



Union des  
**Comores**  
Ministère des  
Transports Maritime  
et Aérien



## Projet Connectivité Inter-Iles des Comores (PICMC)

Etude pour l'Avant-Projet Définitif des  
travaux d'extension du port de  
**Boingoma**

Avant-Projet Définitif : Port de Boingoma



Bureau d'Etude Conseil Expertise  
et Contrôle (BECECO)

Avant-Projet Définitif  
Juin 2022



# ETUDE POUR L'AVANT-PROJET DETAILLE DES TRAVAUX D'EXTENSION DU PORT DE BOINGOMA

## PROJET CONNECTIVITE INTER-ILES DES COMORES (PICMC)

### INFORMATIONS RELATIVES AU DOCUMENT

#### INFORMATIONS GÉNÉRALES

<b>Auteur(s)</b>	A. HOURQUET, T.PAQUEREAU, M.BEUTIER, C.BENNEHARD, I. DELORME
<b>Volume du document</b>	Port de Boingoma – Rapport APD
<b>Version</b>	0
<b>Référence</b>	NA
<b>Numéro CRM</b>	OCA0009
<b>Chrono</b>	NA

#### HISTORIQUE DES MODIFICATIONS

Version	Date	Rédigé par	Visé par	Modifications
0	30/06/22	Auteurs	I.DELORME	Emission initiale

#### DESTINATAIRES

Nom	Entité
	PICMC
	Banque Mondiale

# Sommaire

<b>1. Documents de référence</b>	<b>9</b>
1.1 Textes généraux	9
1.2 Règles relatives aux ouvrages géotechniques	9
1.3 Règles relatives aux ouvrages en béton armé	9
1.4 Règles relatives aux pièces métalliques	9
1.5 Recommandations relatives aux travaux maritimes	10
1.6 Documents utiles à l'étude	10
1.7 Documents propres au projet	10
<b>2. Objet de la note</b>	<b>11</b>
2.1 Contexte de l'étude	11
2.2 Déroulement de la phase APS	12
2.3 Evolutions entre l'APS et l'APD	13
<b>3. Principales conclusions des études d'Avant Projet Définitif</b>	<b>15</b>
<b>4. Hypothèses du programme</b>	<b>17</b>
4.1 Durée de service des ouvrages	17
4.2 Les navires de projet	17
4.3 Elévation des quais	19
4.4 Cote de dragage	20
<b>5. Conditions de site de Boingoma</b>	<b>21</b>
5.1 Situation	21
5.2 Description de l'existant	22
5.2.1 Données bibliographiques	22
5.2.2 Diagnostic visuel	27
5.3 Eléments de programme	28
5.4 Accès aux sites	28
5.5 Contraintes de travaux	28
5.5.1 Techniques de réalisation	28
5.5.2 Saisonnalité	29
5.6 Contraintes de matériaux	29
5.7 Disponibilités foncières	29
5.8 Contraintes environnementales	29
5.9 Données de site du port de Boingoma	29
5.9.1 Nivellement et référentiel	29
5.9.2 Données topo-bathymétriques	30
5.10 Données météo-océaniques	31
5.10.1 Niveaux d'eau	31
5.10.1.1 Niveaux caractéristiques de la marée	31
5.10.2 Niveaux d'eau extrêmes	32
5.10.3 Vent	32
5.10.4 Houle	33
5.10.4.1 Conditions du large	33
5.10.4.2 Propagation jusqu'aux sites d'étude	34
5.10.5 Courant	34
5.10.6 Hydrodynamique côtière	34
5.11 Données géotechniques	35
5.12 Classe sismique	38
<b>6. Caractéristiques des Matériaux</b>	<b>39</b>
6.1 Remblais, enrochements	39
6.2 Béton armé et non armé	39
6.2.1 Caractéristiques mécaniques	39
6.2.2 Contraintes limites de calcul	40

6.3	Armatures pour béton armé.....	40
6.3.1	Type d'armatures.....	40
6.3.2	Classe structurale.....	40
6.3.3	Maîtrise de la fissuration.....	40
6.3.4	Enrobage.....	40
6.3.5	Contraintes limites de calcul.....	41
6.3.6	Adhérence acier-béton.....	41
6.3.6.1	Contrainte d'adhérence ultime $f_{bd}$ .....	41
6.3.6.2	Longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$ .....	41
6.3.6.3	Longueur de recouvrement $l_0$ .....	41
<b>7.</b>	<b>Critères et méthode de conception – hydraulique maritime.....</b>	<b>42</b>
7.1	Critères de franchissement.....	42
7.2	Critères de stabilité.....	42
7.2.1	Stabilité générale – grand glissement.....	42
7.2.2	Carapace / merlon.....	43
7.2.3	Noyau et sous-couches.....	43
7.2.4	Butée de pied.....	44
7.2.5	Butée de pied en blocs artificiels.....	44
7.2.6	Tapis anti-affouillement.....	44
7.2.7	Assise des caissons / quais blocs.....	45
7.3	Agitation admissible.....	45
<b>8.</b>	<b>Critères et méthode de conception – ouvrages génie civil.....</b>	<b>47</b>
8.1	Actions permanentes (G).....	47
8.1.1	Poids propre des ouvrages (Gpp).....	47
8.1.2	Poussée-butée des sols (Gsol).....	47
8.1.2.1	Soutènement.....	47
8.1.3	Action de l'eau (W).....	47
8.1.4	Retrait et fluage.....	47
8.2	Actions variables.....	47
8.2.1	Charge de pré-stockage de conteneurs (Sstoquai).....	47
8.2.2	Charges roulantes (Sroul).....	48
8.2.2.1	Reach Stackers.....	48
8.2.2.2	Semi-remorques.....	49
8.2.3	Charge d'amarrage (AM).....	50
8.2.4	Charge d'accostage (AC).....	51
8.2.4.1	Evaluation de l'énergie d'accostage.....	51
8.2.4.2	Réaction d'appui de la défense.....	51
<b>9.</b>	<b>Combinaisons d'actions.....</b>	<b>53</b>
9.1	Dénomination des actions élémentaires.....	53
9.2	Définition des situations de projet.....	53
9.2.1	Généralités.....	53
9.2.2	Situation de projet au cours de l'exécution des travaux.....	54
9.3	Combinaisons d'actions ELS.....	54
9.3.1	ELS Caractéristique.....	54
9.3.2	ELS Fréquent.....	54
9.3.3	ELS Quasi-permanent.....	54
9.4	Combinaisons d'actions ELU.....	54
9.4.1	ELU Fondamental.....	54
9.5	Combinaisons d'actions sismiques.....	55
9.6	Approche de calculs et coefficients.....	55
<b>10.</b>	<b>Description des aménagements.....</b>	<b>57</b>
10.1	Principes de fonctionnement.....	57
10.1.1	Accès terrestre.....	57
10.1.2	Accès maritime.....	58
10.2	Digues 59.....	59
10.2.1	Digues d'accès.....	59
10.2.1.1	Digue d'accès en section courante.....	59
10.2.1.2	Digue d'accès à la jonction route/quais.....	60

