contreforts de béton (option 6)

Ce type de construction consiste en un mur de béton armé de 14 m environ reposant sur un empattement de 7 m et supporté par des contreforts espacés. Cet ouvrage serait préfabriqué en sections, transporté au site par barges et mise en place à l'aide d'une grue flottante.

Cette option comporte toutefois l'inconvénient du poids relativement considérable des sections (environ 200 t), et du coût élevé de la grue flottante requise pour aménager le quai. Par contre, l'option permettra l'emploi d'un volume important de main-d'oeuvre et ne nécessitera pratiquement pas d'entretien.

Coûts de construction

Le coût estimé en capital de chacune de ces options est présenté au tableau 5.2. ci-après.

Toutes les informations sont basées sur des renseignements donnés par les fournisseurs, sur des données fournies par les pays de l'OMVS et sur l'expérience récente de BBL-SW avec des projets semblables. Les coûts par mètre linéaire ne renvoient qu'aux coûts du drainage et du remplissage directement associés à la construction et au pavage d'un quai de 45 m de largeur.



Tableau 5.2.

COUTS D'INVESTISSEMENT DES OPTIONS

Option	Coût par mètre (million de FCFA)
1. Quai ouvert monté sur pieux	13,0
2. Quai en caissons de béton	13,0
3. Quai en palplanches d'acier	8,8
4. Quai en gabions d'acier	10,5
5. Quai en blocs de béton	16,0
6. Quai à centreforts	13,0

Le tableau ci-dessus montre que les ouvrages en palplanches d'acier requièrent des coûts d'investissement moins importants que les autres ouvrages. Une comparaison juste et équitable de tous ces ouvrages ne peut toutefois pas être effectuée sans considérer la durée de vie et les coûts annuels d'entretien.

Nous avons par ailleurs effectué une comparaison économique entre l'ouvrage en palplanches d'acier et l'ouvrage avec caissons en béton en examinant quatre options qui supposaient différents taux de corrosion et, par conséquent, quatre valeurs différentes pour la durée de vie du quai en palplanches d'acier.

Les quatre cas suivants ont été considérés:

Taux de corrosion	Estimation des taux de corrosion mm/an		
	Corrosion généralisée	Corrosion localisée	Durée de vie estimée (année)
1. Peu élevé	0,10	0,30	50
2. Moyen	0,40	1,20	20
3. Elevé	0,60	1,80	14
4. Très élevé	1,00	3,00	8

- Cas 1. Un taux de corrosion peu élevé correspond à une corrosion se produisant normalement en eau froide, ce qui n'est pas le cas à Saint-Louis.
- Cas 2. Un taux de corrosion moyen correspond à un taux se situant au milieu des valeurs théoriques.
- Cas 3. Un taux de corrosion élevé correspond à un taux plus élevé que pour la plupart des cas rapportés de corrosion de palplanches d'acier.
- Cas 4. Un taux de corrosion très élevé correspond à une corrosion probablement beaucoup élevée que celle à laquelle on pourrait normalement s'attendre à Saint-Louis.

L'analyse économique a été effectuée en utilisant les coûts d'investissement et d'entretien annuel suivants:

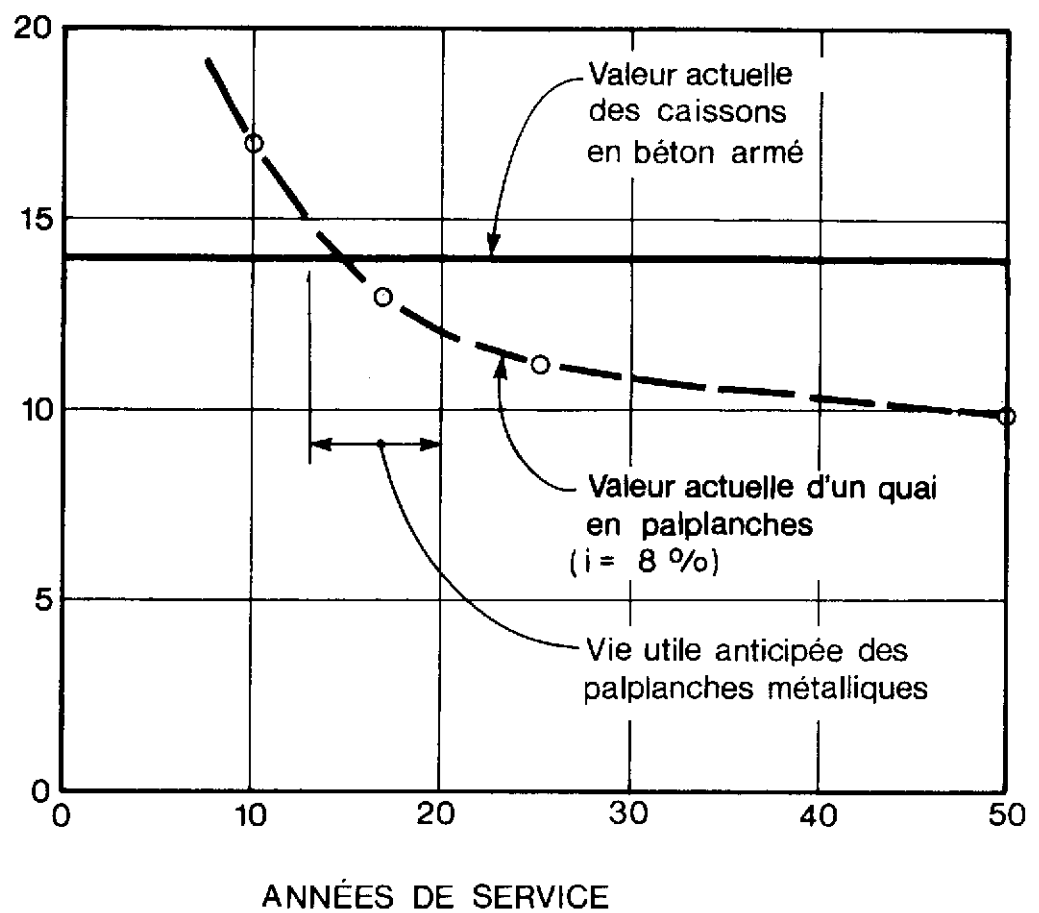
	Coût d'investissement par mètre linéaire (million de FCFA)	Coût d'entretien annuels par mètres linéaire (million de FCFA)
Ouvrage en palplanches d'acier	8,8	0,088
Caissons en béton	13,0	0,065

Les coûts annuels d'entretien ont été évalués à 1% du coût d'investissement pour le mur en palplanches d'acier, et à 0,5% du coût d'investissement pour les caissons en béton. Les coûts de remplacement ont été supposés égaux au coût de la construction nouvelle dans chaque cas. L'on a supposé que le quai avec caissons en béton aurait une durée de vie de 50 ans.

Les résultats de cette analyse, présentés à la figure 5.3., indiquent que les coûts du quai en palplanches et du quai en caissons seront les mêmes sur 50 ans, en admettant que la vie utile des palplanches est de 14 à 15 ans et que celles-ci seront remplacées après cette période. Les mesures proposées de protection contre la corrosion devraient augmenter la vie utile des palplanches à 15-20 ans. Puisque le coût des deux options sont les mêmes, nous avons choisi le quai en caissons de béton à cause de sa vie utile plus longue.

FIGURE 5.3
COMPARAISON DE DIVERSES OPTIONS
DE CONSTRUCTION DU QUAI

VALEUR ACTUELLE D'UN QUAI - COÛTS D'INVESTISSEMENT
 D'ENTRETIEN ET DE REMPLACEMENT
 (millions de francs CFA par mètre)



5.4. Route d'accès

5.4.1. Critères conceptuels

Charges prévues

Charge répartie uniformément, 10 kPa
camions de 40 tonnes

Tel qu'illustré aux planches 5.2. et 5.4., la route d'accès a une largeur totale de 16 m.

5.4.2. Options

Les options suivantes ont été considérées pour la route d'accès au quai (voir planche 5.2. et 5.4.).

Chemin d'accès sur pilotis

La coupe du chemin proposé est illustrée à la planche 5.2. Il s'agit d'un ouvrage constitué de pieux en béton prêmoulés de 610 mm de diamètre supportant des chapeaux de pieux prêmoulés et des poutres en béton prêmoulées. Cette charpente ainsi constituée de portiques espacés de 15 mm sera munie d'un tablier de 16 mm de largeur qui offrira une route à deux voies, des passerelles pour piétons ainsi que des conduites de service (tuyauterie, etc).

Ce chemin d'accès sera construit en porte-à-faux en commençant au rivage.

Chaussées

L'alternative au chemin d'accès est un ouvrage combinant chaussée et brise-lames s'étendant du rivage au brise-lames au large. Trois options de cette alternative (voir planche 5.4.) ont été évaluées:

- ouvrage en caissons de béton (option 1)
- monticule en moellons (option 2)
- monticule en moellons avec remblai de sable (option 3)

Le concept et l'aménagement d'une telle chaussée sont semblables à ceux des options de brise-lames décrites à la section 5.2.2. Les priorités de sédimentation seront en outre similaires aux problèmes qui avaient été prévus pour le brise-lames dans l'option du port estuaire (réf. 2).

5.5. Terminal

5.5.1. Orientation du brise-lames

L'action des vagues et la sédimentation ont été étudiées en détail pour les diverses options de brise-lames (études sur modèles hydrauliques, réf. 4,5).

Une étude d'optimisation de l'orientation des brises-lames fut en outre réalisée à l'aide d'une analyse, sur ordinateur, de la diffraction et de la réfraction des vagues. Les trois options suivantes (illustrées à la planche 5.5.), ayant chacune trois postes en eau profonde, ont été retenues pour évaluation:

- Option 1

Un brise-lames de 600 à 800 m (orientation 20/200°); les derniers 200 m étant orientés vers le rivage.

- Option 2

Un brise-lames de 600 à 800 m (orientation 40/220°); les derniers 200 m étant orientés vers le rivage.

- Option 3

Un brise-lames de 500 à 750 m (orientation 90/270°); les derniers 200 m étant orientés vers le sud.

Les résultats de l'analyse de réfraction et des diffraction des vagues pour les options 1 et 2 montrent un régime des vagues à peu près semblable aux postes de la phase d'aménagement initial. Ce régime sera par contre beaucoup plus rigoureux pour l'option 3 et le tronçon du brise-lames au large n'offrirait pas une protection suffisante. Enfin, l'option 1 offre une meilleure protection pour les prolongements futurs du quai que l'option 2. Ainsi, l'option 1 est la meilleure en ce qui concerne la protection contre les vagues.

Le tableau 5.5. présente une comparaison des coûts pour chacune des options. Bien que l'option 3 soit la moins coûteuse, sa passerelle d'accès étant plus courte, une longueur additionnelle de 250 m de brise-lames, au coût de 4,9 milliards de FCFA, serait nécessaire pour assurer une protection équivalente à celle offerte par les deux autres options. Il en résulte un coût total de 31,42 milliards de FCFA pour l'option 3. Celle-ci est donc rejetée.

Les coûts de dragage constituent la seule différence de coûts entre les options 1 et 2. Pour l'option 2, le volume de dragage serait à peu près le même que pour le volume de remblai requis pour le quai. Pour l'option 1, par contre, il y aurait 180 000 m³ de matériau de dragage excédentaire qu'il faudrait éliminer.

Puisque les coûts des options 1 et 2 ne diffèrent que de 1% et que l'option offre la meilleure protection contre les vagues pour les postes futurs, c'est donc cette option qui est recommandée.

Tableau 5.5

COUTS D'INVESTISSEMENT DES OPTIONS DE BRISE-LAMES

		Coût en millions de FCFA/m ou m3	
		Coût unitaire	Coût total
OPTION 1			
Brise-lames	400 mm	19 500	7 800
Quai et brise-lames	600 m	26 800	16 080 (1)
Accès sur pilotis	1 080 m	3 300	3 564
Dragage excédentaire	180 000 m	2	<u>360</u>
TOTAL OPTION 1			27 804
OPTION 2			
Brise-lames	400 mm	19 500	7 800
Quai et brise-lames	600 m	26 800	16 080 (1)
Accès sur pilotis	1 080 m	3 300	3 564
Dragage excédentaire	-	2	<u>-</u>
TOTAL OPTION 2			27 444
OPTION 3			
Brise-lames	400 mm	19 500	7 800
Quai et brise-lames	600 m	26 800	16 080 (1)
Accès sur pilotis	800 m	3 300	2 640
Dragage excédentaire	-	2	<u>-</u>
TOTAL OPTION 3			26 520

(1) Ce coût est celui d'un quai en caissons de béton, choisi en raison de sa durée de vie utile. Le coût peut toutefois être réduit de 2 520 millions de FCFA si l'option au quai en palplanches (durée de vie plus courte) est choisie.

5.5.2. Longueur du chemin d'accès sur pilotis

Le terminal marin sera relié au rivage par un chemin d'accès sur pilotis. Des changements dans la distance entre le rivage et le terminal influenceront à la fois le coût d'investissement et le coût d'exploitation du port puisque la longueur du chemin d'accès, la profondeur de l'eau au terminal et le régime de sédimentation changeront également.

Un terminal aménagé près du rivage comporte l'avantage d'un chemin d'accès relativement court entre l'aire d'entreposage des marchandises à terre et les postes en eau profonde. Les coûts d'investissement du chemin d'accès en seront par ailleurs réduits, ainsi que les coûts de transport de marchandises entre l'aire d'entreposage et les postes. Enfin, un tel emplacement permettra en outre de construire le brise-lames en eau relativement peu profonde, réduisant ainsi encore davantage les coûts d'aménagement des postes.

Ce type d'aménagement aura par contre un effet négatif majeur sur le transport des sédiments le long de la côte. Ainsi, le brise-lames protégera une partie de la plage contre l'action des vagues. Puisque le degré de protection de la plage augmentera si le brise-lames est rapproché du rivage, la capacité de transport littoral des courants et des vagues sera moindre le long de la plage protégée que de la plage non protégée. Un volume important de sédiments se déposera par conséquent le long de la plage protégée si le terminal est aménagé près du rivage. Cette sédimentation nécessitera éventuellement un dragage d'entretien. La sédimentation et le dragage d'entretien sont traités en détail à la section 6.

La construction et l'entretien d'un chenal d'accès relativement long entre le large et le bassin portuaire constitue un autre inconvénient d'un terminal aménagé près du rivage.

Nous avons effectué une comparaison économique (coûts d'investissement d'exploitation) pour trois emplacements du terminal. Cette comparaison couvre la période de 1990 à 2020 et comprend les agrandissements projetés des années 2000 et 2010. Les trois emplacements suivants ont été considérés:

Emplacement	Longueur du chemin d'accès sur pilotis (rivage au terminal)
1	1 080 m
2	1 500 m
3	2 000 m

Une comparaison des coûts d'investissement relatifs des aménagements portuaires pour les trois emplacements de terminal est présentée au tableau 5.6. Les résultats montrent des coûts légèrement plus élevés pour les emplacements 2 et 3 que pour l'emplacement 1. La différence de coût initiale (1990) est dû principalement à la différence dans la largeur du chemin d'accès pour les trois emplacements.

Tableau 5.6.

COÛTS D'INVESTISSEMENT DU PORT PAR RAPPORT
A LA LARGEUR DU CHEMIN D'ACCES SUR PILOTIS

Emplacement du port	1990	Aménagement portuaire	
		2000(1)	2010(1)
Chemin d'accès de 1080 m	25 909	12 128	16 979
Chemin d'accès de 1500 m	27 342	12 569	17 640
Chemin d'accès de 2000 m	29 657	13 120	18 302

(1) Coûts du prolongement

Les coûts de transport des marchandises entre la zone d'entreposage et le terminal sont affectés par la longueur du chemin d'accès en raison des différences dans la consommation de carburant, de l'usure de matériel et du temps des opérations. Une comparaison des coûts relatifs d'opération est présentée au tableau 5.7. Les coûts n'incluent pas les coûts d'utilisation des grues et de consolidation des marchandises dans l'aire d'entreposage puisqu'ils seront sensiblement les mêmes pour les trois emplacements de terminal.

Tableau 5.7.

COÛTS DE TRANSPORT PAR RAPPORT A LA LONGUEUR
DU CHEMIN D'ACCES (MILLIONS DE FCFA/AN)

Emplacement du port	1990	Développement du port	
		2000	2010
Chemin d'accès de 1080 m	69	139	330
Chemin d'accès de 1500 m	82	163	389
Chemin d'accès de 2000 m	105	208	496

L'estimation des coûts de dragage du chenal d'accès et du bassin portuaire est présentée au tableau 5.8. Les chiffres indiquent une économie importante pour les emplacements ayant un chemin d'accès plus long par rapport à l'emplacement nécessitant un chemin d'accès de 1080 m. La différence dans les volumes de dragage est due à l'effet du brise-lames sur le transport de sédiments.

Tableau 5.8.