10.2.2	Le brise lame .....	60
10.2.2.1	Brise lame du quai à passagers/pêche .....	60
10.2.2.2	Brise lame du quai à marchandises .....	61
10.2.2.3	Le musoir .....	61
10.2.3	Synthèse .....	62
<b>10.3</b>	<b>Ouvrage en quai blocs .....</b>	<b>63</b>
10.3.1	Modifications à l'APS apportées par l'APD .....	63
10.3.2	Description de l'ouvrage .....	63
10.3.2.1	Caractéristiques de l'ouvrage .....	63
10.3.3	Description des caissons béton .....	65
10.3.3.1	Les caissons préfabriqués .....	65
10.3.3.2	La poutre de couronnement .....	66
10.3.3.3	Assise du mur .....	66
10.3.4	Description des équipements .....	66
10.3.4.1	Bollards d'amarrage .....	66
10.3.4.2	Défense d'accostage .....	67
10.3.4.3	Echelle .....	67
<b>10.4</b>	<b>Pontons flottants .....</b>	<b>67</b>
10.4.1	Choix de l'implantation .....	67
10.4.2	Description de l'ouvrage .....	67
<b>10.5</b>	<b>Terreplein .....</b>	<b>68</b>
<b>10.6</b>	<b>Bâtiments .....</b>	<b>69</b>
10.6.1	Inventaire du Parc immobilier portuaire existant .....	69
10.6.2	Redéfinition du programme immobilier portuaire .....	73
10.6.3	Programme de démolition .....	74
10.6.4	Description des nouveaux aménagements .....	74
10.6.4.1	Nouvelle capitainerie .....	74
10.6.4.2	Hangar de stockage .....	75
10.6.4.3	Atelier de maintenance portuaire .....	76
<b>10.7</b>	<b>Réseaux .....</b>	<b>76</b>
10.7.1	Installations électriques .....	76
10.7.2	Réseau de distribution portuaire .....	77
10.7.3	Eclairage extérieur .....	78
10.7.4	Le réseau d'adduction d'eau de port .....	78
10.7.5	Réseau de collecte des eaux usées .....	78
10.7.6	Réseau de collecte des eaux pluviales .....	78
<b>10.8</b>	<b>Voirie et accès portuaire .....</b>	<b>80</b>
	Structures de .....	80
10.8.1	chaussées .....	80
10.8.2	Clôture et portail .....	80
<b>11.</b>	<b>Dimensionnement de la solution .....</b>	<b>82</b>
<b>12.</b>	<b>Méthodes de construction .....</b>	<b>83</b>
<b>12.1</b>	<b>Zones d'emprunt envisagées .....</b>	<b>83</b>
12.1.1	Surfaces nécessaires .....	83
12.1.1.1	Zones de fabrication des éléments préfabriqués + centrale béton .....	83
12.1.1.2	Zones d'installations de chantier .....	84
12.1.1.3	Zones de stockage des matériaux issus du dragage/déroctage .....	85
12.1.2	Zones de stockage potentielles .....	85
<b>12.2</b>	<b>Méthodes de travaux d'infrastructure .....</b>	<b>89</b>
12.2.1	Démolitions .....	89
12.2.2	Dragage / déroctage .....	89
12.2.3	Digue et terre-plein : noyau, sous couche et petits enrochements .....	90
12.2.1	Digue : enrochements et blocs artificiels .....	91
12.2.2	Quais 91	
12.2.3	Mur chasse mer .....	93
12.2.4	Pontons 93	
<b>12.3</b>	<b>Phasage .....</b>	<b>93</b>
12.3.1	Préparation de chantier .....	93

12.3.2 Installations de chantier.....	94
12.3.3 Dragage/déroctage.....	94
12.3.4 Elargissement de la digue d'accès.....	94
12.3.5 Travaux des ouvrages de protection jusqu'à +6.00mCM.....	95
12.3.1 Réalisation des quais.....	97
12.3.2 Poutre de couronnement et mur chasse mer.....	98
12.3.1 Travaux des ouvrages de protection jusqu'à la cote final.....	99
12.3.1 Réalisation du terre-plein.....	100
12.3.1 Finalisation de la digue d'accès – réalisation des réseaux et des bâtiments.....	101
12.3.1 Installation des pontons et de la signalisation maritime.....	101
12.3.2 Finitions et repli du chantier.....	101
12.4 Approvisionnement en matériaux.....	102
12.5 Planning prévisionnel de travaux.....	102
<b>13. Coûts estimatifs prévisionnels au stade APD.....</b>	<b>104</b>
<b>Annexe A – Etude de propâgation de houles et agitation du port de boingoma.....</b>	<b>106</b>
<b>Annexe B – Dimensionnement de la digue et du mur chasse mer.....</b>	<b>107</b>
<b>Annexe C – Dimensionnement des quais blocs.....</b>	<b>108</b>
<b>Annexe D – Déscente de charge bâtiment Gare Maritime.....</b>	<b>109</b>
<b>Annexe E – Estimation détaillée.....</b>	<b>110</b>
<b>Annexe F – Planning de travaux.....</b>	<b>111</b>
<b>Annexe G - Plans.....</b>	<b>112</b>

# Table des illustrations

FIGURE 1 – LOCALISATION DES SITES DE PROJETS .....	11
FIGURE 2 : SYNTHÈSE DE LA COMPARAISON MULTICRITÈRE DES OPTIONS DE DÉVELOPPEMENT PORTUAIRE À BOINGOMA À L'ISSUE DE L'APS .....	13
FIGURE 3: PLAN MASSE DU NOUVEAU PORT DE BOINGOMA À L'ISSUE DE L'APD .....	15
FIGURE 4 - NAGA SEJAHTERA III ET MANTENHA (SOURCE: ÉTUDE DE FAISABILITÉ - VOLUME 3 [R42]) .....	18
FIGURE 5 - DAMEN FAST ROPAX 5510 ET 4512 (SOURCE: DAMEN) .....	18
FIGURE 6 - GRAND PALANGRIER NATIONAL (SOURCE: PROJET CATRAM [R36]) .....	19
FIGURE 7 - BATEAU À COQUE EN V POUR REMPLACEMENT DES KWASSAS (SOURCE: ÉTUDE DE FAISABILITÉ - VOLUME 3 [R42]) .....	19
FIGURE 8: STATISTIQUES RELATIVES AUX NIVEAUX D'EAU D'APRÈS LE MARÉGRAPHE DE DZAOUZDI .....	20
FIGURE 9 - PORT DE BOINGOMA (SOURCE: GOOGLE EARTH) .....	21
FIGURE 10 - PLANS ISSUS DU DOSSIER D'APPEL D'OFFRES [R31] .....	22
FIGURE 11 - PLANS ISSUS DU DOSSIER D'APPEL D'OFFRES [R30] .....	23
FIGURE 12 - PLANS ISSUS DU DOSSIER D'APPEL D'OFFRES [R31] .....	25
FIGURE 13 - PLANS ISSUS DU DOSSIER D'APPEL D'OFFRES [R31] .....	25
FIGURE 14 - PHOTOS ISSUES DES RAPPORTS D'AVANCEMENT DES TRAVAUX [R36] .....	26
FIGURE 15 - OUVRAGE EXISTANT (SOURCE : EGIS, 2021) .....	27
FIGURE 16 - LEVÉS BATHYMÉTRIQUES DU SHOM SUR MOHÉLI ET GRANDE COMORE [MCM] ; CARTE MARINE SHOM ..	30
FIGURE 17 - LEVÉS BATHYMÉTRIQUES POUR LE PORT DE BOINGOMA [MCM] .....	31
FIGURE 18 : VALEURS DE VITESSE DU VENT CYCLONIQUE À 10M (1H) POUR DIFFÉRENTS PÉRIODES DE RETOUR ET DIFFÉRENTS SECTEURS DIRECTIONNELS SUR L'ARCHIPEL DES COMORES [SOURCE : BMT-ARGOSS] .....	33
FIGURE 19 : VALEURS DE HAUTEUR SIGNIFICATIVE CYCLONIQUE (GAUCHE) ET PÉRIODE DE PIC ASSOCIÉE (DROITE) POUR DIFFÉRENTS PÉRIODES DE RETOUR ET DIFFÉRENTS SECTEURS DIRECTIONNELS SUR L'ARCHIPEL DES COMORES [SOURCE : BMT-ARGOSS] .....	34
FIGURE 20 - IMPLANTATION DES SONDAGES (SOURCE: DOSSIER D'APPEL D'OFFRES, DOSSIER DE PLAN, SOERNI, 2000 [R31]) .....	36
FIGURE 21 - COUPE GÉOLOGIQUE DU SITE DE BOINGOMA (SOURCE : ANNEXE D - ÉTUDE GÉOTECHNIQUE ADK, 1985) ..	37
FIGURE 22 - CARTE DES RISQUES SISMIQUES AUX COMORES (SOURCE: INITIATIVE D'ÉVALUATION ET DE FINANCEMENT DES RISQUES DANS LE SUD-OUEST DE L'OCÉAN INDIEN, GROUPE DE LA BANQUE MONDIALE, 2016) .....	38
FIGURE 23 - CARACTÉRISTIQUES DU ROCHER MASSIF ET SPONGIEUX SUR LE SITE DE BOINGOMA (ÉTUDE ADK, 1985) ....	39
FIGURE 24 : CALCUL DE LA VITESSE ORBITALE EN PROFONDEUR - EXTRAIT DU GUIDE ENROCHEMENT (2009) – Eq 5.173 .....	45
FIGURE 25 - KALMAR DRG450 .....	48
FIGURE 26 - CARACTÉRISTIQUES CAMION PROJET .....	50
FIGURE 27 - ACCÈS TERRESTRE (SOURCE : GOOGLE EARTH) .....	57
FIGURE 28 - PORTAIL ET ACCÈS ACTUELS (SOURCE : EGIS, 09/2021) .....	58
FIGURE 29 – EXEMPLE DE FEU TRIBORD AU NIVEAU DU MUSOIR D'ENTRÉE DE PORT (SOURCE : EGIS, 01/2021) .....	58
FIGURE 30: VUE EN PLAN DIGUE D'ACCÈS .....	59
FIGURE 31: COUPE EN TRAVERS DIGUE D'ACCÈS EN SECTION COURANTE .....	59
FIGURE 32: COUPE EN TRAVERS DIGUE D'ACCÈS À LA JONCTION ROUTE/QUAI .....	60
FIGURE 33: COUPE BRISE LAME AU DROIT DU QUAI À PASSAGERS .....	61
FIGURE 34: COUPE EN TRAVERS BRISE LAME AU DROIT DU QUAI À MARCHANDISES .....	61
FIGURE 35: COUPE DE PRINCIPE SUR PASSERELLE RORO .....	64
FIGURE 36: COUPE TYPE SUR QUAI PASSAGER .....	65
FIGURE 37: COUPE TYPE SUR QUAI MARCHANDISE .....	65
FIGURE 38: COUPE TYPE POUTRE DE COURONNEMENT .....	66
FIGURE 39: VUE EN PLAN DIGUE D'ACCÈS .....	69