COÛTS DE DRAGAGE D'ENTRETIEN PAR RAPPORT
A LA LONGUEUR DU CHEMIN D'ACCES
(Millions de FCFA/an)

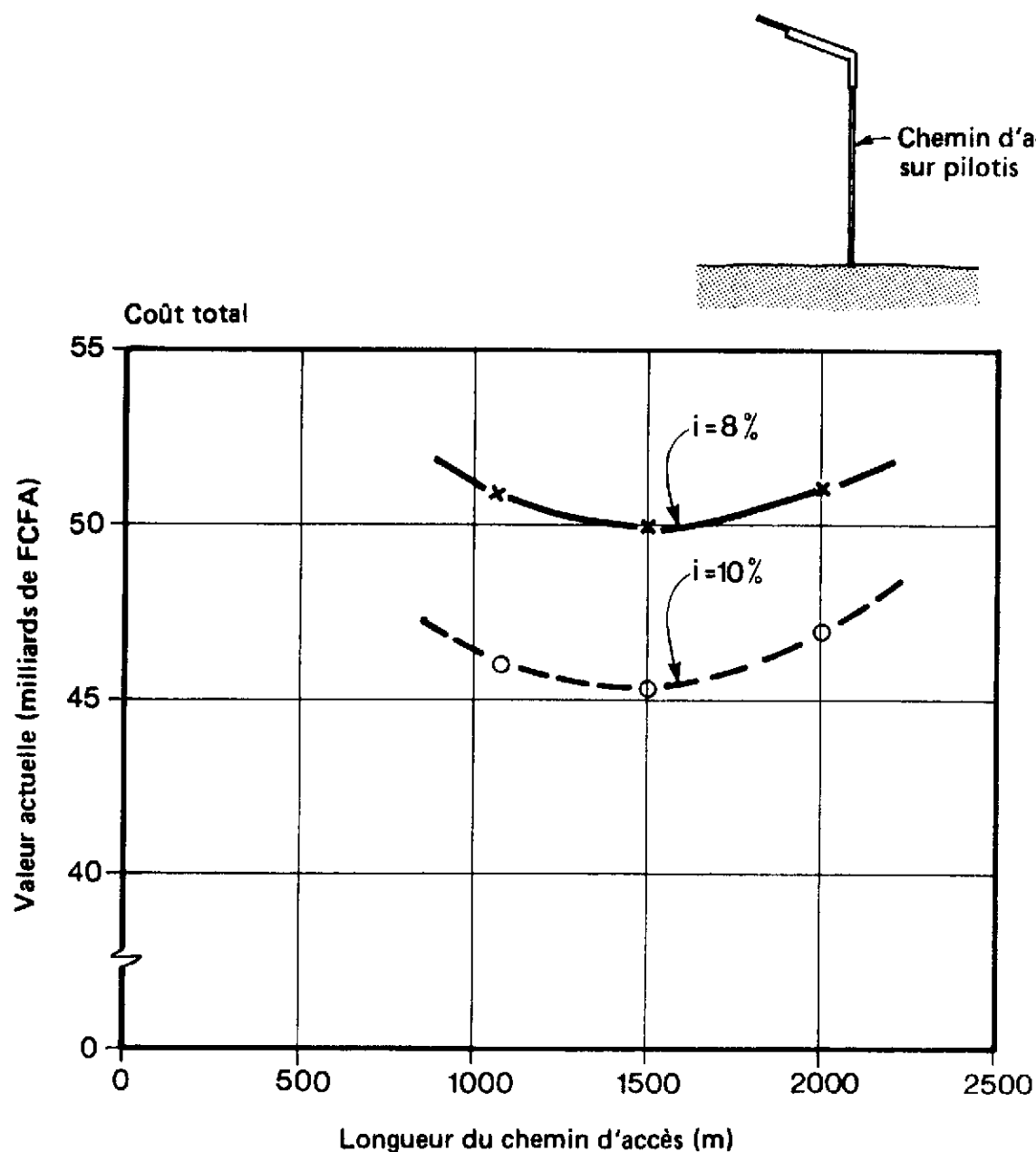
Emplacement du port	Développement du port		
	1990	2000	2010
Chemin d'accès de 1080 m	717	937	937
Chemin d'accès de 1500 m	386	662	662
Chemin d'accès de 2000 m	221	331	331

Les coûts d'entretien des installations sont évalués à 0.5% du coût d'investissement initial. L'on suppose par ailleurs que le matériel portuaire (tracteurs et remorques) serait remplacé après 10 000 heures d'utilisation.

Les résultats de l'analyse économique, présentés à la figure 5.4. montrent une différence minime dans les coûts totaux calculés pour les trois emplacements du terminal. Ainsi, le coût des aménagements pour l'emplacement 2 n'est que de 2% et 3% inférieur au coût des emplacements 1 et 3 respectivement. D'autre part, le coût d'investissement initial pour les aménagements prévus en 1990 est inférieur de 1,4 milliard de FCFA pour l'emplacement 1 que pour l'emplacement 2. Compte tenu de ces faits et du désir du client de maintenir le coût d'investissement initial aussi faible que possible, nous recommandons l'option 1. Notons enfin que bien qu'un emplacement encore plus rapproché du rivage réduirait davantage le coût d'investissement initial, une telle option ne serait pas intéressante en termes de dragage d'entretien.

FIGURE 5.4

COÛT TOTAL DU TERMINAL PAR RAPPORT À LA LONGUEUR DU CHEMIN D'ACCÈS SUR PILOTIS



- Le coût total comprend les coûts d'investissement ainsi que les coûts d'entretien sur une période de 50 ans.

5.5.3. Longueur du brise-lames

La longueur du brise-lames dépend du niveau acceptable de l'action des vagues au quai. Les hauteurs des vagues du côté protégé du brise-lames dépendent des vagues venant du large, de la réfraction de vagues (changements dans la hauteur et la direction des vagues dus à la profondeur de l'eau) et de la diffraction des vagues (changements dans la hauteur et la direction des vagues dus au brise-lames). L'action combinée de la diffraction et de la réfraction des vagues et les mouvements de navires amarrés qui en résultent ont été étudiés à l'aide d'un modèle d'étude de l'effet des vagues. Voir figure 5.5 et référence 4.

Un modèle à l'échelle 1:100 d'un porte-conteneurs de 22 500 DWT a été utilisé. Ce type de navire a été choisi pour les raisons suivantes:

- a) les mouvements permisibles durant le transfert de marchandises sont généralement moindres pour les porte-conteneurs que pour les autres navires. Le porte-conteneurs a donc été choisi comme navire de référence pour évaluer l'action des vagues au terminal;
- b) les porte-conteneurs constitueront une proportion importante du trafic prévu au port.

Des amarres non-linéaires et des défenses ont été utilisées pour établir le modèle de navire. Les mouvements du navire furent enregistrés dans les six directions de mouvement. Les forces dans les six amarres et les défenses en contact avec le navire ont également été mesurées.

Les poussées latérales du vent sur le porte-conteneurs ont été simulées en tant que force constante.

La protection que devra offrir le brise-lames a été évaluée pour les deux conditions suivantes:

- . Conditions opérationnelles

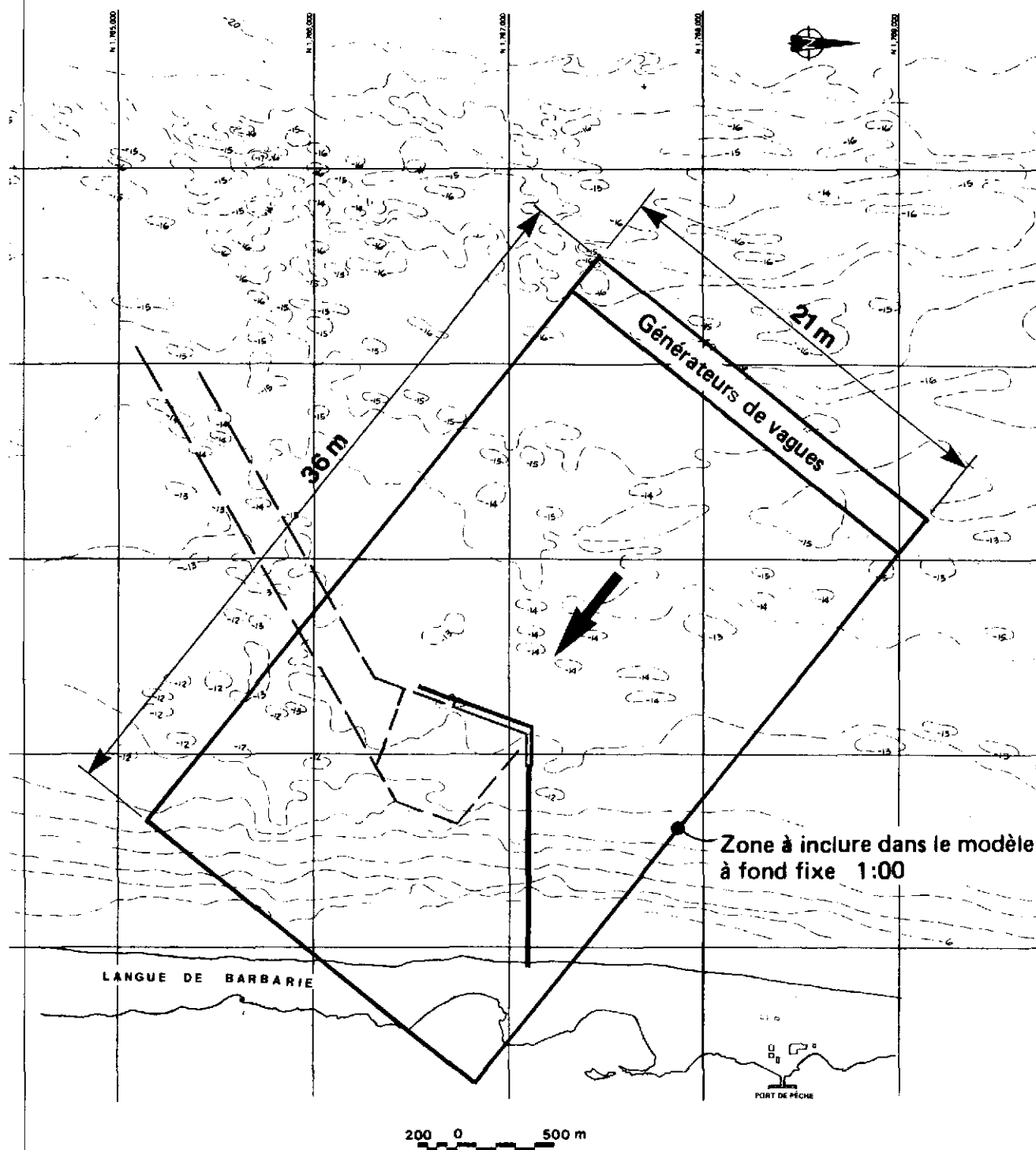
Il s'agit des conditions climatiques habituelles lors desquelles les opérations normales de transfert des marchandises pourront être effectuées.

- . Conditions de tempête

Il s'agit des tempêtes extrêmes ayant une faible période de récurrence. Les opérations normales du port devront être interrompues durant ces tempêtes.

FIGURE 5.5

MODÈLE D'ÉTUDE DE L'EFFET DES VAGUES



NOTES:

1. COORDONNÉES SELON LE SYSTÈME DE PROJECTION UTM.
2. PROFONDEUR EN MÈTRES SOUS LE ZÉRO I.G.N.
3. SONDAGES EFFECTUÉS PAR BEAUCHEMIN-BEATON-LAPOINTE SWAN WOOSTER EN JUILLET ET AOÛT 1983.

Echelle du modèle: 1:100

Amarrage

L'amarrage des navires dépendra d'un certain nombre de facteurs tels:

- . la disposition des bollards
- . le nombre et le type d'amarres à bord des navires
- . les vagues et le vent
- . la protection du quai

L'on prévoit que les navires de référence (porte-conteneurs) utiliseront des amarres en polypropylène, bien que certains seront peut-être munis de câbles d'acier.

Compte tenu du nombre et du type d'amarres et de treuils à bord d'un porte-conteneurs standard, nous avons effectué une étude préliminaire du matériel le plus approprié à la fois pour les conditions normales et les tempêtes.

	Charge de rupture		Charge opérationnelle	
	Nouvelles amarres	Amarres existantes	Conditions normales	Conditions maximum
	kN	kN	kN	kN
Amarres				
Polypropylène de 25.4 cm de circonférence (10 pouces)	700	560	210	350
Câble d'acier de 9 cm de circonférence (3 1/2 pouces)	500	400	150	250

Les charges opérationnelles ci-haut comprennent un facteur de sécurité de 2,7 environ pour les conditions normales, c'est-à-dire durant les transferts de marchandises, et de 1,6 environ pour les tempêtes, c'est-à-dire lorsque les opérations sont interrompues.

La pression maximale pouvant exercée sur les défenses est de 800 kN.

Les résultats d'étude montrent que les câbles d'acier réduisent davantage les mouvements verticaux des navires que les amarres en polypropylène. Les câbles d'acier étant toutefois plus rigides, nous n'en recommandons par l'utilisation lorsque les vagues au quai sont trop fortes.

L'étude sur modèle a d'autre part démontré que les mouvements des navires décroissent avec le nombre d'amarres utilisées. Aussi, nous avons choisi un système d'amarrage pour conditions normales et conditions de tempêtes. Les systèmes sont illustrés à la figure 5.6.

Notons toutefois que les divers navires qui s'arrêteront au port utiliseront sans doute plusieurs méthodes d'amarrage, selon le type d'équipement à bord des navires et les conditions des vagues au quai. L'on prévoit que les systèmes d'amarrage ne comportant que quelques câbles ne seront utilisés que durant les périodes calmes.

Charges

Les mouvements de navire et les forces sur les amarres et les défenses ont été étudiés pour les charges suivantes d'un navire de 22 500 DWT:

- I. 40% de la charge totale d'un navire
- II. 80% de la charge totale d'un navire

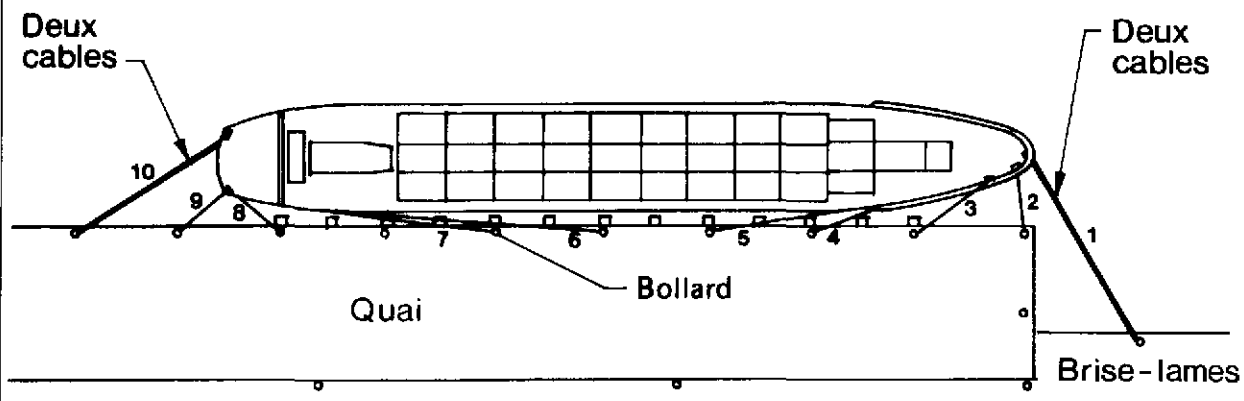
Ces charges ont été choisies pour tenir compte de la variation probable dans le déplacement du navire durant le transfert des marchandises.

Les résultats montrent que les mouvements de navire et les forces exercées sur les amarres sont plus importants pour la condition II que pour la condition I. Nous avons donc décidé de retenir la condition II comme condition de référence pour analyser le type de brise-lames requis.

Structure du quai

L'étude du quai vertical imperméable (caissons) montre que les mouvements du navire et les forces exercées sur les amarres sont sensiblement inférieurs que dans le cas d'un quai sur pilotis. Puisque les coûts de construction sont sensiblement les mêmes pour les deux types de quais, nous recommandons donc un quai en caissons.

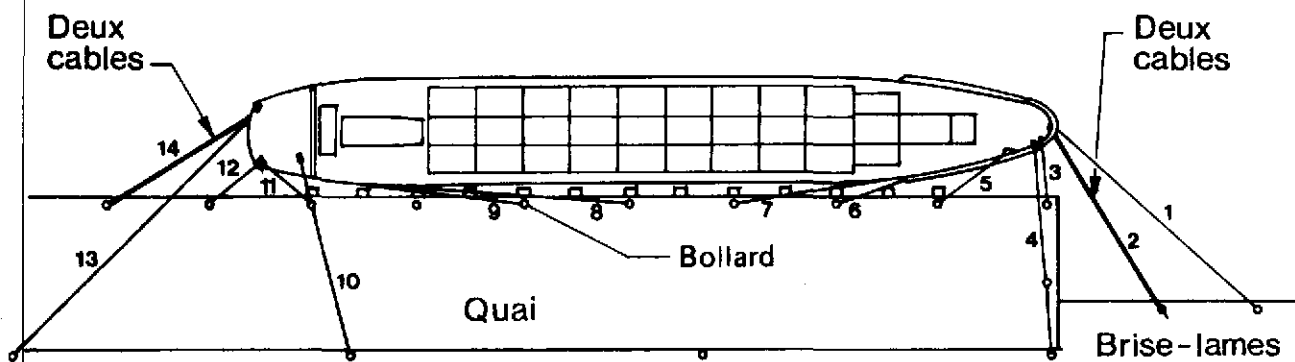
FIGURE 5.6
AMARRAGE



Amarrage en conditions opérationnelles

Type de câble: Polypropylène, 10" (25 cm) de circonférence

Prétension: 50 kN pour les courtes amarres d'extrémité
(2, 3, 8 et 9)
100 kN pour les autres amarres



Amarrage en conditions de tempête

Type de câble: Polypropylène, 10" (25 cm) de circonférence

Prétension: 50 kN pour les courtes amarres d'extrémité
(3, 5, 11 et 12)
100 kN pour les autres amarres

Terminal à deux postes

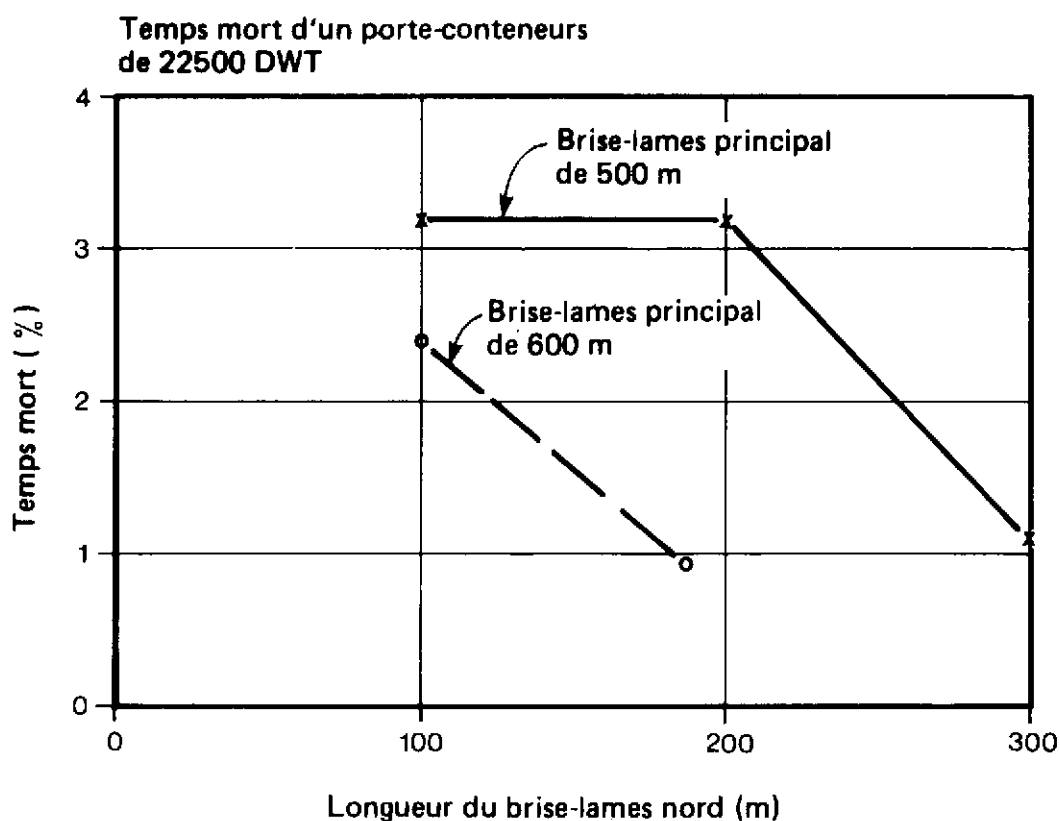
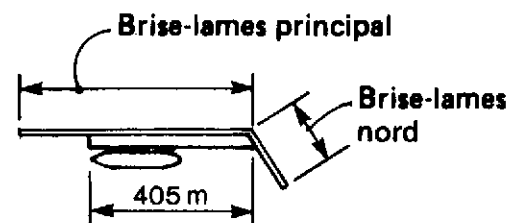
En 1990, le quai aura une longueur totale de 405 m, tel qu'illustré à la planche 5.6. Nous avons étudié l'action des vagues au quai pour diverses longueurs de brise-lames (tronçon principal et tronçon nord). Ainsi, plus le brise-lames est long, moins les mouvements de navire et les forces exercées sur les amarres sont importants. Les faits saillants de cette étude sont présentés à la figure 5.7. qui indique également le pourcentage de temps où les opérations de transfert de marchandises seront interrompues pour les diverses configurations du brise-lames. Compte tenu de cette analyse de temps d'interruption, nous recommandons l'aménagement d'un brise-lames de 800 m, soit 600 m pour le tronçon principal et 200 m pour le tronçon s'étendant vers le nord. Pour cette longueur du brise-lames, l'on estime que la fréquence de dépassement de l'action maximum des vagues sera de 1 pourcent (7 heures par mois).