FIGURE 40: COUPE EN TRAVERS DIGUE D'ACCÈS EN SECTION COURANTE .....	69
FIGURE 41: BÂTIMENTS DU DOMAINE PORTUAIRE ACTUEL.....	70
FIGURE 42: BÂTIMENT ABRITANT AUJOURD'HUI LES SERVICES DE LA CAPITAINERIE.....	70
FIGURE 43: MAGASIN PORTUAIRE PRINCIPAL ACTUEL.....	71
FIGURE 44: ANCIEN MAGASIN PORTUAIRE ABRITANT DÉSORMAIS LE MATÉRIEL DES GARDES CÔTES .....	71
FIGURE 45: GENDARMERIE ACTUELLE.....	72
FIGURE 46: SERVICE DES DOUANES ACTUEL .....	72
FIGURE 47 : GARE MARITIME ACTUELLE .....	73
FIGURE 48: RÉAFFECTATION DES SERVICES DE GENDARMERIE ET GARDES CÔTE DANS UN BÂTIMENT UNIQUE .....	74
FIGURE 49 : PLAN MASSE DU NOUVEAU BÂTIMENT PORTUAIRE PRINCIPAL - RDC .....	75
FIGURE 50: PLAN MASSE DU HANGAR DE STOCKAGE.....	76
FIGURE 51 : PLAN MASSE DE L'ATELIER DE MAINTENANCE .....	76
FIGURE 52: SCHÉMA DE PRINCIPE DU POSTE DE TRANSFORMATION ET DISTRIBUTION PRINCIPAL.....	77
FIGURE 53 : BORNES DE DISTRIBUTION D'EAU ET DE COURANT EN BORD À QUAI, GÉOMÉTRIE TYPE .....	78
FIGURE 54: PRINCIPE DE COLLECTE DES EAUX PLUVIALES - ZONE DU TERREPLEIN PORTUAIRE .....	79
FIGURE 55: PLUIE JOURNALIÈRE DE PÉRIODE DE RETOUR T, MAYOTTE, BRGM - 2008.....	79
FIGURE 56 – EXTRAIT PLAN MASSE - APD.....	80
FIGURE 57 – EXTRAIT PLAN MASSE - APD.....	81
FIGURE 42 : DÉTERMINATION DE B' .....	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
FIGURE 59 - STOCKAGE DES XBLOCS (SOURCE: XBLOC.COM).....	83
FIGURE 60 - ZONE DE STOCKAGE PRODUITS DE DRAGAGE.....	85
FIGURE 61: SYNOPTIQUE DES ZONES DE STOCKAGES IDENTIFIÉES À PROXIMITÉ DES INSTALLATIONS PORTUAIRES .....	86
FIGURE 62: ZONE DE STOCKAGE TEMPORAIRE - OPTION 1.....	87
FIGURE 63: ZONE DE STOCKAGE TEMPORAIRE - OPTION 2.....	87
FIGURE 64 : FIGURE 50: ZONE DE STOCKAGE TEMPORAIRE - OPTION 3 .....	88
FIGURE 65: FIGURE 50: ZONE DE STOCKAGE TEMPORAIRE - OPTION 4 .....	88
FIGURE 66 – EXEMPLE PELLEGRANDE GÉOMÉTRIE SUR PONTON (SOURCE BIBAUT ENVIRONNEMENT) .....	89
FIGURE 67 - BRH + PONTON .....	90
FIGURE 686 : PELLE DE 120T À BRAS LONG MANIPULANT UN ENROCHEMENT DE 4-6T (PHOTO EGIS) .....	90
FIGURE 696 : POSE DE BLOCS ARTIFICIELS PAR UNE GRUE (PHOTO CHARRIER) .....	91
FIGURE 70: SCHÉMA DE PRINCIPE DE RÉALISATION DES CLÉS INTER BLOCS_VUE EN ÉLÉVATION .....	92
FIGURE 71: SCHÉMA DE PRINCIPE DE RÉALISATION DES CLÉS_VUE DE DESSUS .....	92
FIGURE 72: VUE SYNOPTIQUE DU PLANNING PRÉVISIONNEL DE TRAVAUX.....	103
FIGURE 73 : RÉSUMÉ DES COUTS ESTIMATIS DU PORT DE BOINGOMA.....	104

# 1. DOCUMENTS DE REFERENCE

## 1.1 Textes généraux

- [R1].** NF EN 1990 : Bases de calcul des structures
- [R2].** NF EN 1991 : Actions sur les structures
- [R3].** NF EN 1998-5 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques
- [R4].** L'ensemble des C.C.T.G. sont applicables et notamment :
  - ▶ Fascicule 2 : terrassements généraux,
  - ▶ Fascicule 4 titre I : armatures pour béton armé,
  - ▶ Fascicule 4 titre III : aciers laminés pour construction métallique,
  - ▶ Fascicule 65: exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint,
  - ▶ Fascicule 68 : exécution des travaux de fondation de génie civil,
- [R5].** Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali réaction (M.E.T.T. juin 1994)

## 1.2 Règles relatives aux ouvrages géotechniques

- [R6].** NF EN 1997-1 : Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales
- [R7].** NF EN 12063 : Exécution de travaux géotechniques spéciaux – Rideaux de palplanches
- [R8].** NF EN 12699 : Exécution de travaux géotechniques spéciaux – Pieux avec refoulement de sol
- [R9].** NF P94-261 : Calcul géotechnique – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles
- [R10].** NF P94-262 : Calcul géotechnique – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes
- [R11].** NF P94-281 : Calcul géotechnique – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènements - Murs
- [R12].** NF P94-282 : Calcul géotechnique – Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement – Ecrans
- [R13].** Guides pratiques sur les ouvrages en mer : Pieux dans les formations carbonatées – ARGEMA, 1988

## 1.3 Règles relatives aux ouvrages en béton armé

- [R14].** NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-1-1/NA : Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [R15].** NF EN 206-1 : Béton - Partie 1 : spécification, performances, production et conformité
- [R16].** NF EN 10080 : Aciers pour l'armature du béton - Aciers soudables pour béton armé – Généralités
- [R17].** Fascicule 65: Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint

## 1.4 Règles relatives aux pièces métalliques

- [R18].** NF EN 1993-1-1 et NF EN 1993-1-1/NA : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [R19].** NF EN 1993-5 : Eurocode 3 : Calcul des structures en acier – Partie 5 : Pieux et palplanches
- [R20].** Fascicule 56 : Protection des ouvrages métalliques contre la corrosion
- [R21].** Fascicule 66 : Exécution des ouvrages de génie civil à ossature en acier

## 1.5 Recommandations relatives aux travaux maritimes

- [R22]. Recommandations pour le calcul des ouvrages maritimes aux états limites éditées par le CETMEF-CD ROM ROSA 2000
- [R23]. Guide enrochements ou Rock Manual on the use of rock in costal and shoreline engineering – CIRIA, 2005
- [R24]. DMC, «Guidelines for Xbloc concept design,» 2018
- [R25]. European Overtopping Manual,
- [R26]. AIPCN AIPCN-AIPH-IALA-IMPA, "Harbour Approach Channels Design Guidelines", Rapport du Groupe de Travail AIPCN 121, 2014
- [R27]. CERC, « Hydraulic Design of Deep-Draft Navigation Projects », EM1110-2-1613, Mai 2006
- [R28]. Guide des Pontons de Plaisance, Secrétariat d'Etat de la Mer, CSNPSN
- [R29]. BS 6349-6 : Design of inshore moorings and floating structures

## 1.6 Documents utiles à l'étude

- [R30]. Accès maritime Mohéli : dossier APD, SOERNI, Mai 1995
- [R31]. Accès maritime Mohéli : dossier d'appel d'offres, SOERNI, Juillet 1995
- [R32]. Accès maritime Mohéli : rapport de synthèse, SOERNI, Juillet 2000
- [R33]. Projet de modification Mohéli : rapport de préféabilité, KULAK, Avril 2012
- [R34]. Projet de modification Mohéli : dossier d'appel d'offres, KULAK, Juin 2012
- [R35]. Projet de modification Mohéli : rapport sur l'évaluation du climat des vagues, modélisation numérique de transformation des vagues et l'étude d'agitation du port, KULAK, Juin 2012
- [R36]. Travaux de réparation du Port de Fomboni : consistance des travaux et rapports d'avancement, Union des Comores, 2020-2021
- [R37]. Etude sur les perspectives de création d'un complexe portuaire de pêche industrielle et/ou semi-industrielle au sein de l'Union des Comores : rapport L-4, CATRAM, Septembre 2019
- [R38]. Elaboration du schéma directeur portuaire, Union des Comores, Octobre 2014
- [R39]. AKTIS, «Etude de conditions météo-océaniques le long des côtes du territoire Comorien,» Avril 2022

## 1.7 Documents propres au projet

- [R40]. Projet d'amélioration de la connectivité inter-îles aux Comores : volume 1 : revue du cadre juridique et institutionnel régissant le transport inter-îles
- [R41]. Projet d'amélioration de la connectivité inter-îles aux Comores : volume 2 : analyse de la demande inter-îles
- [R42]. Projet d'amélioration de la connectivité inter-îles aux Comores : volume 3 : analyse technique du développement du port de Fomboni, des ports secondaires et du renouvellement de la flotte
- [R43]. Projet d'amélioration de la connectivité inter-îles aux Comores : volume 4 : étude économique, financière, environnementale et sociale des investissements du port de Fomboni
- [R44]. Projet d'amélioration de la connectivité inter-îles aux Comores : volume 6 : étude financière et institutionnelle pour le programme de renouvellement de la flotte de transport de passagers entre les îles
- [R45]. Projet de connectivité inter-îles, Compte rendu de mission de démarrage, EGIS, Octobre 2021
- [R46]. Données topographiques, EGIS/BECECO, Octobre 2021
- [R47]. Levé bathymétrique satellitaire, EGIS/BECECO via EOMAP, Octobre 2021
- [R48]. Données bathymétriques, levé bathymétrique a été effectué en 2014 par le SHOM
- [R49]. Note d'hypothèse relative au projet du port de Fomboni, Octobre 2021
- [R50]. Rapport APS projet d'extension du port de Fomboni, Egis , Novembre 2021
- [R51]. Note d'information complémentaire suite aux commentaires de la Banque Mondiale sur l'EIES.
- [R52]. Addendum à l'APS du port de Boingoma suite à la prise en compte de nouvelles données bathymétriques, avril 2022

## 2. OBJET DE LA NOTE

### 2.1 Contexte de l'étude

Le Projet de Connectivité Inter-Iles des Comores (PICMC) a été mis en œuvre par le Ministère des Transports Maritime et Aérien, et financé par la Banque mondiale. Ce projet vise à déterminer comment améliorer la connectivité maritime entre les îles de l'Union des Comores.

Dans ce cadre, une première étude a été élaborée afin d'analyser les différentes options techniques pour le renouvellement de la flotte, le développement du port de Boingoma et le développement des ports secondaires. Une analyse multicritères a permis d'identifier les options les plus appropriées dans le contexte des Comores, avant de procéder à des analyses économiques, financières, environnementales et sociales sur le développement le plus approprié.

Le but de ces développements est d'améliorer la connectivité et la sécurité du transport maritime entre les trois îles, en se concentrant sur l'île la plus isolée, Mohéli.

Cette analyse a permis de statuer sur les développements recommandés :

- Extension du port de Boingoma afin de faire face au trafic portuaire attendu et aux activités connexes de manière efficace et dans de bonnes conditions de sécurité, en ajoutant la fonctionnalité d'accueil d'un ferry Ro-Ro,
- Remplacement de la flotte des kwassa-kwassas par de nouveaux bateaux à coque en V afin d'apporter plus de sécurité au transport maritime inter-îles,
- Aménagement de ports secondaires pour améliorer l'accès et permettre des opérations sécurisées (jetées et installations landside) sur différentes plages pour l'accostage de la nouvelle flotte de bateaux coque en V.

#### La mission de notre étude s'inscrit dans le cadre du Programme du projet PICMC.

- Composante 1.1. Amélioration des infrastructures du Port de Boingoma
- Composante 1.2. Amélioration des ports secondaires

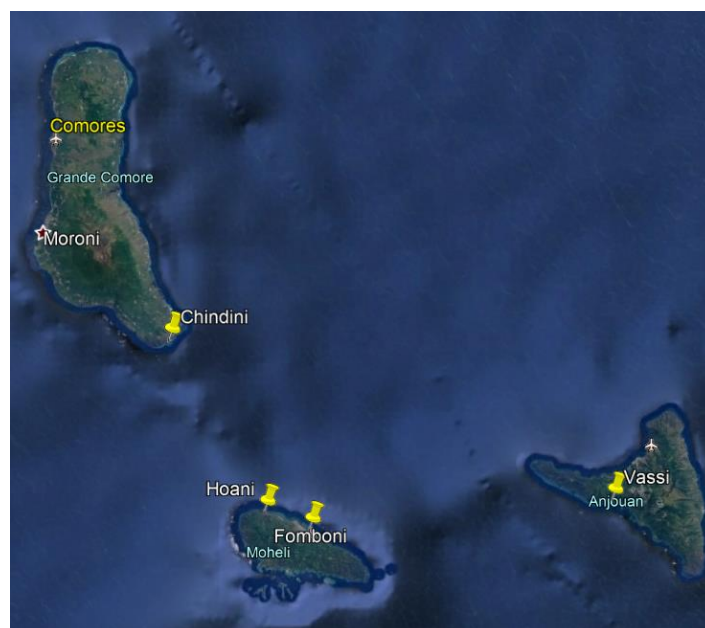


Figure 1 – Localisation des sites de projets

## 2.2 Déroutement de la phase APS

La phase d'Avant-Projet Sommaire a débuté en septembre 2020 pour le groupement EGIS/BECECO, et s'inscrit dans la suite des études de préféabilité réalisées en février 2021 par CPCS [R42] en se basant sur les conclusions apportées à travers ces premières études.