La répartition de la fréquence de dépassement des mouvements acceptables de navires pour le brise-lames proposé est présentée à la figure 5.8. pour un porte-conteneur chargé à 80% et amarré en fonction des conditions normales, tel qu'illustré à la figure 5.6.

L'on prévoit que les conteneurs seront manutentionnés à l'aide de grues montées sur les navires. Les mouvements acceptables maximum des navires durant le transfert de marchandises sont estimés comme suit:

Mouvement vertical:		1,5 m (+ 0,75 m)
Balancement	:	0,5 m (+ 0,25 m)
Soulèvement	:	1,0 m (+ 0,50 m)
Roulis	:	2,5 degrés (+ 1,25 degrés)
Embardées	:	0,5 degrés (+ 0,25 degrés)
Tangage	:	0,8 degrés (+ 0,4 degrés)

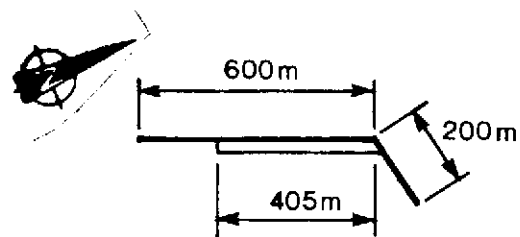
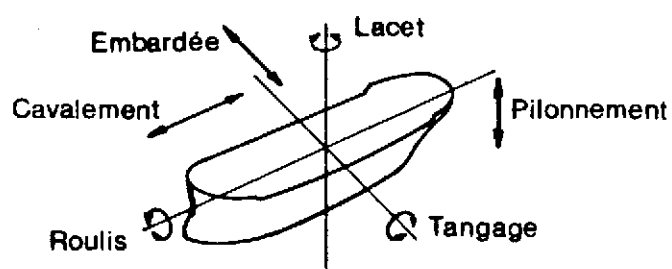
FIGURE 5.7
TEMPS MORTS PAR RAPPORT À
L'AGENCEMENT DU TERMINAL À
DEUX POSTES



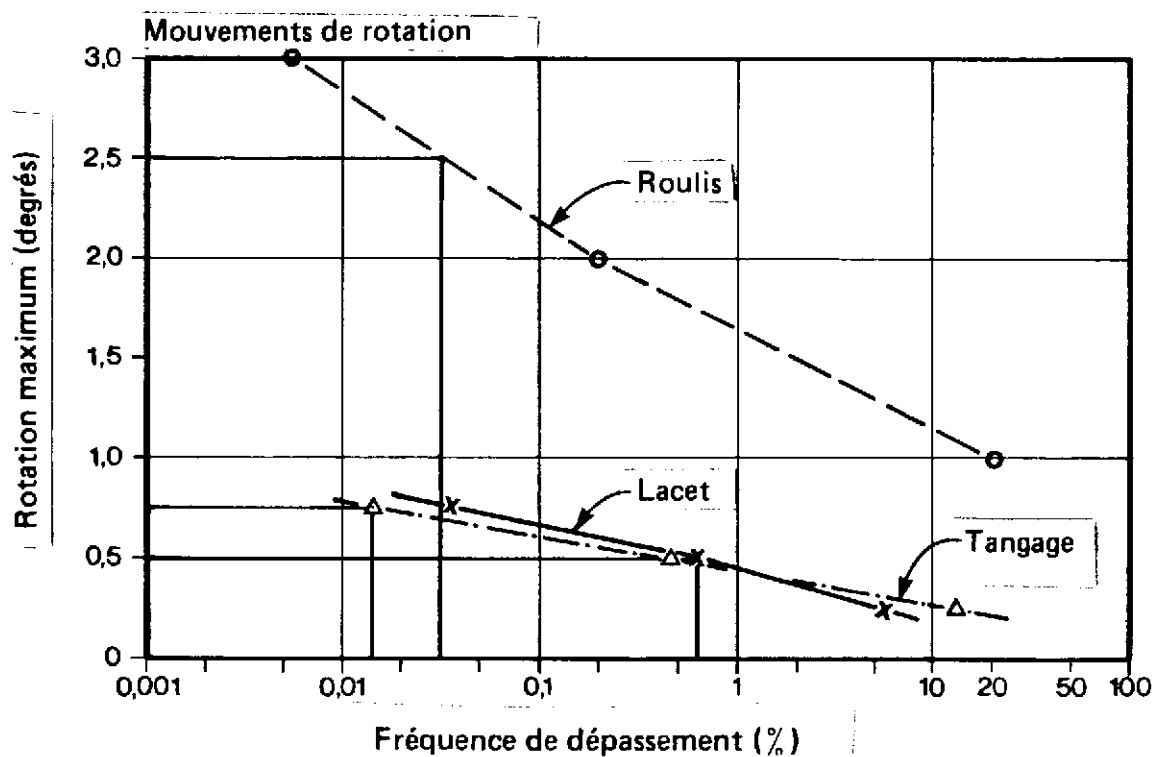
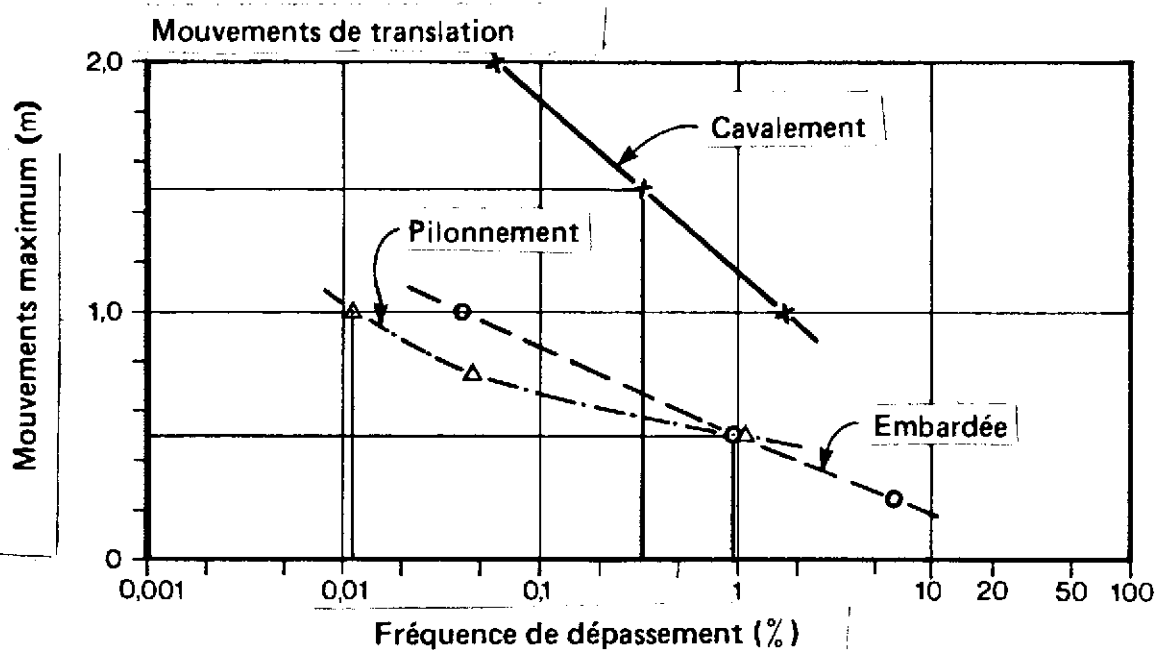
Notes: Le temps mort représente la durée totale où les mouvements d'un navire dus aux vagues dépassent les limites acceptables pour le chargement et le déchargement de conteneurs.

Chargement: 80 d'un conteneur complet
 Taux d'occupation des postes: 100

FIGURE 5.8
MOUVEMENTS DES NAVIRES
TERMINAL À DEUX POSTES



Agencement du terminal



Le balancement constitue le mouvement le plus limitatif pour le transfert des marchandises. La fréquence de dépassement des conditions entraînant un mouvement de balancement de plus de 0,5 m est de 1 pourcent environ. Le taux d'occupation du poste à conteneurs en 1990 devrait se situer à 12 pourcent environ du temps total disponible. En supposant que les arrivées de navires seront indépendantes des tempêtes, la fréquence totale de dépassement d'un balancement acceptable devrait être en moyenne de $12 \times 0.01 = 0,12$ pourcent, soit environ 10 heures par an.

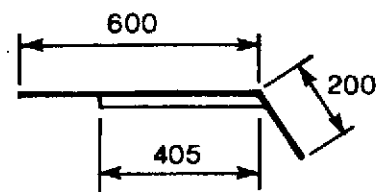
La figure 5.9. présente la répartition des fréquences de dépassement des forces maximum sur les amarres et les défenses pour les amarrages en conditions normales et en conditions de tempête. Les résultats indiquent que les charges maximum durant les opérations (fréquence de dépassement de 1 pourcent) sont inférieures aux charges admissibles de 210 kN et 800 kN pour les amarres et les défenses respectivement. En ce qui concerne l'amarrage en conditions de tempête (tempête ayant une période de récurrence de 10 ans) les charges sont de 320 kN et 440 kN. Durant les tempêtes, ces charges sont inférieures aux charges admissibles de 350 kN et 800 kN.

Terminal à trois postes

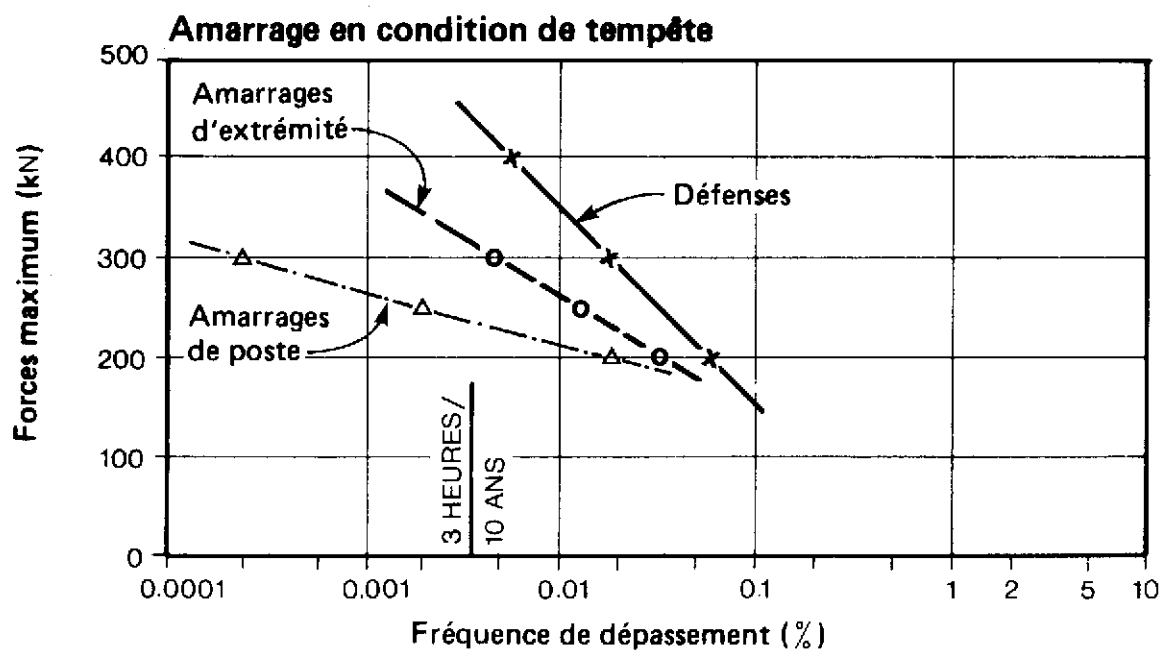
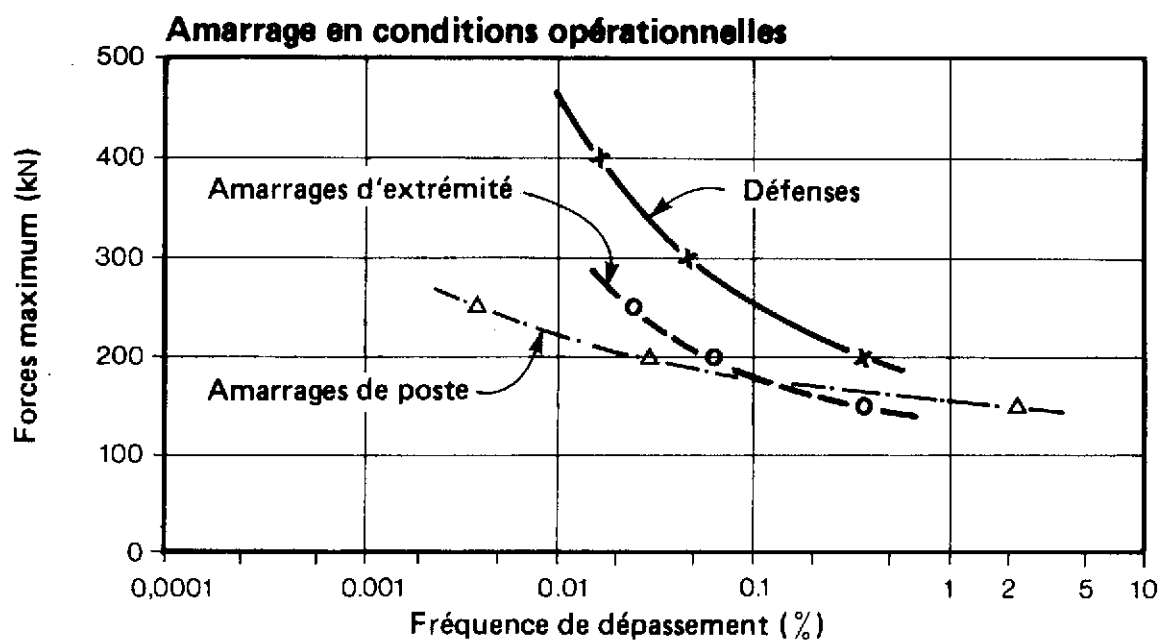
Selon les prévisions de trafic en l'an 2000, le quai devra avoir une longueur de 600 m le long du tronçon principal du brise-lames pour les conteneurs et les marchandises générales, et 250 m de long du tronçon nord du brise-lames pour les phosphates (voir planche 5.7.). Ce tronçon nord doit avoir une longueur de 300 m pour que le poste à phosphates soit suffisamment protégé contre les vagues. Cette longueur assurera en outre une protection adéquate aux postes de marchandises générales.

Notons toutefois que ces postes à marchandises générales seront suffisamment protégés même par un tronçon de brise-lames nord plus court. Pour cette raison, et parce que le développement du trafic de phosphates n'est pas encore bien défini dans le temps, nous avons décidé de planifier le brise-lames en fonction seulement des postes à conteneurs et à marchandises générales requis pour l'an 2000.

FIGURE 5.9
FORCES MAXIMUM SUR LES AMARRES ET LES
DÉFENSES-TERMINAL À DEUX POSTES



Agencement du terminal



Nous avons analysé l'action des vagues au poste à conteneurs pour diverses longueurs de brise-lames (tronçon principal et tronçon nord). Les résultats de cette analyse indiquent que les mouvements de navire et la tension des amarres décroissent plus la longueur du brise-lames augmente. La figure 5.10. indique les principaux résultats d'analyse ainsi que le total des temps morts (en supposant un taux d'occupation de 10%) causés par l'action excessive des vagues pour diverses configurations de brise-lames. Cette analyse permet de conclure qu'un brise-lames de 1000 m (tronçon principal de 800 m; tronçon nord de 200 m) fournira une protection suffisante pour les postes à conteneurs et à marchandises générales.