Cette mission s'attache à préciser le programme défini par l'étude de préféabilité [R42], pré-dimensionner une solution technique et définir les coûts et délais associés.

Comme détaillé dans l'offre, la mission APS comprend :

- La réalisation d'une mission de terrain permettant d'identifier les données de site principales, synthétisée dans le compte-rendu de mission de démarrage [R45] ;
- L'inventaire des données existantes ;
- L'acquisition de données bathymétriques à partir d'une méthode de traitement des images satellites [R48] ;
- La réalisation de campagnes de mesures topographiques de plage et de mesures topographiques d'ouvrages [R46] ;
- L'identification des contraintes, hypothèses et données du projet, synthétisées dans la note d'hypothèses [R49] **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** ;
- Le pré-dimensionnement des infrastructures portuaires permettant d'arrêter les caractéristiques géométriques et mécaniques des différentes parties d'ouvrage ;
- La définition des principes d'aménagements terrestres et des voies d'accès ;
- L'identification des équipements nécessaires pour l'aide à la navigation, ainsi que les défenses d'accostage ;
- L'estimation prévisionnelle des coûts ;
- Le calendrier prévisionnel de travaux associé ;

En l'absence de données géotechniques récentes à proximité immédiate du projet, les hypothèses et caractéristiques de sols retenues sont celles définies dans la note d'hypothèses, validée par le PICMC le 22/10/2021.

Les hypothèses et contraintes retenues ont été synthétisées dans la note d'hypothèses ([R50] – Annexe C – Note d'hypothèses), présentée au PICMC et à la Banque Mondiale par EGIS le 22/10/2021.

La ressource en matériaux rocheux et remblais constitue l'un des principaux enjeux de cette étude. Les ressources potentielles ont été pré-identifiées dans la note d'hypothèses [R49].

A l'issue de l'Avant-Projet Sommaire, 5 propositions de développement portuaire ont été présentées au Client :

- **Option 1** : Implantation des installations portuaires au plus proche de la côte, limitant l'ampleur des ouvrages mais nécessitant d'important travaux de dragage et déroctage pour garantir l'accès maritime des plus grands navires pour toutes conditions de marée.
- **Option 2** : Implantation des installations portuaires en prolongeant le jetée d'accès de 130m vers le large, consacrant l'objectif d'un équilibre entre les travaux d'approfondissement des accès maritimes et l'ampleur des ouvrages de génie civil.
- **Option 2bis** : Implantation similaire à l'option 2, mais sans quai passager / pêche
- **Option 2ter** : Implantation similaire à l'option 2, mais sans quai marchandise
- **Option 3** : Implantation des installations portuaires en prolongeant la jetée d'accès de 280m vers le large, permettant de s'affranchir de tout travaux d'approfondissement des accès maritimes, mais au prix d'ouvrage de génie civil très importants.

Ces cinq options ont fait l'objet d'une comparaison multicritère dont voici la synthèse :

Thème \ Option	Option 1	Option 2	Option 2 <sup>bis</sup>	Option 2 <sup>ter</sup>	Option 3
<b>Financier<sup>1</sup></b>	---	+	++	++	
Montant des investissements	5 (76M€, +28%)	3 (66M€, +11%)	2 (60M€, +2%)	1 (59M€)	4 (72M€, +22%)
Profils de risque	--	~	~	~	--
Liés au données	-	~	~	~	-
Liés au marché	-	~	~	~	-
<b>Technique</b>	++	++	----	-----	+++
Opérations terrestres	+	~	--	--	-
Opérations maritimes	~	~	-	--	+
Opération en bord à quai	+	+	-	--	+
Potentiel de développement	~	+	~	--	++

Figure 2 : Synthèse de la comparaison multicritère des options de développement portuaire à Boingoma à l'issue de l'APS

A l'issue de l'APS, conformément aux recommandations du Consultant, l'Option 2 a été retenue par le Client. En effet, cette option était la solution la moins onéreuse répondant à l'ensemble des objectifs fonctionnels portuaires. Le montant d'investissement était de 66 millions d'euros hors aléa.

Suite une réunion collégiale avec le Client et les autorités compétentes le 15 décembre 2021 validant définitivement l'APS, un série d'optimisations ont été identifiées (sans travaux d'approfondissement des accès nautiques, réutilisation des bâtiments existants) pour ramener l'estimation préliminaire à 61 millions d'euros hors aléa le 21 décembre 2021.

### 2.3 Evolutions entre l'APS et l'APD

- **Suite aux commentaires de la Banque Mondiale sur l'EIES fin décembre 2021** : Bien que l'APS ait été développé dans l'optique de limiter la consommation de matériaux de carrière pour la construction des ouvrages (via la récupération des matériaux existants et l'utilisation de blocs majoritairement artificiels pour la carapace de la digue), les besoins d'extraction à l'issue de l'APS restent significatifs. Ils totalisent à l'issue de l'APS près de 250 000m<sup>3</sup> de remblai, 50 000m<sup>3</sup> de béton et 70 000m<sup>3</sup> d'enrochements pour l'option 2. Dans ce cadre, une part de ces volumes devait être importée par la mer, principalement depuis les carrières de l'île de Grande Comores. A l'occasion de l'étude d'impact environnementale et sociale réalisée par des tiers, le Client a souhaité privilégier l'exploitation de matériaux locaux. A cet effet, une note complémentaire [R51] visant à inventorier les sites d'extractions historiques de l'île de Mohéli a été émise le 21 décembre 2021 et le Consultant a organisé une visite des sites pour le Client à la suite de cette note. Dans l'hypothèse où les caractéristiques techniques des gisements inventoriés correspondent aux critères minimums requis pour la construction des ouvrages tels que définis à l'issue de l'APS, le Consultant a apporté des compléments techniques utiles à la finalisation de l'étude d'impact concernant le schéma d'approvisionnement des matériaux. Il a par ailleurs apporté un ensemble de recommandations relatives aux méthodes de déconstruction des bâtiments permettant de garantir la protection des personnes et de l'environnement.
- **Le 28 février 2022, à l'occasion d'une réunion préalable au démarrage du présent APD**, le Client a fait part de son souhait d'apporter un certain nombre de modifications au projet. Les principaux éléments sont les suivants :
  - Suite à des relevés de profondeurs ponctuels réalisés sur site avec des moyens techniques limités (pas de référentiel vertical fiable) en décembre 2021 par l'UGP, le Client a estimé que la campagne hydrographique du SHOM réalisée en 2014 [R48] devait, malgré son ancienneté, être considérée comme la référence de l'Avant-Projet Définitif en lieu et place du levé satellitaire EOMAP [R47] qui comporte une part d'incertitude inhérente à la méthodologie d'estimation des profondeurs.