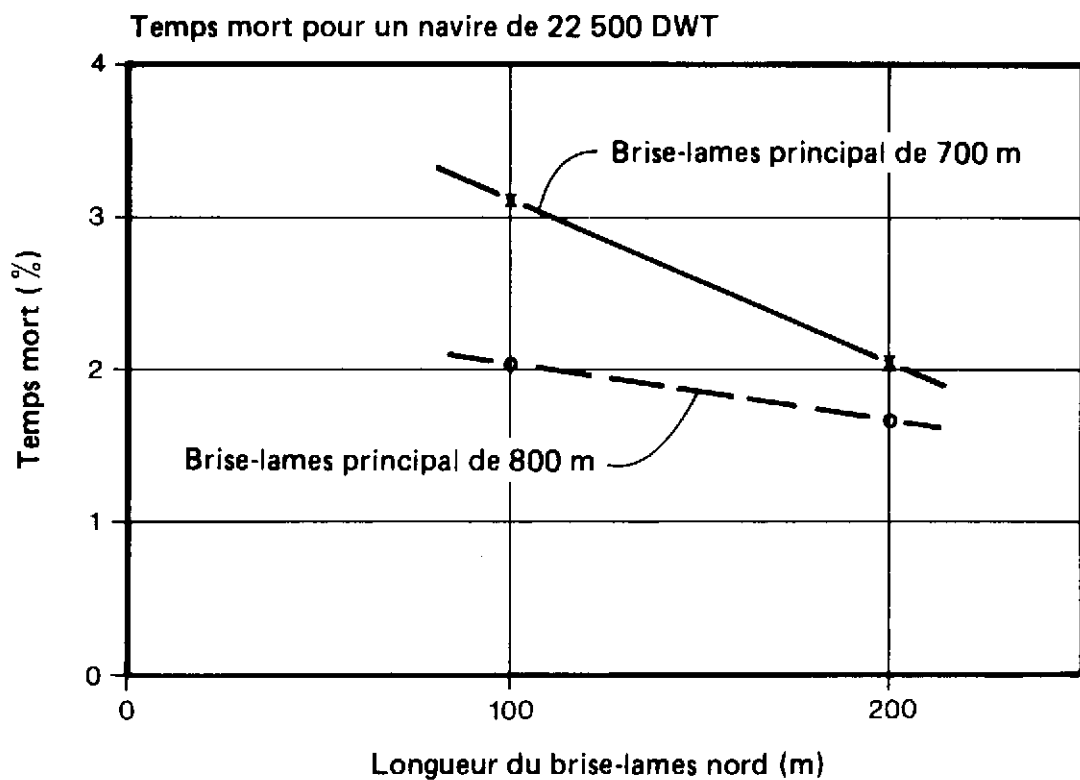
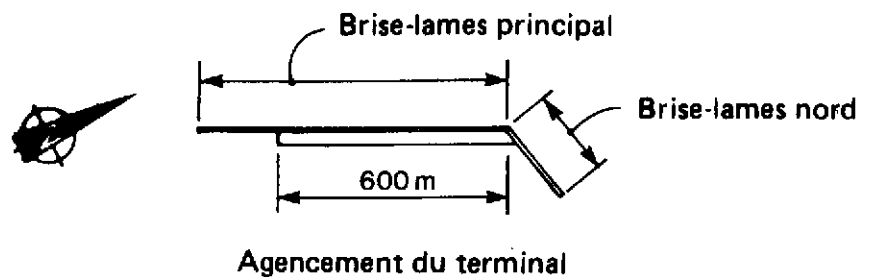
Si toutefois un poste à phosphates est aménagé en l'an 2000 tel que prévu, un tronçon nord de 300 m sera requis.

La figure 5.11. présente la répartition des fréquences de dépassement des mouvements maximum d'un porte-conteneurs chargé à 80%. Le balancement constitue le mouvement le plus limitatif pour le transfert des marchandises. La fréquence de dépassement des conditions entraînant un balancement de plus de 0,5 m est de 1,7 pourcent environ. Puisque le taux d'occupation du poste à conteneurs en l'an 2000 devrait être de 23 pourcent, la fréquence totale de dépassement d'un balancement acceptable devrait en moyenne être de $23 \times 0.017 = 0,39$ pourcent, soit environ 34 heures par an.

La figure 5.12. présente la distribution des fréquences de dépassement des contraintes maximum sur les amarres et les défenses en conditions normales et en conditions de tempête. Les résultats indiquent que les contraintes maximum prévues sont inférieurs aux limites acceptables. Pour l'amarrage de tempête, les résultats montrent toutefois que les courtes amarres de pont pourront subir une tension excédant la limite permise de 350 kN lors des tempêtes ayant une période de récurrence de 10 ans, ce qui est généralement considéré comme acceptable. Le capitaine d'un navire peut toutefois décider de quitter le terminal durant une tempête de telle amplitude.

FIGURE 5.10

TEMPS MORTS PAR RAPPORT À L'AGENCEMENT DU TERMINAL À TROIS POSTES



Notes: Le temps mort représente la durée totale où les mouvements d'un navire dus aux vagues dépassent les limites acceptables pour le chargement et le déchargement de conteneurs.

Chargement: 80 % d'un conteneur complet
Taux d'occupation des postes: 100 %

FIGURE 5.11
MOUVEMENTS DES NAVIRES
TERMINAL À TROIS POSTES

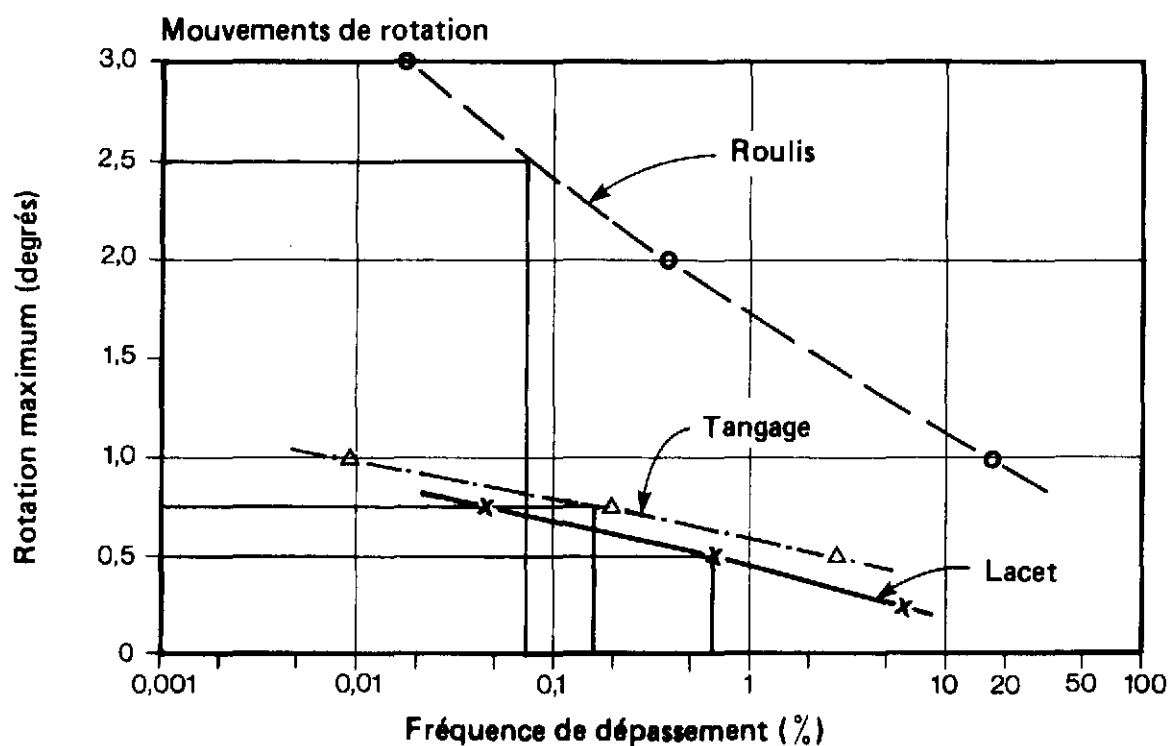
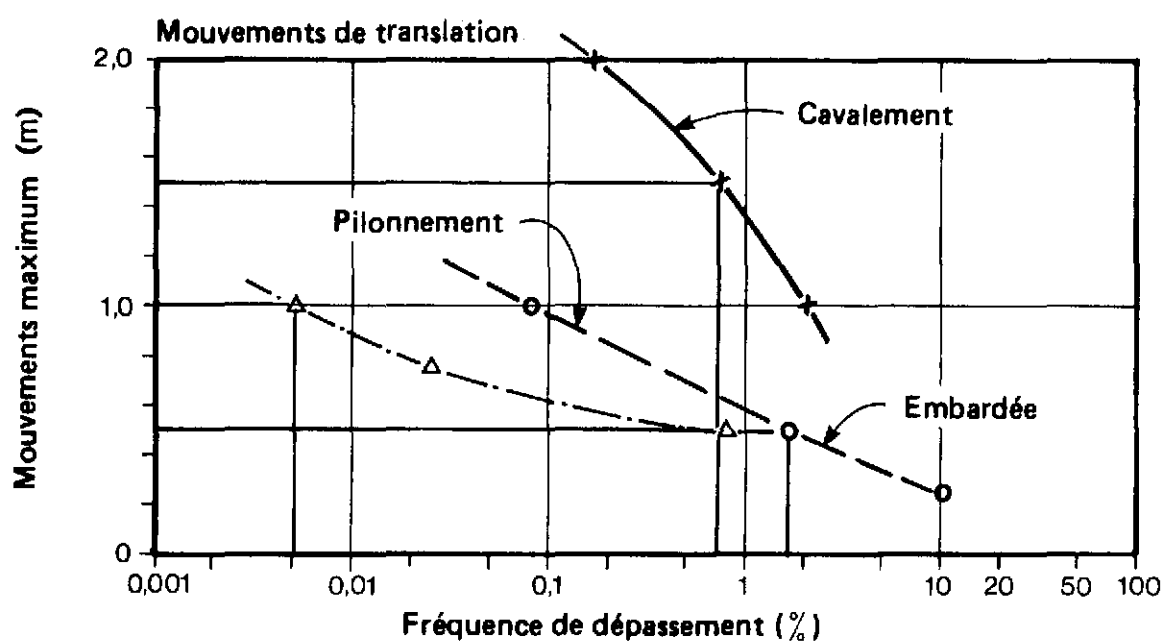
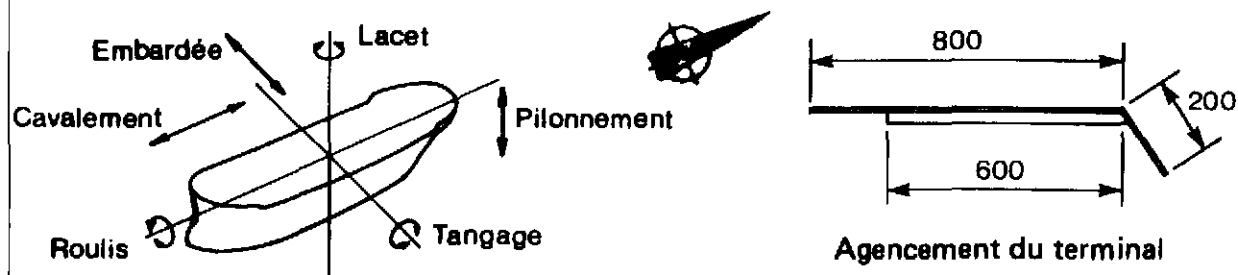
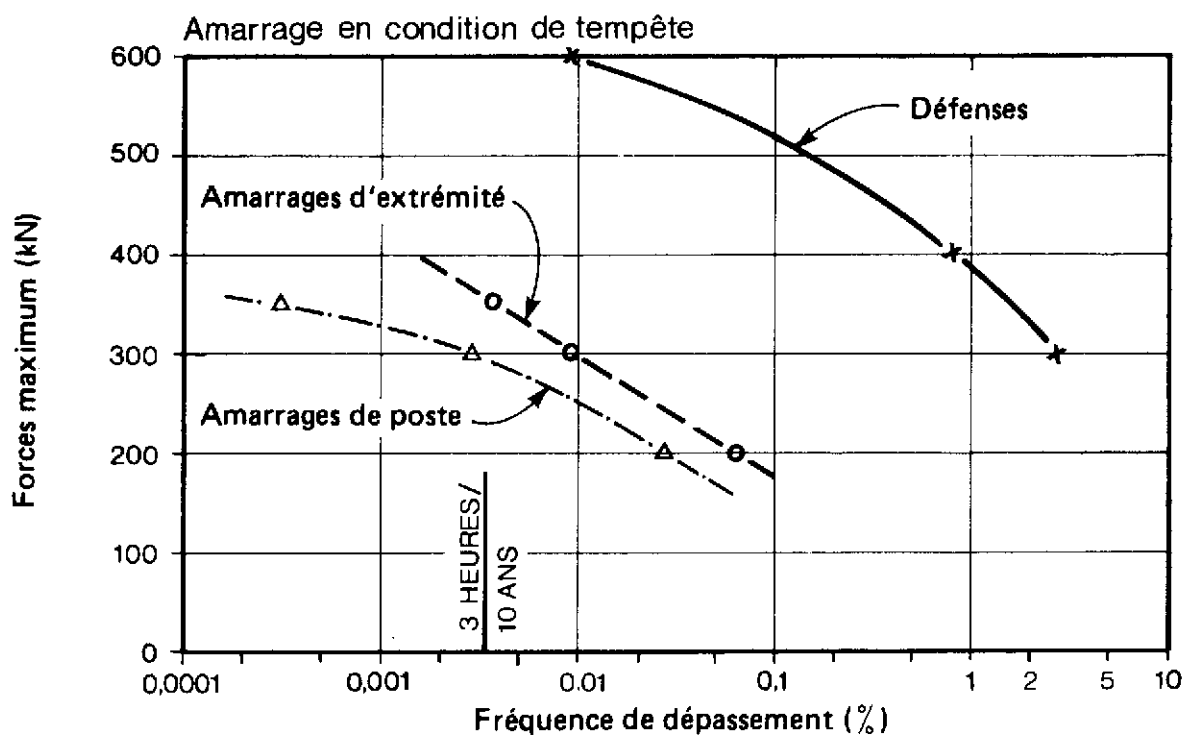
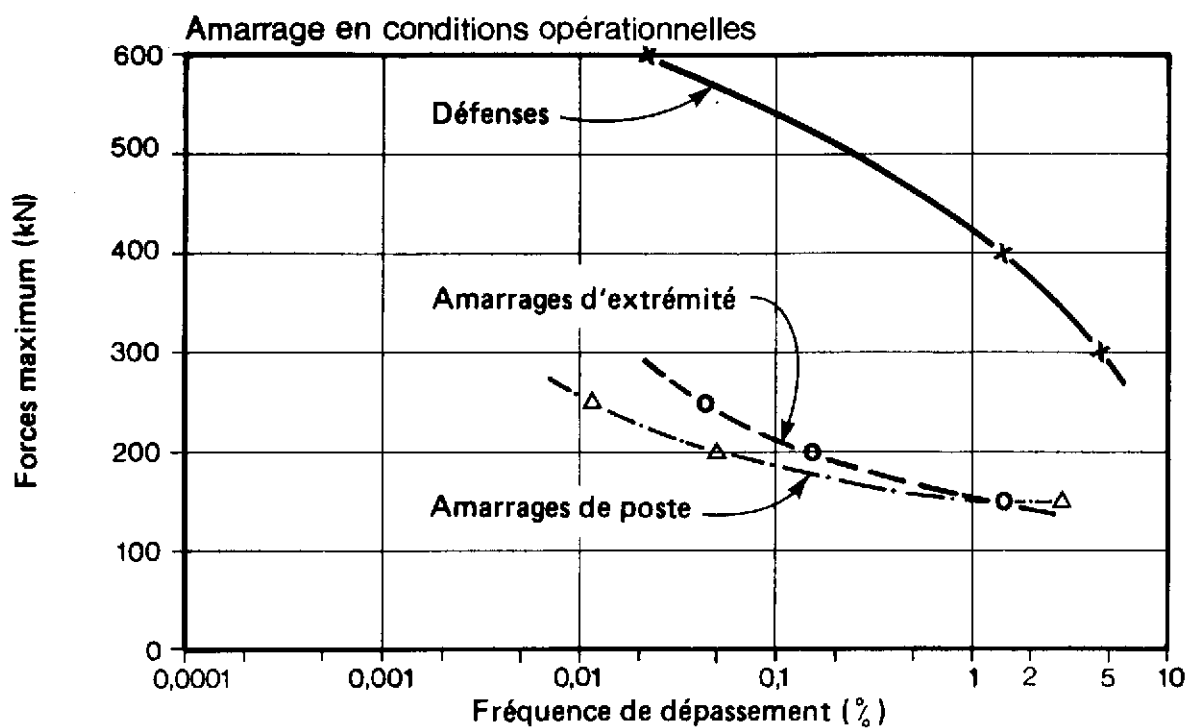
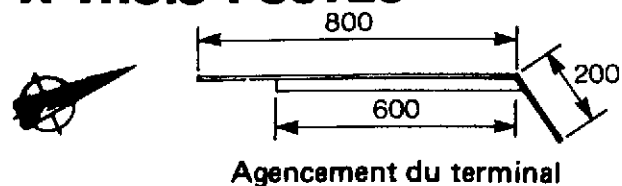


FIGURE 5.12

FORCES MAXIMUM SUR LES AMARRES ET LES DÉFENSES-TERMINAL À TROIS POSTES



5.6. Aménagement du terminal

5.6.1. Eléments requis

L'aménagement recommandé du terminal marin à Saint-Louis découle des résultats d'une série d'études sur modèle hydraulique (réf. 4, 5) réalisées dans le cadre de cette étude, de l'évaluation technique du projet présentée dans le présent rapport et des critères énoncés dans le rapport du Plan directeur (réf. 3).

Le terminal marin sera relié à une aire d'entreposage située sur la Langue de Barbarie et à une installation pour barges fluviales dans l'estuaire du fleuve. Ce terminal sera situé immédiatement au sud du Port de Pêche. L'aménagement général recommandé est présenté dans le rapport du Plan directeur (réf. 3).

L'aménagement prévu pour les horizons 1990 et 200 sont résumés ci-après:

Horizon 1990

- chenal d'accès pour navires ayant jusqu'à 10 m de tirant d'eau.
- zone d'évitement et bassin portuaire pour navires ayant jusqu'à 10 m de tirant d'eau.
- brise-lames
- terminal à hydrocarbures pour les navires-citernes
- terminal combiné pour conteneurs et marchandises générales
- poste pour marchandises générales
- portion de quai pour la flotte de service
- chemin d'accès sur pilotis reliant le terminal et les installations à terre.

Horizon 2000

- prolongement du brise-lames
- ajout d'un poste à marchandises générales
- ajout d'un poste de 250 m pour vracquiers

5.6.2. Aménagements recommandés - horizon 1990

L'aménagement global du terminal marin en 1990 est présenté à la planche 5.6.

L'on recommande que le terminal soit situé à 1,2 km environ au large de la Langue de Barbarie. La profondeur naturelle de l'eau à cet emplacement est de 13 m IGN. Un nouveau chenal de 14,75 m de profondeur sera dragué jusqu'au bassin portuaire. Les aménagements prévus pour l'horizon 1990 sont les suivants:

Chenal d'accès et bassin portuaire

Un chenal d'accès de 220 m de large avec un alignement de 240 degrés. La profondeur sera de 14,75 m (IGN), permettant aux navires ayant jusqu'à 10 m de tirant d'eau de naviguer à marée basse.