- Suite à la livraison des APS relatifs aux sites secondaires de Hoani le 14 avril 2021, Vassi et Chrindini, le montant des investissements à mobiliser pour la construction des infrastructures portuaire nécessite de revoir le programme de développement. Ainsi, étant donnée la proximité du site Hoani et du site de Boingoma, le Client a demandé au Consultant d'adapter le projet de port de Boingoma pour pouvoir accueillir les bateaux à coque en « V » précédemment prévus à Hoani. Le nombre d'appointements permanents à Boingoma est alors porté de 4 à 8.
- La Banque Mondiale a validé l'hypothèse d'une approche contractuelle de type EPC pour la construction des infrastructures afin de minorer l'exposition aux risques associés aux incertitudes techniques du projet en décembre 2021. Néanmoins, la Banque Mondiale a souhaité approfondir les analyses relatives à la sécurisation des ressources minérales nécessaires au projet de Boingoma avant l'appel d'offre afin de circonscrire le risque de surcoût relatif à l'import de matériaux. A cet effet, le Client a souhaité que le Consultant mobilise une expertise géologique sur place visant à fiabiliser la qualité et la quantité des ressources minérales historiques précédemment inventoriées dans le cadre de la note complémentaire [R51].
- **Le 9 mars 2022**, le Client a communiqué au Consultant les nouvelles données bathymétriques à considérer dans le cadre de l'APD. Suite à l'analyse détaillée de ces nouvelles données, le Consultant signale que les conclusions précédentes de l'APS doivent être réévaluées. Afin de permettre de nouvelles optimisations des ouvrages dans le cadre d'une note complémentaire à l'APS [R52], le Consultant a proposé au Client d'amender les critères fonctionnels du projet.
- **Le 12 avril 2022**, le Client a validé les modifications suivantes permettant le démarrage des études d'Avant-Projet Définitif du port de Boingoma :
  - Implantation des ouvrages similaire à l'option 1, en limitant le taux d'accessibilité des plus grands navires à environ 70% du temps (100% à quai).
  - Implantation côtière du terre-plein
  - Réutilisation des bâtiments existants
- **Le 6 juin 2022**, le Client valide la proposition du Consultant relative à la mission d'expertise géologique. Etant donné le temps imparti, les conclusions de l'expertise géologique ne peuvent être prises en compte avant la finalisation de la conception des ouvrages dans le cadre de l'avant-projet définitif du port de Boingoma. Ces conclusions seront donc annexées au dossier d'appel d'offre pour prise en compte par les entreprises de construction soumissionnaires.

### 3. PRINCIPALES CONCLUSIONS DES ETUDES D'AVANT PROJET DEFINITIF

Le présent document constitue le rapport des études d'Avant-Projet Définitif (APD) relatif à la composante 1.1 – Amélioration des infrastructures du Port de Boingoma.

Les études APD ont pour but de définir une conception des ouvrages de référence pour permettre la constitution d'un dossier d'appel d'offre public pour les travaux portuaires de Boingoma.

Outres les évolutions du programme mentionnées dans le paragraphe précédent, l'APD résulte d'une mise à jour complète du dimensionnement des infrastructures portuaires. L'élément de progression principal est lié à la nouvelle modélisation des états de mers obtenus grâce à de nouvelles données métocéaniques relatives à la prise en compte plus fines des évènements cycloniques couplées à de nouvelles données bathymétriques. Celles-ci ont permis d'optimiser très significativement les ouvrages de protections face aux houles, tout en garantissant l'opérabilité maritime, la sécurité des opérations portuaires et le niveau de confort des passagers embarquant ou débarquant à Boingoma.

La nouvelle implantations des ouvrages permet d'intégrer une partie des bâtiments portuaires existants et de rationaliser les circulation des marchandises en repositionnant le terreplein, désormais côtier, et en raccourcissant les distance des brouettages associés au trafics de marchandise et aux navettes de passagers. La productivité du port s'en trouvera amélioré d'autant et le périmètre portuaire d'un seul tenant permettra de simplifier les opérations douanières, le contrôle d'immigration, la régulation du trafic routier entrant et sortant ainsi que l'exploitation commerciale de la gare maritime pour le trafic passagers.