L'aménagement de la zone d'évitement et du bassin portuaire (profondeur recommandée de 13,75 m IGN) est illustré à la planche 5.6.

Brise-lames

Un brise-lames de 800 m de long, en caissons de béton, protégera le quai et le bassin portuaire contre l'action des vagues.

L'aménagement recommandé pour le brise-lames est illustré à la planche 5.6. Le tronçon principal du brise-lames aura un alignement de 20 degrés (nord géographique) tandis que le tronçon nord, d'une longueur de 200 m, sera recourbé vers le rivage (90 degrés nord).

Quai

Un quai de 405 m sera aménagé le long du brise-lames. La largeur recommandée est de 45 m. Ce quai ne devrait pas servir à l'entreposage de marchandises. Nous recommandons que le quai soit construit en caissons de béton.

Chemin d'accès

Un chemin d'accès sur pilotis de 1080 m de long reliera le terminal aux installations à terre. Ce chemin aura deux voies et des trottoirs, et pourra accueillir des conduites et un convoyeur si nécessaire.

La largeur totale recommandée pour ce chemin d'accès est de 16 m.

5.6.3. Aménagements recommandés - horizon 2000

L'aménagement global du terminal en l'an 2000 est présenté à la planche 5.7.

Brise-lames

Le brise-lames aura une longueur totale de 1100 m, soit une prolongement de 200 m au sud et de 100 m au nord du brise-lames prévu en 1990.

Quai

Le quai en caissons de béton, pour conteneurs et marchandises générales sera agrandi de 405 m à 600 m.

Un quai de 250 m pour les phosphates sera par ailleurs aménagé le long du tronçon nord du brise-lames. L'on recommande un ouvrage sur pieux construit sur une pente qui amortira l'action des vagues, diminuant ainsi leur réflexion vers le bassin d'évitement et les aménagements futurs. (Voir planche 5.8.)

5.7. Aménagements proposés au-delà de l'an 2000

Pour accueillir le trafic de l'horizon 2010, le terminal peut être agrandi en prolongeant le brise-lames nord et en construisant un quai plus près du rivage, comme le montre la figure 5.8. Au-delà de l'horizon 2010, le port peut être agrandi soit en prolongeant les quais et le brise-lames ou en aménageant un nouveau terminal au sud de l'existant.

Les aménagements prévus à l'horizon 2010 comprendront alors un minimum de 8 postes (voir tableau 5.9.). Cet aménagement est obtenu en prolongeant le brise-lames nord de 200 m vers le rivage et en construisant un quai de 440 m.

Tableau 5.9.

LONGUEUR DE QUAI RECOMMANDEE
A L'HORIZON 2010

Type de poste	Nombre	Longueur des navires (m)	Longueur d'extrémité (m)	Longueur (m)
<u>Quai au large</u>				
Conteneurs	2	185	15	400
Marchandises générales	1	145	15	160
Longueur d'extrémité				<u>40</u>
Longueur totale				600
<u>Quai le long du chemin d'accès</u>				
Phosphates	1	200	15	215
Marchandises générales	1	145	15	160
Longueur d'extrémité				<u>25</u>
Longueur totale				400
<u>Quai près du rivage</u>				
Marchandises générales	2	145	15	320
Navires-citernes (30 000 DWT)	1/2	200	20	<u>120</u>
Longueur totale				440

Le port pourra être agrandi pour comprendre plus de huit postes en allongeant le brise-lames principal ainsi que les extrémités (au large et près du rivage) du quai. Un tel agrandissement nécessitera toutefois le dragage d'un nouveau chenal d'accès au sud de l'emplacement proposé du chenal initial. Les volumes de dragage seraient néanmoins relativement faibles et le coût des travaux, si le matériau à draguer n'est pas dur, ne devraient pas trop affecter le coût total de l'agrandissement.

6. SEDIMENTATION

6.1. Introduction

Le régime des vagues au large de la Langue de Barbarie est caractérisé par une houle de 1 m, avec une période de 10 s., approchant la plage à un angle de 40 à 50 degrés. L'on estime (réf. 2) que les vagues qui se brisent sur la plage génèrent environ un million de mètres cubes de sédiments qui se déplacent vers le sud.

Deux principaux mouvements de sédimentation affecteront le terminal:

- dépôt de sable le long de la plage au niveau du terminal;
- dépôt de sable fin et de limon dans le chenal d'accès et le bassin portuaire.

Le terminal proposé modifiera le régime de transport littoral le long de la Langue de Barbarie. Un volume important de sable sera déposé au niveau du terminal, entraînant l'érosion de la plage au sud de ce dernier.

Les sédiments fins soulevés par les vagues de l'océan et transportés en eaux plus profondes vers le sud par le courant seront partiellement interceptés par le chenal d'accès et le bassin portuaire.

Le régime de sédimentation et les emplacements affectés par rapport au terminal ont été étudiés par le CNR à l'aide du modèle hydraulique à fond mobile (réf. 5) et par BBL-SW au moyen de techniques de modélisation numériques.

Bien que ces modèles permettent d'établir des estimations relativement précises, il est important de noter que l'on ne peut espérer des prévisions tout-à-fait exactes. Aussi, le modèle physique comporte les faiblesses suivantes:

- la dimension des grains de sable et les hauteurs des vagues permettent d'établir le régime de transport de sédiments sur la plage non protégée. Or, si la hauteur des vagues change, comme dans la zone protégée par le brise-lames, le régime de transport n'est plus à l'échelle;
- le modèle a été construit selon une échelle déformée (1:300 horiz., 1:75 vert.). La diffraction des vagues en est ainsi surestimée et leur régime dans la zone protégée par le brise-lames (sur le modèle) est supérieur à ce qu'il serait en réalité;

- l'amplitude du courant généré par les vagues du large dans la zone protégée par le brise-lames ne reflète pas nécessairement la réalité;
- le modèle n'a pas prévu les sédiments en suspension ni le transport de sédiments soulevés du fond marin à l'extérieur de la zone des brisants.

Le modèle numérique présente les faiblesses suivantes:

- même les meilleurs modèles de simulation du transport de sable reposent encore sur l'évaluation empirique de facteurs tels la rugosité du fond marin. Or, des changements mineurs dans cette rugosité ont un effet important sur les volumes calculés de sédiments transportés;
- la plage dans la zone protégée par le brise-lames sera affectée par les vagues diffractées aux deux extrémités du brise-lames. Il en résulte un régime local très complexe qui rend difficile toute évaluation du transport de sédiments;
- l'un des principaux paramètres utilisés dans l'évaluation du transport de sédiments est le courant littoral dans la zone des brisants. Bien que les lois de la continuité supposent que ce courant doit continuer dans la zone protégée par le brise-lames, son ampleur et sa distance de la plage ne sont pas bien définies.

6.2. Sédimentation sur les plages de la Langue de Barbarie

6.2.1. Etude sur le modèle physique

Une étude de la plage au niveau du terminal marin a été effectuée par le CNR à l'aide d'un modèle à fond mobile. Ce modèle fut originalement conçu et réglé pour étudier le transport littoral de sédiments le long de la Langue de Barbarie (réf. 2) dans le cadre de l'étude du port estuarien. Les résultats détaillés de l'étude sur modèle à fond mobile sont présentés à la réf. 5.

Deux options d'aménagement ont été étudiées à l'aide du modèle:

- . terminal marin relié au rivage par une chaussée pleine;
- . terminal marin relié au rivage par un chemin d'accès sur pilotis.

Dans le cas du terminal relié au rivage par une chaussée, le sable transporté le long du rivage sera intercepté, entraînant ainsi une importante sédimentation au nord de la chaussée, jusqu'à ce que les sédiments transportés le long du littoral contournent le port pour entrer dans le bassin portuaire et le chenal. Le modèle a été utilisé pour étudier le transport de sédiments une fois que le réservoir au nord de la chaussée sera plein. Les résultats indiquent que tous les matériaux seront transportés le long du côté du brise-lames faisant face au large. Une forte proportion de ces matériaux seront déposés dans le chenal d'accès et le bassin. Ainsi, environ 1 million m³ devront être dragués annuellement.

Le réservoir ne sera rempli qu'au terme de plusieurs années. Durant ce temps, la côte en aval sera privée de sable sédimentaire, ce qui entraînera une importante érosion de la plage de la Langue de Barbarie.

Avec l'option du terminal relié au rivage par un chemin d'accès sur pilotis, le sable passera sous le chemin d'accès pour se déposer sur la plage protégée par le brise-lame. Le modèle à fond mobile a été conçu en fonction d'un taux de transport littoral correspondant à 1 million m³/an, un volume que l'on estime être le taux de transport de sédiments normal le long du littoral. Les résultats d'étude indiquent que les sédiments transportés seront initialement arrêtés presque complètement par le brise-lame. Une langue de sable commencera alors à se former à partir de la plage, dans la zone protégée par le brise-lames. Cette langue s'étendra éventuellement jusqu'au terminal et deviendra alors un tombolo. Au fur et à mesure que cette langue grandira, les courants se concentreront de plus en plus, augmentant ainsi le régime de transport de sédiments à l'extrémité de la langue. La sédimentation dans la zone protégée par le brise-lames en sera ainsi sensiblement réduite.

Compte tenu des résultats d'étude sur le modèle à fond mobile, nous avons décidé d'approfondir les analyses de l'option du chemin d'accès sur pilotis.

6.2.2. Etudes à l'aide du modèle mathématique

Le régime de sédimentation pour l'option du chemin d'accès sur pilotis fut étudié à l'aide de programmes informatiques de simulation des vagues et du transport de sédimentation.

Le programme d'analyse de transport de sédiments a permis de calculer le volume de sable transporté depuis le large dans la zone des brisants. Le programme d'analyse des vagues a été utilisé pour déterminer le régime des vagues dans la zone protégée par le brise-lame en calculant les effets de diffraction, de réfraction et de diminution de profondeur lorsque les vagues se propagent vers le littoral.

Le transport de sédiments dans la zone protégée par le brise-lames sera influencé par le courant marin qui circule dans la zone. Ce courant est généré par le transport d'eau dans la zone des brisants et les courants des marées le long du littoral. A mesure que la langue de sable se prolongera du rivage vers le large, le courant des marées sera de plus en plus rétréci entre l'extrémité de la langue et le brise-lames. Ce courant sera alors accéléré, passant de 0,1 m/sec à environ 0,3 m/s. La vitesse du courant généré par les vagues ne sera toutefois pas influencée par ce phénomène. La vitesse de ce courant devrait varier de 1,0 à 1,5 m/sec en conditions normales. La vitesse combinée du courant littoral et de la marée est établie à 1,2 m/s pour le calcul des volumes de sédiments transportés.

Les résultats de l'analyse de l'action des vagues et la vitesse calculée du courant littoral ont servi de données dans le programme d'analyse de transport de sédiments. Les résultats de cette analyse indiquent qu'environ 600 000 m³/an des quelque 1 000 000 m³/an de sable transporté le long du littoral seront déposés dans la zone protégée du brise-lames de 800 m proposé pour l'an 1990.

En ce qui concerne le brise-lames de 1 100 m prévu en l'an 2000, le volume annuel de dépôt passerait à quelque 750 000 m³.

6.2.3. Sédimentation le long du littoral

Les principales conclusions découlant de l'étude du régime de sédimentation le long de la Langue de Barbarie dans la zone du terminal marin sont les suivantes:

Option de la chaussée

- Une chaussée pleine reliant le terminal marin au rivage entraînera une forte sédimentation dans le chenal et le bassin, les volumes déposés atteignant environ 1 million m³.

Option du chemin d'accès sur pilotis

- La plus grande partie des sédiments transportés se déposeront dans la partie protégée du brise-lames, formant ainsi une langue de sable.
- Il faudra plusieurs années avant que l'extrémité de la langue atteigne le bassin d'évitement.
- Durant la première phase du projet (brise-lames de 800 m), environ 400 000 m³/an de sable contourneront naturellement le terminal. Les autres 600 000 m³/an devront être enlevés.

- Si le brise-lames est prolongé jusqu'à 1 100 m, environ 250 000 m³/an de sable contourneront naturellement le terminal. Les autres 750 000 m³/an devront être enlevés.
- Le rivage dans la zone du terminal marin subira une érosion importante. Cette érosion pourra toutefois être contrôlée par un apport des matériaux dragués dans la zone portuaire. Cette mesure devra être appliquée peu après l'aménagement du brise-lames sinon la Langue de Barbarie s'érodera jusqu'à ce qu'une nouvelle embouchure soit créée immédiatement en aval du port.

La figure 6.1 illustre l'emplacement et la dimension probables de la langue cinq ans après la construction du brise-lames.

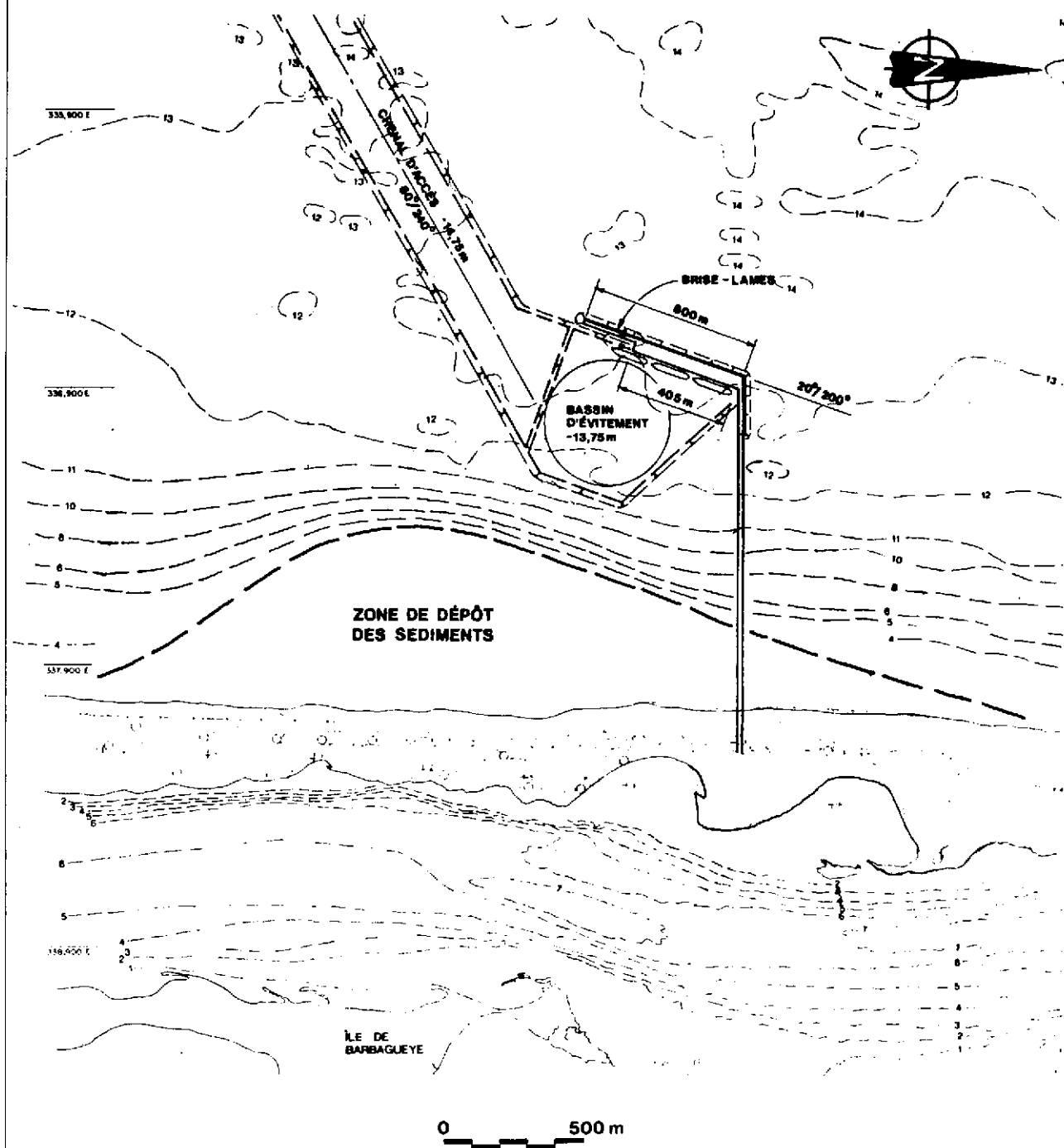
6.3. Sédimentation dans le chenal

6.3.1. Introduction

Le chenal proposé sera dragué dans l'extrémité sud du brise-lames jusqu'à une profondeur de 15 m environ, soit sur une longueur de 22 km. La profondeur du chenal au-dessus du fond naturel variera entre 2 m environ près du brise-lames à moins de 0,5 m au large. Les sédiments fins du fond, soulevés par les vagues océaniques et la houle, et transportés par le courant en direction sud seront en partie interceptés par le chenal. Un dragage d'entretien périodique sera alors requis pour maintenir une profondeur suffisante pour la navigation.

L'analyse du régime de transport de sédiments par les courants et les marées en eaux relativement profondes, particulièrement lorsque les sédiments sont fins, présente des difficultés techniques considérables. Les vagues au large de la Langue de Barbarie sont typiquement caractérisés par une hauteur significative de 1,0 m environ et une période de pointe de 10 sec. La dimension des particules sédimentaires à une profondeur de 13 à 15 m est typiquement $D_{50} = 0,15$ mm. La vitesse du courant littoral varie entre 0,02 et 0,1 m/s. Dans ces conditions, l'activité au fond de l'océan est très atténuée. Les sédiments transportés sont surtout des sédiments en suspension concentrés principalement dans les premiers 10% de la colonne d'eau.

FIGURE 6.1
SÉDIMENTATION SUR LE RIVAGE



6.3.2. Analyse des données recueillies sur place

L'analyse de la concentration et les calculs théoriques démontrent tous deux que la concentration des sédiments décroît très rapidement à mesure que la distance à partir du fond augmente. Ainsi, à 0,1 m au-dessus du fond, la concentration est réduite par un facteur de 10 environ (réf. 11). La concentration et les volumes transportés près du fond sont très difficiles à mesurer principalement en raison de la topographie variable du fond, des faibles vitesses de courant et des problèmes de différenciation entre les sédiments suspendus et les sédiments du fond. Les relevés sont d'autant plus difficiles au large de Saint-Louis à cause de l'action permanente des vagues le long du littoral.

Le tableau 6.1 résume les données sur l'action des vagues recueillies par BBL-SW entre août 1982 et mai 1984 (réf. 2).

Tableau 6.1

Répartition des hauteurs et des périodes des vagues
% de récurrence à 14 m de profondeur
(3161 observations entre le 4 février 1983 et le 2 avril 1984)

Les vagues avec une récurrence de moins de 0,1%
ne sont pas inscrites

Hauteur signifi- cative (m)	Période de pointe (secondes)							
	3-5,9	6-7,9	8-9,9	10-11,9	12-13,9	14-15,9	16-16,9	17-20
0,50-0,74	1,68	2,15	1,90	4,27	2,69	0,89	0,38	0,22
0,75-0,99	3,42	6,29	5,41	6,89	5,22	1,55	0,47	0,57
1,00-1,24	3,29	7,97	7,05	5,88	4,68	2,06	0,54	0,54
1,25-1,49	0,79	2,85	4,74	2,85	3,04	1,74	0,60	0,35
1,50-1,74	0,22	0,32	1,17	0,79	0,79	0,66	0,25	0,22
1,75-1,99				0,32	0,32	0,25	0,13	0,16

Régime des vagues mensuel moyen

	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin
Hs (m)	0,91	0,89	1,14	1,07	1,14	1,06
Tp (s)	10,5	11,4	12,4	10,0	8,5	7,5
	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Hs (m)	1,07	1,00	0,95	0,85	1,10	1,07
Tp (s)	7,0	7,8	7,9	11,0	11,4	13,5

Entre le mois de mars 1980 et le mois de février 1981, la société Novimar (réf. 25) a mesuré les sédiments en suspension et les vitesses du courant le long du littoral à des profondeurs de 1 à 19 m. Ces relevés se sont échelonnés de 1 jour à 3 semaines. Les hauteurs et les périodes des vagues étaient toutefois généralement faibles et n'étaient donc pas représentatives du régime moyen des vagues le long du littoral sénégalais.

Malgré ces limitations, les données recueillies ont permis de calibrer les méthodes de calcul utilisées pour les conditions plus violentes (et plus représentatives) des vagues. Le transport et la vitesse calculés des particules de fond à 14 m (Hs de 1 m, Tp de 10) ont été comparés aux données recueillies sur les sédiments en suspension lors des relevés. Cinq relevés au-delà de la zone des brisants ont été en outre considérés comme étant raisonnablement représentatifs des conditions types à une profondeur de 12 à 14 m.

Le tableau 6.2 illustre les quatre séries de données. Les taux de transport moyens à 4,5 m de profondeur varient de 0,003 à 0,007 kg/m/s, et de 0,0014 à 0,002 kg/m/s à 7,5 m. La moyenne pour les cinq relevés est de 0,004 kg/m/s, ou 0,17 m³/m/jour. Puisque la plus grande proportion de ces sédiments en suspension est transportée au fond de la colonne d'eau, ces chiffres peuvent être considérés comme des indicateurs relativement fiables des régimes de transport en eaux plus profondes avec des vitesses de courant semblables.

Les vitesses de courant ont été enregistrées durant une période relativement longue dans le cadre du programme de relevés de 1980-81. Bien que son amplitude et sa direction soient variables, le courant tend à ralentir en profondeur et à prendre une direction sud. La figure 6.2 indique les vitesses moyennes du courant à diverses profondeurs. Entre 10 et 20 m de profondeur, les vitesses moyennes du courant varient entre 0,02 et 0,04 m/s, ce qui représente une vitesse moyenne de transport des sédiments près du fond de 0,01 à 0,03 m/s.

6.3.3. Calcul du transport des sédiments

Le transport annuel moyen de sédiments le long de la côte sénégalaise, à l'extérieur de la zone des brisants, a été calculé à l'aide de plusieurs méthodes d'analyse de la dynamique des vagues et du courant. Ces méthodes se divisent en deux catégories:

- i) des versions modifiées de formules d'analyse mises au point pour les courants seulement (Van Rijn, Frilink-Bijker, Ackers & White, Willis). Réf. 15, 22, 17.

Tableau 6.2

DONNEES SUR LES SEDIMENTS EN SUSPENSION

Test no.	Profondeur (m)	H m	T sec	Xb m	Ub m/s	V m/s	Vsed m/s	Concentration des sédiments kg/m ²	Taux de transport des sédiments	
									Mesure m ³ /m/s	Calcul m ³ /m/s
8	4,5	0,61	6,0	0,68	0,36	0,16	0,10	0,03	0,15x10 ⁻⁵	0,83x10 ⁻⁴
87	4,5	0,41	6,3	0,50	0,25	0,15	0,12	0,03	0,18x10 ⁻⁵	0,38x10 ⁻⁴
92	4,5	0,55	7,0	0,79	0,35	0,15	0,08	0,09	0,37x10 ⁻⁵	0,51x10 ⁻⁴
55	7,5	0,48	9,5	0,75	0,25	0,05	0,04	0,05	0,10x10 ⁻⁵	0,11x10 ⁻⁴
93	7,5	0,44	8,8	0,61	0,22	0,03	0,025	0,057	0,70x10 ⁻⁶	0,29x10 ⁻⁵

H = hauteur moyenne des vagues

T = période moyenne des vagues

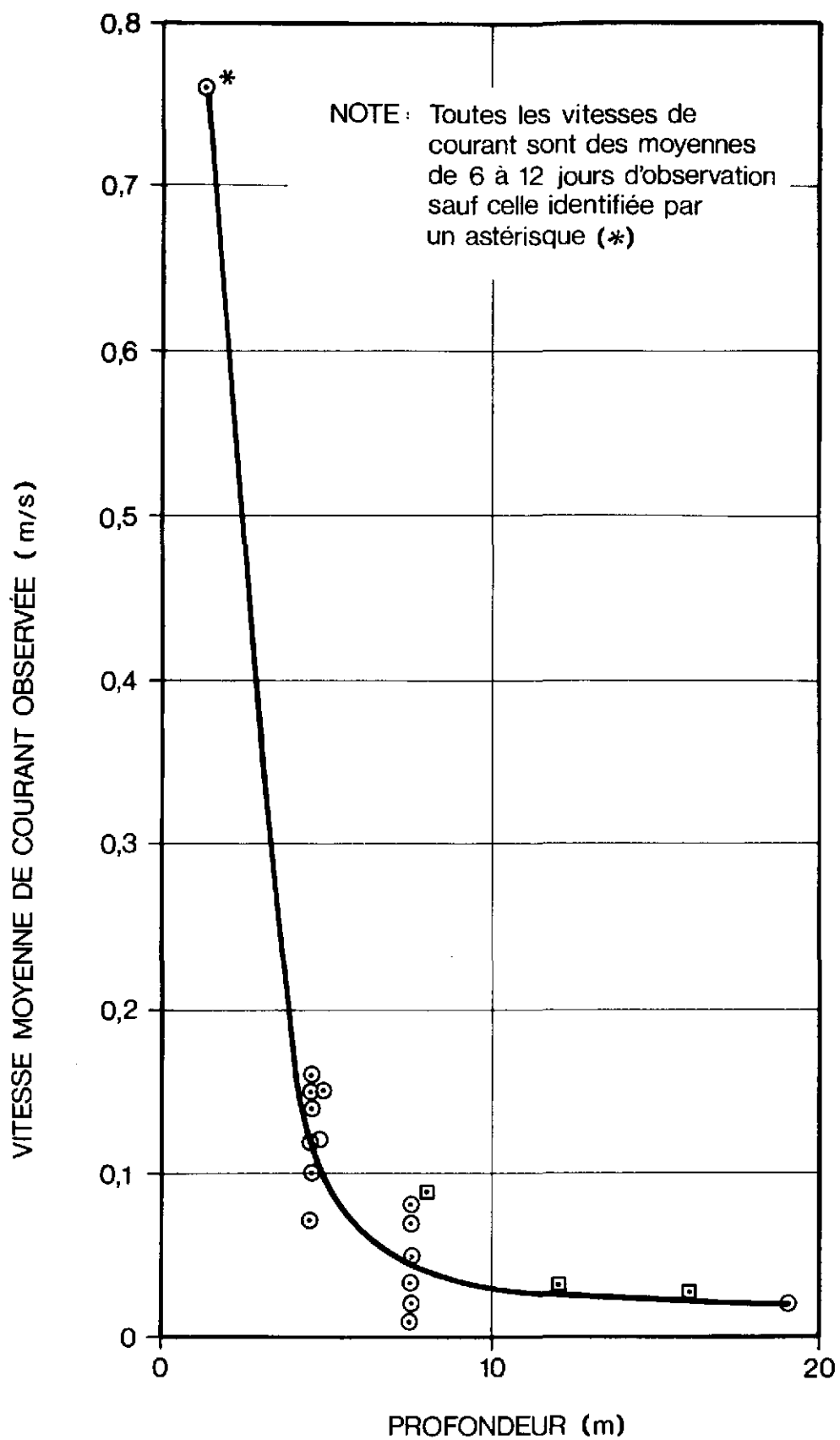
Xb = amplitude moyenne des vagues orbitales au fond de la mer

Ub = vitesse moyenne des vagues orbitales au fond de la mer

V = vitesse moyenne du courant

Vsed = vitesse de transport des sédiments

FIGURE 6.2
VITESSE DU COURANT MESURÉE
SELON LA PROFONDEUR



- ii) des méthodes mises au point pour les vagues seulement et basées sur des analyses en laboratoire et théoriques (Nielsen, Sleath). Réf. 20, 11.

Le régime calculé de transport de sédiments varie selon la méthode de calcul utilisée. Dans tous les cas, les résultats dépendent davantage de la configuration du fond marin que de la méthode de calcul utilisée. La méthode mise au point par Sleath et Nielsen a donné les estimations les plus faibles tandis que celle de Frilink-Bijker (méthode Delft) a donné l'estimation la plus élevée. La méthode d'Ackers et White, tel que modifiée par Wallis et Swan Wooster, semble avoir produit les résultats les plus raisonnables par rapport aux relevés et aux changements calculés selon la profondeur et le régime des vagues. Quoiqu'il en soit, les taux de transport calculés sont nettement supérieurs à ceux obtenus par les relevés. Cette différence peut être attribuée à l'impossibilité de mesurer les mouvements des sédiments en suspension près du fond (voir tableau 6.2). A cause de sa complexité, la technique de calcul fut introduite dans un programme informatique qui calcule le transport de sédiments à l'aide des sous-programmes suivants:

- | | |
|-------------|--|
| 1. . WAVE | Calcul de la hauteur de vagues avançant vers le rivage, ainsi que de la vitesse et de la direction du courant au fond à l'aide des caractéristiques des vagues en eau profonde. |
| 2. MOGRIDGE | Calcul des caractéristiques de la configuration du fond marin selon la dimension des sédiments; calcul des caractéristiques des vagues à l'aide des "courbes de référence" du fond marin mises au point par Mogridge; évaluation de la rugosité du fond sous les vagues. |
| 3. SANDCONC | Evaluation de la concentration moyenne de sédiments transportés à l'aide de la méthode originale unidimensionnelle de Ackers et White, tel que modifiée pour l'analyse des vagues par Willis et Swan Wooster. |
| 4. SANDQUAN | Calcul de la quantité de sédiments transportés: concentration moyenne x vitesse moyenne au centre de masse du profil de concentration. |

Les paramètres d'entrée sont relativement simples et comprennent: la dimension des sédiments au fond, la hauteur et la période des vagues, la profondeur de l'eau et la vitesse moyenne du courant.

Les résultats du calcul du transport moyen de sédiments par mètre/jour pour les différentes profondeurs d'eau sont indiqués au tableau 6.3. Les volumes de transport pour la hauteur significative et la hauteur moyenne sont également indiqués. Les taux moyens annuels/quotidiens proviennent de calculs individuels mensuels des hauteurs indiquées au tableau 6.1.

Le tableau 6.3 montre le volume annuel calculé net de transport de sédiments en direction sud, au large, à partir d'une profondeur de 11,5 m à 16 m, en comparaison avec les volumes transportés dans le chenal.

Tableau 6.3

Transport de sédiments au carré
Profondeur de 11,5 à 16 m

Capacité de transport, littoral exposé

Distance du large (m)	Largeur (m)	Profondeur (m)	Vitesse du courant (m/s)	Volumes de transport (m ³ /an)
700	300	12,5	0,03	65 000
1 000	450	13,5	0,03	75 000
1 450	700	14,0	0,03	105 000
2 150	950	15,0	0,025	95 000
Total (m ³ /an)				340 000
Total arrondi (m ³ /an)				350 000

Capacité de transport, chenal d'accès

Distance du large (m)	Largeur (m)	Profondeur (m)	Vitesse du courant (m/s)	Volumes de transport (m ³ /an)
1 450	250	15,0	0,045	45 000
1 700	1 400	15,0	0,023	70 000
Total (m ³ /an)				115 000
Total arrondi (m ³ /an)				100 000
Sédimentation dans le chenal et le bassin				250 000

Environ 350 000 m³ de sédiments se déplacent le long du littoral annuellement. De ce total, 30% contournerait le chenal d'accès, ce qui laisse environ 250 000 m³ pour sédimentation dans le chenal et dans le bassin de manoeuvre. De cette quantité, environ 100 000 m³ seraient dirigés vers l'est par le brise-lames avec possibilité de sédimentation dans le bassin de manoeuvre, le reste, soit 150 000 m³, étant dirigé vers l'ouest pour sédimentation éventuelle dans le chenal d'accès.

Les sédiments transportés dans une zone où l'action des vagues et des courants est réduite requièrent une période de temps déterminée pour atteindre le nouvel équilibre. En conséquence, on peut s'attendre à ce qu'une partie des sédiments soit transportée au-delà du chenal par les courants. Or, la vitesse des courants au large de Saint-Louis est en général très faible et les sédiments en suspension sont si près du fond qu'il faut s'attendre à un fort taux de sédimentation. Pour confirmer cette hypothèse, une méthode de calcul développée par Bijker (ref 18) a été utilisée pour évaluer la quantité de transport des sédiments au-delà du chenal. Les résultats démontrent que pour la gamme des conditions prévues, il y aurait dépôt dans le chenal d'environ 75 à 95% des sédiments en suspension.

Résumé: sédimentation

Selon l'analyse ci-haut, les volumes de sédimentation les plus probables dans le bassin et le chenal sont les suivants:

Chenal d'accès:	100 000 m ³ /an
Bassin portuaire:	100 000 m ³ /an

Il est important de mentionner qu'il subsiste des incertitudes inhérentes dans le calcul des volumes de sédimentation. Ainsi, les volumes estimés ci-haut dépendent dans une large mesure des variations du régime annuel des vagues. Le volume total de sédimentation (chenal et bassin) peut en fait varier de 100 000 m³/an à 400 000 m³/an.

6.4. Dragage d'entretien

La formation d'un tombolo dans la zone protégée du brise-lames peut être empêchée par un programme de dragage périodique.

Ce programme serait entrepris plusieurs années (2 à 5) après la construction du brise-lames. Durant cette période, une langue se formera et s'étendra graduellement vers le bassin portuaire. Des relevés annuels devront être effectués pour définir le rythme de croissance exact de la langue afin d'optimiser le calendrier et les volumes de dragage. Le régime de sédimentation projeté est illustré à la planche 6.1.

Tel que mentionné à la section 6.3, le chenal et le bassin seraient également sujets au phénomène de sédimentation. Bien que les volumes de sédimentation seront relativement faibles, ils détermineront sans doute la fréquence des travaux de dragage d'entretien puisque la capacité du chenal sera limitée en raison de facteurs économiques et pratiques (plus le chenal est profond, plus la sédimentation sera rapide).

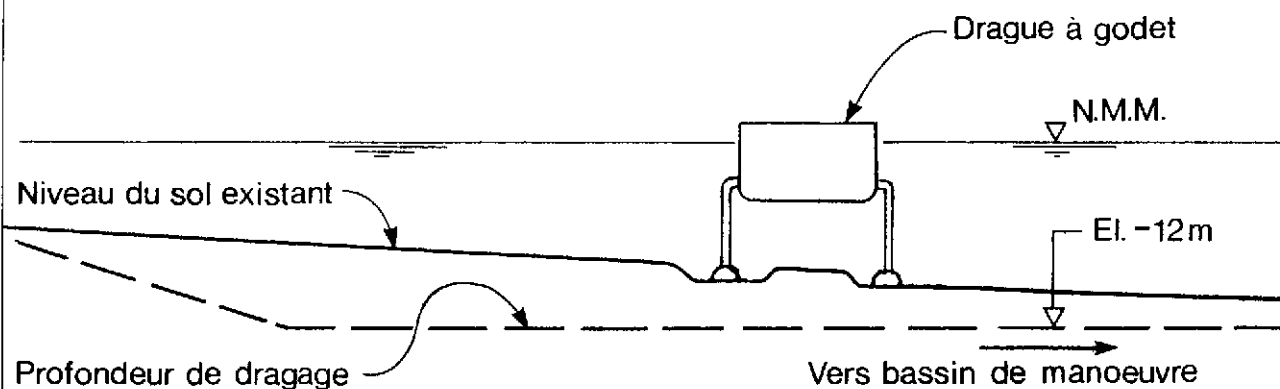
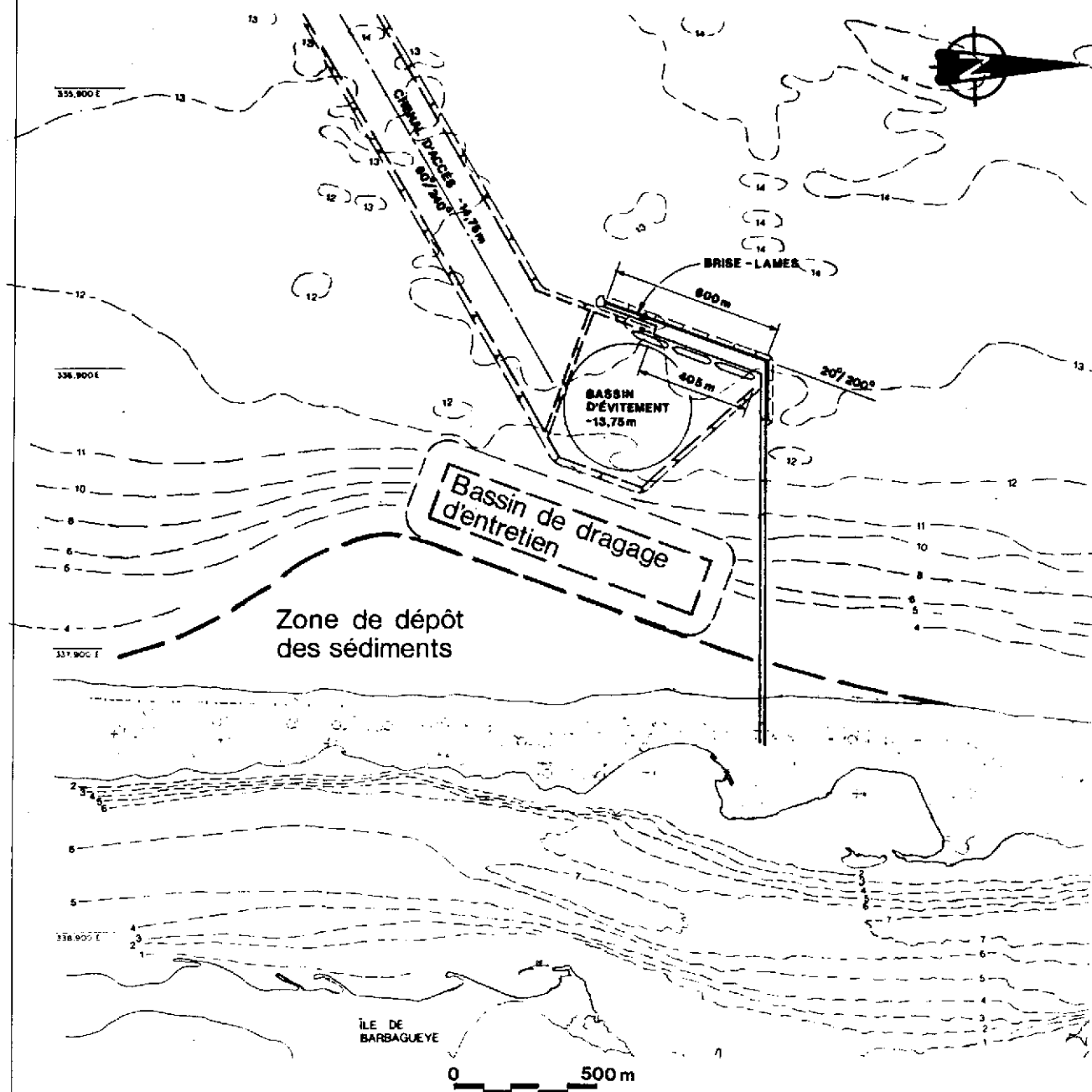
Pour les besoins d'estimation, nous avons supposé que le dragage d'entretien se ferait deux fois par an. Ainsi, 1,6 million m³ seront dragués à chaque opération pour les aménagements de 1990, et 1,9 million m³ pour les aménagements de 2000.

Le dragage par drague hydraulique aspiratrice constitue la méthode la plus appropriée, et celle qui à la fois offre le plus de flexibilité si l'on veut augmenter ou diminuer les intervalles entre les opérations de dragage. De telles dragues océaniques peuvent généralement être mobilisées à coût relativement faible.

Ces dragues sont généralement constituées d'une coque de navire remorquant des tubes d'aspiration. Une drague de taille moyenne peut ramasser jusqu'à 3 000 m³ de matériaux avant d'être déchargée. Ces dragues ont les avantages d'être autonomes et de pouvoir fonctionner sous des conditions modérées.

Un plan de dragage préliminaire de la langue de sable est présenté à la figure 6.3. Ce plan propose qu'une longue tranchée étroite du côté extérieur du tombolo soit draguée à une profondeur de -12 m environ. La drague pourrait ainsi fonctionner avec un maximum d'efficacité et les matériaux dragués pourraient être déposés dans la tranchée jusqu'à la prochaine opération de dragage. Les matériaux seraient par la suite amenés au large en aval du terminal.

FIGURE 6.3
PROGRAMME DE DRAGAGE PROPOSÉ



COUPE DU BASSIN DE DRAGAGE

1:500

Les coûts annuels de dragage (enlèvement de 1,6 million m³ de matériaux deux fois par an) sont estimés à 717 millions FCFA, en FCFA 1985. Ces coûts s'appliquent aux aménagements portuaires prévus pour 1990. En ce qui concerne les aménagements prévus pour l'an 2000, les coûts annuels sont estimés à 937 millions FCFA pour le dragage de 1,9 million m³ de matériaux, deux fois par an.

Les coûts de dragage peuvent cependant beaucoup varier, selon certains facteurs tels la proximité de l'équipement de dragage, le volume total à draguer, les tolérances au dragage, les coûts énergétiques et la demande mondiale de services de dragage. Les estimations présentées dans ce rapport sont basées sur la valeur moyenne des facteurs énoncés ci-haut et supposent que l'équipement de dragage sera mobilisé en Europe.

6.5. Erosion de la Langue de Barbarie

Le dépôt de sédiments dans la zone protégée du brise-lames réduira le volume de matériaux qui se déposeront sur la Langue de Barbarie au sud du port, entraînant ainsi l'érosion de la Langue jusqu'à ce qu'il s'y crée éventuellement une ouverture. Cette ouverture deviendra une nouvelle embouchure immédiatement au sud de la zone portuaire. Il ne devrait toutefois pas y avoir d'impact sur le port. Quant à l'estuaire, l'impact devrait être semblable aux ouvertures précédentes de la Langue.

Si toutefois cette ouverture n'est pas acceptable pour des raisons environnementales, les sédiments dragués pourront être déposés sur la Langue pour remplacer les sédiments érodés.

Résumé du programme
et des coûts de réalisation

7. RESUME DU PROGRAMME ET DES COUTS DE REALISATION

7.1. Généralités

L'aménagement du terminal marin selon les plans directeurs illustrés aux planches 5.6 et 5.7 est traité dans les sections suivantes. Les coûts sont en FCFA (fin 1985) pour faciliter les comparaisons. A cette époque, 400 FCFA équivalaient à 1.00\$ US et 325 FCFA équivalaient à 1.00\$ CDN.

7.2. Réalisation

La figure 7.1 présente le calendrier de construction du terminal marin. Ce calendrier, qui décrit la suite et la durée estimée des diverses phases du projet, a été conçu de façon à minimiser la durée totale des travaux. Les paragraphes suivants décrivent l'approche méthodologique utilisée dans l'élaboration du calendrier de réalisation pour chaque élément du projet.

Brise-lames

Le brise-lames sera construit de caissons en béton préfabriqués relativement grands. Ces caissons seront remorqués jusqu'à l'emplacement du brise-lames, immergés en place et remplis de sable. Ces caissons auront environ 25 m de longueur sur 22 m de hauteur. Leur largeur sera de 14 m dans le corps du brise-lames et de 20 m à ses extrémités.

La construction de ces caissons constituera la première activité. Suite à une période de mobilisation de six mois, les caissons en béton armé seront partiellement coulés soit en cale sèche, soit à terre, et complétés à flot dans un endroit protégé. Nous prévoyons que l'entrepreneur aménagera un chantier de construction des caissons immédiatement au sud du port de Dakar. Plusieurs emplacements, dans l'arrière-port et dans la Baie de Hann, semblent convenir à cet usage.

Dakar offre les avantages d'un emplacement déjà aménagé pour la construction, d'une protection naturelle contre les vagues, et d'une profondeur d'eau suffisante pour la mise à flot des caissons. L'estuaire du fleuve a également été considéré pour la construction des caissons mais la profondeur à l'embouchure n'est pas suffisante pour le passage des caissons complétés.

La longueur totale des brise-lames pour l'horizon 1990 est de 800 m. En supposant une longueur moyenne de 25 m par caisson, un total de 30 caissons sera requis. Puisque les caissons seront sans doute moulés à l'aide de coffrages glissants, l'on prévoit un rythme de construction de un caisson par mois, par cale sèche. En prévoyant deux cales sèches, une période totale de 24 mois sera requise pour la fabrication des caissons.

CALENDRIER DE CONSTRUCTION – TERMINAL MARIN



Les caissons complétés seront temporairement immergés dans un emplacement protégé à Dakar jusqu'à ce qu'il y en ait un nombre suffisant pour construire le brise-lames. Ils seront ensuite remorqués jusqu'à l'emplacement du brise-lames, posés sur un lit préparé et remplis de sable. La dalle et l'écran de protection contre les vagues seront coulés in-situ.

Une période totale de 26 mois, excluant la mobilisation et la démobilisation, sera requise pour la construction du brise-lames.

Quai

Le quai proposé sera composé de caissons fabriqués et installés d'une façon semblable à la construction du brise-lames. Une seule cale sèche sera requise pour couler les 17 caissons de 25 m de long, sur 16 m de haut et 12 m de large.

La construction des caissons du quai commencera trois mois après la construction des caissons du brise-lames pour qu'un nombre suffisant de ces derniers soient fabriqués avant l'aménagement du quai. L'on prévoit qu'une longueur approximative de 300 m de brise-lames sera construite avant le début de la construction du quai.

Une période totale de 25 mois, excluant la mobilisation et la démobilisation, sera requise pour construire le quai de 405 m.

Chemin d'accès sur pilotis

La construction du chemin d'accès commencera peu après le début de la fabrication des caissons du brise-lames. Le calendrier de construction de ce chemin d'accès est critique puisque le chemin sera requis pour le transport d'équipement et de matériaux lors du coulage in-situ du parapet et de la dalle du brise-lames.

La structure recommandée du chemin d'accès est composée de poutres en béton prêmoulées reposant sur des pieux espacés de 15 m. Cette structure sera construite en porte-à-faux à partir du rivage. La construction du chemin d'accès devrait progresser de 15 m par semaine environ.

Une période totale de 18 mois, excluant la mobilisation et la démobilisation, est prévue pour la construction des 1080 m du chemin d'accès sur pilotis.

Dragage et remblai

Les travaux de dragage seront entrepris quelque peu avant l'installation du premier caisson du brise-lames. Les matériaux dragués dans le bassin portuaire et le futur réservoir de sédiments pourront vraisemblablement être utilisés pour remplir les caissons et remblayer la zone du quai. Le dragage devra donc être effectué en même temps que la mise en place des caissons. Le volume total à draguer étant relativement faible, le taux de productivité requis sera également peu élevé. Il ne sera donc pas nécessaire de mobiliser de matériel de dragage de grand rendement.

Les travaux seront probablement effectués à l'aide de deux dragues à mâchoires qui seront employées de façon intermittente dans le chenal, le bassin portuaire, le réservoir à sédiments et la tranchée de la fondation des caissons.

La durée totale des travaux de dragage est estimée à 15 mois, excluant le temps de mobilisation et de démobilisation.

7.3. Résumé des coûts

Le tableau 7.1 résume les coûts prévus pour les années 1990 et 2000 et présentés dans les sections précédentes. Les coûts pour l'an 2000 sont en FCFA 85 et représentent le coût total d'aménagement des installations du terminal marin à cette date. Ces coûts n'incluent pas de taxes ou de droits puisque les projets de l'O.M.V.S. en sont exempts.

Les coûts pour l'ingénierie ont été ajoutés au coût global du projet. Un montant équivalent à 3% des coûts d'investissement a été ajouté pour les études définitives, et 4% pour les services d'ingénierie durant les travaux.

Tableau 7.1

COUTS D'INVESTISSEMENT - TERMINAL MARIN
(millions de FCFA)

	1990	2000
Mobilisation	2 800	1 600
Brise-lames	13 035	5 850
Quai	5 265	4 578
Chemin d'accès sur pilotis	3 564	-
Dragage	1 145	-
Duc d'albe	<u>100</u>	<u>100</u>
Sous-total	25 909	12 128
Ingénierie	<u>1 813</u>	<u>848</u>
TOTAL	27 722	12 976

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

1. Beauchemin-Beaton-Lapointe/Swan-Wooster, Plan directeur, port de Saint-Louis, rapport no. 15, Montréal, février 1985.
2. Beauchemin-Beaton-Lapointe/Swan-Wooster, Port de Saint-Louis, Etudes hydrographiques et hydrauliques, rapport no. 20, janvier 1985.
3. Beauchemin-Beaton-Lapointe/Swan Wooster, Projet navigation. Présentation de l'option technique retenue. Novembre 1985.
4. Conseil National de Recherches Canada, Port de Saint-Louis, Sénégal. Etudes sur modèles hydrauliques - Phase II. Les mouvements et les forces d'amarrage d'un navire, Ottawa, 1985.
5. Conseil National de Recherches Canada, Port de Saint-Louis, Sénégal. Etudes sur modèles hydrauliques - Phase II. Le terminal au large. Ottawa 1986.
6. Conseil National de recherches Canada, Port de Saint-Louis, Sénégal. Etudes sur modèles hydrauliques - Phase II. Le chenal peu profond.
7. Institut Danois d'Hydrauliques, Rapport final sur l'étude des vagues extrêmes, mars 1983.
8. Beauchemin-Beaton-Lapointe/Swan-Wooster et Terratech Inc., Recherche d'emprunts, rapport no. 18, avril 1984.
9. Beauchemin-Beaton-Lapointe/Swan-Wooster. Etude des ports et escales du fleuve Sénégal, Rapport synthèse, phase pré-étude et phase 1. Rapport no. 22, mai 1985.
10. Lean, G.H., "Estimation of Maintenance Dredging for Navigation Channels", Hydraulic Research Wallingford, England 1980.
11. Sleath, J.F.A., "Sea Bed Mechanics", John Wiley, 1984.
12. Fredse, J., "Sediment Transport in Current & Waves", Institute of Hydrodynamics & Hydraulic Engineering Tech U of Denmark, Series Paper 35, Lynby 1984.
13. Sleath, J.F.A., "Friction Coefficient of Rippled Beds in Oscillatory Flow", Continental Shelf Research, Vol. 1, no. 1, pp. 33 to 47, 1982.

14. Mogridge, G.R., "Bed Forms Generated by Wave Action", Hydraulic Laboratory N.R.C. Canada.
15. VanRijn, L.C., "Mathematical Model for Sedimentation of Shipping Channels", Int. Conference, Numerical & Hydraulic Modelling of Ports & Harbours, Birmingham, U.K., Avril 1985.
16. VanRijn, L.C., "Sediment Transport", Pub. no. 334, Delf Hydraulic Lab., Février 1985.
17. Willis, D.H., "Sediment Load under Waves & Currents", NRC, Oct. 1979.
18. Bijker, F.W., "Sedimentation in Channels & Trench, Coastal Engineering, 1980.
19. Tarbotton, M.R. & Pedersen, A., "Sedimentation Studies for the New Port of Saint-Louis, Senegal", Canadian Coastal Conference, St.Johns, 1985.
20. Nielsen, P., "Some Basic Concepts of Wave Sediment Transport", Inst. of Hydrodynamics & Hydro Eng. Technology, Denmark, Series Paper 20, 1979.
21. Swart, D.H., "Predictive Equation Regarding Coast Transports", C.E., 1976.
22. Marsie, W.W. (Ed), "Coastal Engineering Vol. II, Harbour & Beach Problems", Delf University of Technology, 1978.
23. Raudkivi, A.J., "Loose Boundary Hydraulics", Pergamon, 1976.
24. Muirwood, A.M., Freming, C.A., "Coastal Hydraulics", MacMillan, 1981.
25. Navimore, "Protection des côtes à Saint-Louis", 1980.

Annexe **A**

Chenal d'accès stabilisé peu profond

ANNEXE A

CHENAL D'ACCES STABILISE PEU PROFOND

TABLE DES MATIERES

	Page
A.1 INTRODUCTION	A-1
A.2 RESUME	A-2
A.3 CHENAL D'ACCES	A-4
A.3.1 Types et caractéristiques des navires	A-4
A.3.2 Dimensions du chenal	A-5
A.4 RESULTATS DES ETUDES SUR MODELES	A-8
A.4.1 Généralités	A-8
A.4.2 Vitesses du courant et niveaux de la marée	A-9
A.4.3 Sédimentation	A-11

A.1 INTRODUCTION

La présente annexe résume les résultats des études d'ingénierie et des études sur modèle hydraulique d'un chenal d'accès stabilisé peu profond, à l'estuaire du fleuve Sénégal.

L'étude avait pour but d'élaborer le tracé et les caractéristiques d'un chenal d'accès stable, où il n'y aurait pas de sédimentation, avec une profondeur suffisante pour permettre la navigation des barges et de petits bateaux. Ce chenal assurerait un accès des ports de Dakar et Nouakchott au port de Saint-Louis et au réseau de navigation fluviale.

L'embouchure très peu profonde et relativement instable du fleuve constitue le seul accès actuel de l'océan au fleuve. La navigation dans l'embouchure est extrêmement difficile et parfois impossible, particulièrement durant la saison sèche lorsque le débit du fleuve est faible. Afin d'améliorer les conditions de navigation, une nouvelle embouchure étroite, dont les bords seront protégés, serait aménagée au sud de Port de Pêche. La vitesse du courant dans une embouchure étroite serait suffisante pour maintenir un chenal plus stable et plus profond que l'accès actuel.

Ce nouveau chenal a fait l'objet d'une étude sur modèle à fond mobile, effectué par le Conseil national de recherches du Canada à Ottawa. Ce modèle fut originalement conçu pour étudier le transport de sédiments le long de la Langue de Barbarie (réf. 2). A cause des problèmes d'échelle inhérents à ce type de modèle, les taux de transport de sédiments ne peuvent être rigoureusement exacts. Les résultats sont donc davantage qualitatifs que quantitatifs. Les détails de ces résultats sont présentés à la réf. 6.

A.2 RESUME

L'étude des systèmes de transport par barges reliant le fleuve Sénégal aux ports de Dakar et Nouakchott démontre que les barges conçues pour navigation à la fois sur le fleuve et en mer constituent la meilleure option, puisqu'elles permettent de transporter les cargaisons directement aux ports fluviaux. Une largeur minimum de 125 m et des profondeurs de 5,5 m IGN dans la partie extérieure du chenal, et 4,5 m IGN dans sa partie intérieure, offriraient des conditions de navigation très adéquates aux barges de 2,5 m de tirant d'eau et 11 m de largeur.

Une fois le nouveau chenal d'accès construit, l'embouchure actuelle devrait se fermer à cause de la réduction du débit du fleuve à l'embouchure.

Les vitesses du courant et les variations du niveau d'eau dans l'estuaire ont été étudiées par le CNR pour diverses configurations de chenal à l'aide d'un modèle mathématique, unidimensionnel, de simulation des marées.

Les résultats de cette étude montrent que des conditions acceptables peuvent être obtenues avec un chenal de 500 m de largeur et 4,5 m de profondeur.

Les phénomènes d'érosion et de sédimentation ont également été étudiés par le CNR à l'aide du modèle à fond mobile. Une évaluation qualitative des résultats obtenus indique qu'un chenal de 500 m de largeur (Option D, tel qu'illustré à la planche A.4.1) devrait permettre de maintenir la profondeur requise dans le chenal. Il pourrait toutefois y avoir des parties moins profondes lorsque le débit sera faible aux accès à l'océan et à l'estuaire. Il sera toutefois nécessaire d'assurer la stabilité du chenal et d'empêcher le déplacement vers le sud. Il faudra donc protéger les berges du chenal et construire un brise-lames au nord et un épi au sud de l'accès depuis l'océan. D'autres études sur la sédimentation devraient être réalisées avant une décision finale quant à la configuration du chenal.

A.3 CHENAL D'ACCES

A.3.1 Types et caractéristiques des navires

Les dimensions types des navires qui emprunteront le chenal ont été déterminées en fonction des caractéristiques des barges fluviales et océaniques actuelles. Les dimensions de ces barges sont classées selon leurs tirants d'eau au tableau A.3.1. Les options suivantes ont été considérées:

- l'utilisation de barges fluviales pouvant emprunter les écluses du barrage de Diama. Ces barges transporteraient leurs cargaisons directement entre Dakar et Nouakchott sans devoir passer par Saint-Louis;
- l'utilisation de barges océaniques qui ne pourraient pas emprunter les écluses du barrage de Diama. Ces barges ne s'arrêteraient qu'à Saint-Louis où les cargaisons seraient transférées sur des barges fluviales.

Tableau A.3.1

DIMENSION DES BARGES

Type	DWT (t)	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)
Barges fluviales	1 000	55	11	2,5
Barges pétrolières	1 400	50	13	2,75
Barges à cargaisons sèches	1 000	45	13,5	2,75
Barges à cargaisons sèches	1 750	62	14,75	2,75
Barges à pont plat	2 000	53	14,75	3
Barges à pont plat	3 600	63	16,5	4,25
Vracquiers (marchandises sèches)	4 500	84	17	4,25
Vracquiers " "	6 800	95	18,3	4,4
Vracquiers " "	8 500	95	19,5	5,5
Vracquiers " "	11 000	110	24,5	6
Vracquiers " "	14 500	122	30	6

L'évaluation des deux options (barges fluviales et barges océaniques) indique que les barges fluviales conçues pour accepter les conditions climatiques de la partie océanique de leur voyage constitueront la meilleure option puisqu'elles permettront le transport des cargaisons directement aux ports fluviaux. Un système combinant barges fluviales et barges océaniques, avec transfert à Saint-Louis, nécessiterait cinq opérations de manutention des marchandises à Dakar ou à Nouakchott. Par contre, si seules des barges fluviales sont utilisées, seulement trois opérations de manutention seront requises. Les dimensions de ces barges seraient toutefois limitées à 11 m de largeur par les dimensions des écluses du barrage de Diama.

Navigation océanique

Si des navires océaniques sont utilisés, leurs dimensions seraient de 2 000 à 3 000 DWT, avec un tirant d'eau de 4 à 4,5 m. Puisque les tirants d'eau des navires océaniques sont plus importants que ceux des barges à capacité équivalente, et puisque ces navires exigeraient davantage d'opérations de manutention, les barges semblent être la meilleure option.

A.3.2 Dimensions du chenal

La profondeur du chenal doit tenir compte du mouvement vertical des barges sous l'action des vagues, du tangage en arrière dû à la vitesse des barges, du pied de pilote et de la sédimentation.

Les facteurs suivants régissent la profondeur du chenal:

- 1) Le tirant d'eau de référence. Il s'agit du tirant maximum, incluant l'assiette.
- 2) Le tirant d'eau additionnel, dû au roulis et au tangage sous l'action des vagues. Le critère utilisé en prévision de ce tirant d'eau additionnel correspond à $1 \times H_s$ pour une vague de 1,5 m ayant une fréquence de dépassement de 6% environ.
- 3) L'enfoncement des barges est un phénomène qui se produit en eau peu profonde et dans les chenaux étroits. En raison de la distribution de la pression d'eau entourant le bateau, le tirant d'eau du navire augmente soit à la proue, soit à la poupe. L'enfoncement qui en résulte est fonction du rapport entre la surface de la section submergée du navire et de la coupe transversale du chenal, le type de chenal (ouvert ou borné) et la vitesse du navire.
- 4) L'envasement, dû à la sédimentation et à l'érosion.

- 5) La précision relative des techniques de sondage, traitée au tableau A.3.2.
- 6) Le pied de pilote, qui est le dégagement requis entre la quille du navire lors d'un déplacement vertical maximum et le fond marin. Diverses études ont démontré qu'un navire peut être aisément manoeuvré si le pied de pilote est de 0,5 m.

Les calculs présentés aux tableaux A.3.2 et A.3.3 indiquent les dimensions types d'un chenal à une voie pour barges fluviales. A noter que toutes les élévations présentées dans ce rapport réfèrent au niveau IGN (niveau de la mer) qui est de 1 m au-dessus des niveaux des marées et des cartes.

Tableau A.3.2

PROFONDEUR DU CHENAL (m)
(tirant d'eau des barges: 2,5 m)

	Section extérieure	Section intérieure
Tirant d'eau	2,50	2,50
Tirant d'eau additionnel	1,50	0,50
Enfoncement	0,25	0,25
Envasement	0,50	0,50
Prévision des techniques de sondage	0,25	0,25
Pied de pilote	0,50	0,50
Prévision pour l'action de la marée	(1,00)	(1,00)
	<hr/>	<hr/>
Profondeur requise sous le niveau des marées et des cartes	4,50	3,50
Profondeur requise sous le niveau IGN	5,50	4,50

La largeur d'un chenal à une voie est régie par la largeur de la voie de manoeuvre des barges et le dégagement requis par rapport aux berges. Cette largeur dépendra en outre du mode de manoeuvre (remorquage ou poussage des barges), le deuxième mode permettant un meilleur contrôle.

Tableau A.3.3

LARGEUR DU CHENAL (m)
(Largeur de la barge: 11 m)

	Section extérieure	Section intérieure
Voie de manoeuvre	45	40
Prévision pour déviations	40	-
Dégagement des barges	20	20
Précision du pilotage	20	20
	<hr/>	<hr/>
Largeur totale	125	80

A.4 RESULTATS DES ETUDES SUR MODELES

A.4.1 Généralités

Le degré d'érosion, de transport de dépôt de sédiments dans le nouveau chenal d'accès sera déterminé par le débit du fleuve, les marées et l'action des vagues.

L'embouchure actuelle est très large et peu profonde. Sa configuration résulte, d'une part, de l'interaction dynamique entre l'érosion et le dépôt du sable transporté le long du littoral et, d'autre part, du débit du fleuve et des courants de la marée. Bien que la profondeur de l'embouchure atteigne 4 à 5 m durant des périodes de débit élevé, elle est réduite à 2 ou 3 m durant la saison sèche, lorsque le débit est faible. L'embouchure actuelle devrait se former naturellement à cause de la réduction du débit une fois que le nouveau chenal sera construit.

Les éléments suivants sont d'une importance majeure dans l'aménagement d'un nouveau chenal:

- Le débit régularisé du fleuve varie beaucoup durant l'année, atteignant 2 500 m³/s durant la saison des pluies, par rapport à quelque 116 m³/s durant la saison sèche. La surface de la coupe du chenal doit être suffisante pour recevoir les débits de pointe et maintenir à la fois une vitesse de courant suffisante durant la saison sèche pour empêcher une sédimentation excessive.
- Le transport littoral (de sédiments), généré par les puissantes vagues côtières, aura tendance à déplacer le chenal vers le sud, comme c'est le cas avec l'embouchure actuelle. L'entrée du chenal devra donc être protégée par des épis pour empêcher ce phénomène.

Les études sur modèles hydrauliques décrites ci-après ont été réalisées par le Conseil national de recherches du Canada à Ottawa (réf. 6).

- a) Etude du courant du fleuve et des marées dans le chenal, à l'aide d'un modèle mathématique.
- b) Etude de la sédimentation dans le chenal à l'aide d'un modèle à fond mobile.

A.4.2 Vitesses du courant et niveaux de la marée

Quatre options - A, B, C et D - présentées à la planche A.4.1, ont été retenues pour une étude plus détaillée à l'aide du modèle mathématique des marées. Ces options ont été retenues selon les besoins en termes de navigation (section A.3) et en fonction d'une analyse préliminaire des courants pour diverses dimensions de brise-lames.

OPTION A : Chenal de 125 m de largeur et 4,5 m de profondeur. En supposant une pente de 1:5 (berges), la surface de la section de ce chenal est de 664 m².

OPTION B : Chenal navigable de 125 m de largeur et 4,5 m de profondeur; 300 m de largeur et 2 m de profondeur dans sa partie nord. Surface de la section: 1 264 m².

OPTION C : Chenal navigable de 125 m de largeur et 4,5 m de profondeur; 500 m de largeur et 2 m de profondeur dans sa partie nord. Surface de la section de 1 664 m².

OPTION D : Chenal de 500 m de largeur et 4,5 m de profondeur. Surface de la section: 2 351 m².

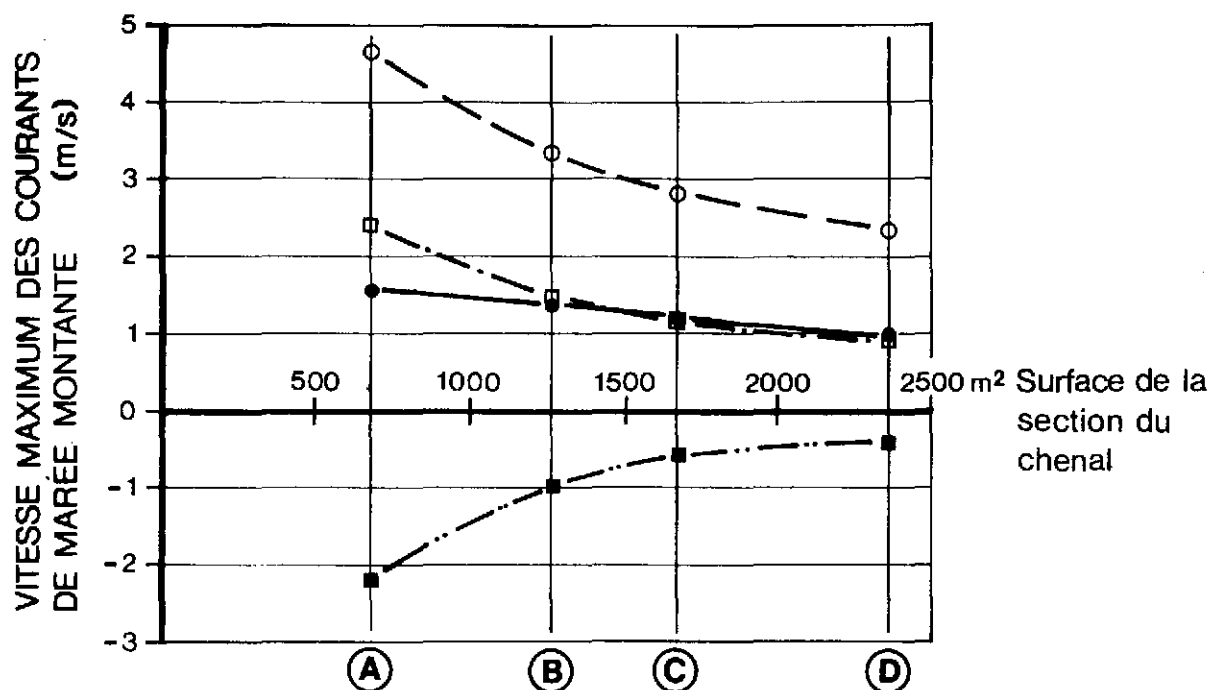
Les débits et les variations du niveau d'eau pour ces quatre options ont été étudiés à l'aide d'un modèle unidimensionnel d'étude des marées (réf. 6). Des essais ont été effectués pour un débit maximum de 2 500 m³/s et un débit minimum de 116 m³/s, avec un marnage de vive-eau de 1,65 m et un marnage de morte-eau de 0,5 m. Les vitesses maximum du courant dans le chenal sont présentées à la figure A.4.1. Les résultats indiquent de puissants courants de marée avec un courant de reflux maximum de 6,5 m/s pour l'option A, à 2,9 m/s pour l'option D.

Le niveau maximum de l'eau dans l'estuaire pour les quatre options est de +1,0 m IGN à Saint-Louis et +1,5 m IGN à Diama pour un débit fluvial maximum de 2 500 m³/s et un marnage de vive-eau de 1,65 m (réf. 6).

Les vitesses du courant dans le chenal sont fortement influencées par la surface de section du chenal: plus cette surface est importante, plus la vitesse du courant est réduite. Compte tenu de ces résultats, et dans le but de réduire les vitesses du courant pour la navigation, l'on a décidé d'axer davantage les études sur la sédimentation dans le chenal de 500 m de largeur (Option D).

FIGURE A.4.1

VITESSES DU COURANT



LÉGENDE:

DEBIT DU FLEUVE

MARNAGE

○ 116 m³/s

1,65 m

● 2500 m³/s

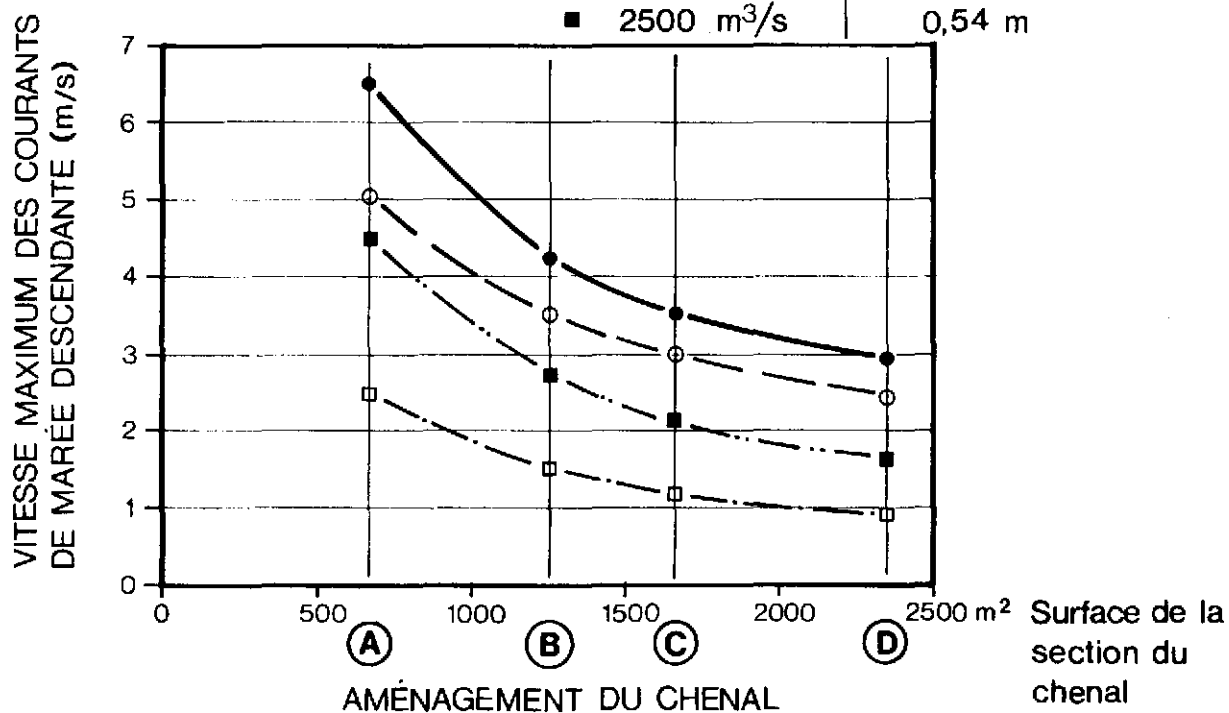
1,65 m

□ 116 m³/s

0,54 m

■ 2500 m³/s

0,54 m



NOTE: LES VITESSES DE COURANT SONT LES VITESSES MOYENNE À LA SECTION TRANSVERSALE

A.4.3 Sédimentation

Les sédiments dans le chenal proviendront du lit et des matières en suspension. Toutefois, la plupart des modèles à fond mobile ne peuvent simuler que le transport des sédiments du lit. Tel était d'ailleurs le cas pour l'étude de la sédimentation dans le chenal du fleuve Sénégal.

- a) Modèle à fond mobile avec sable silicieux. Ce modèle fut originalement conçu pour étudier le transport de sédiments le long de la Langue de Barbarie, et ne reflète donc pas avec précision le transport de sédiments dans le chenal. Aussi, les résultats obtenus pour le chenal sont inférieurs aux résultats auxquels l'on aurait dû s'attendre normalement.
- b) Un modèle à fond mobile avec du "sable léger pour modèles" (coquilles de noix écrasées). Le régime de transport de sédiments est mieux reproduit à l'aide de ce modèle qu'avec le modèle à sable silicieux. Malgré cela, les résultats obtenus sont toujours inférieurs aux résultats que l'on aurait dû obtenir. Le transport de sédiments par les vagues le long de la Langue de Barbarie n'a pu être simulé à l'aide de ce modèle en raison des problèmes d'échelle associés à l'utilisation de matières légères.

Les résultats des études sur modèle ne sont, par conséquent, que qualitatifs. Une analyse approfondie serait nécessaire pour obtenir des résultats quantitatifs. Le détail des résultats d'étude sont présentés à la référence 6.

Les principales conclusions sur la sédimentation dans le chenal sont les suivantes:

- Le brise-lames de 500 m de largeur (Option D) devrait permettre de maintenir une profondeur de 5 m dans le chenal. Les études sur modèles ont démontré que la profondeur minimum du chenal serait de 5 à 6 m même à faible débit fluvial.
- Les résultats obtenus à l'aide du modèle à "sable léger" indiquent qu'il se formerait une barre au large et qu'il se déposerait un certain volume de sédiments dans l'estuaire. Les accès depuis le large et l'estuaire seraient par ailleurs les parties les moins profondes du chenal et régiraient donc le tirant d'eau maximum des navires qui l'emprunteront.

- Les volumes de transport de sédiments dans le chenal seront élevés lors des débits de pointe et sous l'effet puissant des marées. Les berges du chenal devront être protégées pour empêcher que celui-ci se déplace.
- Un brise-lames en "L" de 300 m du côté nord de l'entrée du chenal et un épi de 100 m du côté sud (voir planche A.4.1), assureront un certain contrôle des courants, améliorant ainsi l'effet naturel d'érosion à l'entrée du chenal.