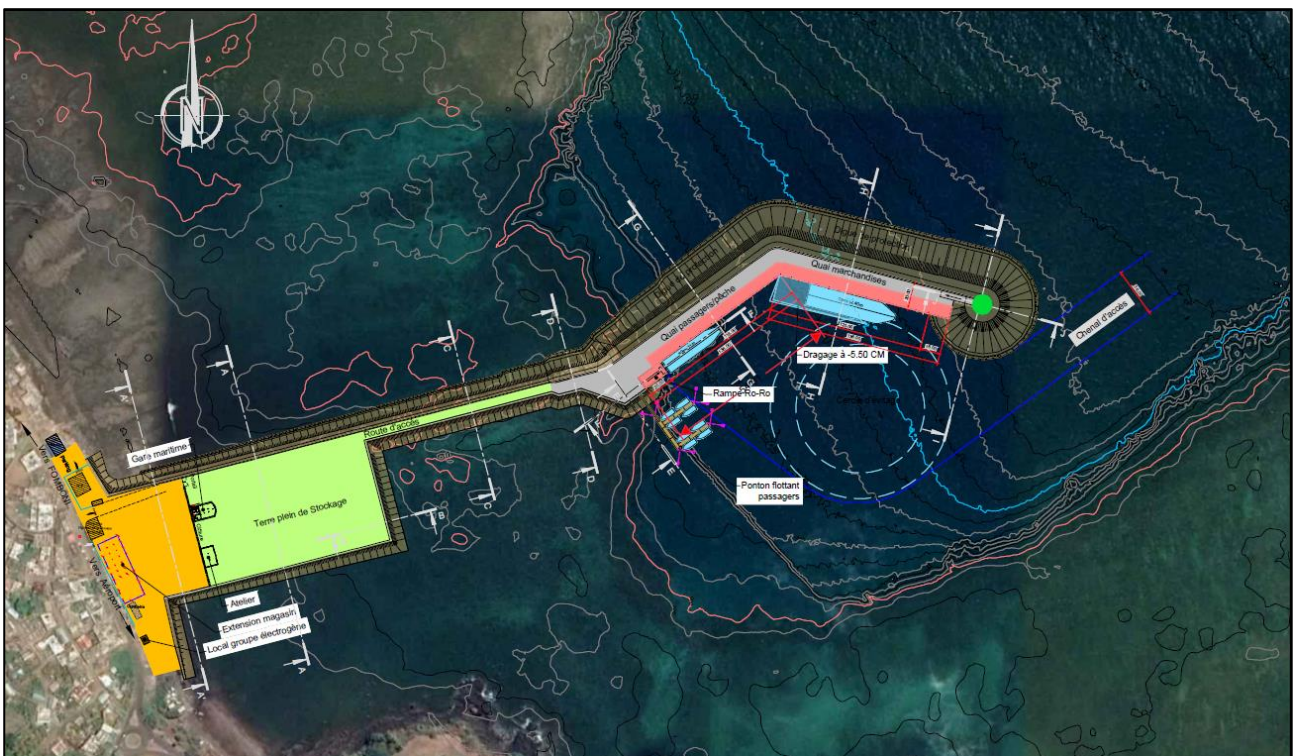


Figure 3: Plan masse du nouveau port de Boingoma à l'issue de l'APD

De surcroit, la mise à jour complète des infrastructures permet de réduire significativement le l'ampleur des travaux à réaliser alors même que la capacité portuaire est augmentée :

- Les trafics marchandises pêche, ferry / Ro-Ro sont inchangés,
- les capacités associés au trafic passager transitant via les petites embarcations ont été doublées.
- Les surfaces de stockage en zone portuaires sont également augmentées car les bâtiments ont été repositionnés.

Ainsi, l'estimation médiane des montants d'investissements nécessaire à la construction du nouveau port de Boingoma est ramenée à 51 millions d'euros hors aléa, contre 66 millions à l'issue de l'APS, ce qui correspond , toutes choses égales par ailleurs, à une optimisation de près de 22%.

De même, grâce à une nouvelle proposition de phasage de travaux :

- Il est possible de réceptionner le nouveau port de Boingoma dans un délai d'environ 32 mois après la fin des études d'exécution, contre 36 mois à l'issue des études d'Avant-Projet Sommaire.
- Il est désormais possible de construire le nouveau port de Boingoma en assurant la poursuite des activités portuaires existantes pendant les travaux, la durée d'interruption totale des activités portuaires étant limitée à quelques semaines.

Le Consultant tient néanmoins à formuler à nouveau les alertes suivantes :

- Malgré des infrastructures largement optimisées et la réduction du niveau d'incertitudes techniques relatives aux ouvrages, le contexte économique actuel et les tensions inflationnistes mondiales accroissent ici significativement le niveau d'incertitudes relatives au montant d'investissement à mobiliser pour le projet.
- Le Consultant a privilégié une conception où la sensibilité des caractéristiques des ouvrages vis-à-vis des conditions de sols est limitée. Néanmoins, l'absence de données géotechniques récentes sur l'emprise maritime du nouveau port fait également peser un risque de surcout significatif non-prévisible à ce stade, et ce malgré les dispositions conservatoires prises dans le cadres de ces études.

C'est pourquoi, dans le cadre des consultations à venir pour la réalisation des infrastructures, le groupement Egis -BECECO invite le client à sécuriser le montant des travaux au plus tôt et à limiter son exposition aux risques d'augmentation progressive du budget nécessaire en conduisant un appel d'offre unique pour l'ensemble des installations, sous la forme d'un marché de conception-réalisation. Ce type de marché permet de :

- Faire porter la majeure partie des risques technico-économiques à l'entreprise ou au groupement d'entreprises attributaire, au prix il est vrai d'un surcout initial lié aux provisions constituées au moment des remises d'offres
- Permettre aux entreprises candidates de proposer des alternatives techniques et financières correspondant à l'évolution du marché et des besoins sans minorer leur niveau de responsabilité. Par exemple, concernant les ouvrages de protection en mer, où les récentes investigations ont permis d'identifier a posteriori un potentiel de production d'enrochements naturels de grande tailles qui pourraient avantageusement remplacer les blocs artificiels.

## 4. HYPOTHESES DU PROGRAMME

### 4.1 Durée de service des ouvrages

Le rapport de préféabilité - volume 3 : analyse technique du développement du port de Boingoma, des ports secondaires et du renouvellement de la flotte [R42] indique une durée de vie de 25 ans.

**Nous préconisons de considérer une durée de service de 50 ans pour les ouvrages courants de génie civil conformément à la norme NF EN 1990 §2.3 et au Schéma Directeur Portuaire de l'Union des Comores [R38].**

Les durées de service retenues sont les suivantes :

- Ouvrages portuaires : 50 ans
- Structures de chaussée : 20 ans
- Défenses : 15 ans
- Réseaux : 30 ans

### 4.2 Les navires de projet

Le port de Boingoma devra pouvoir accueillir simultanément les navires suivants :

- Un navire Ro-Pax pour le transport de passagers et/ou de véhicules légers (maximum 3,5t);
- Un navire de marchandises générales ;
- 2 navires de pêche à couple si le navire Ro-Pax est présent, 3 à quai sinon
- 8 embarcations passagers de petite tailles dites à « coque en V »

D'après Rosa 2000 [R22], le déplacement peut être estimé en appliquant le coefficient de 1,6\*port en lourd pour les cargos.

Les navires de projet pour la conception des quais et de la zone d'évitage sont les suivants :

Tableau 1 - Navires de projet marchandises retenus dans l'étude de faisabilité - volume 3 [R42]

Navires de marchandises	Longueur hors-tout LOA [m]	Beam B [m]	Draught [m]	Port en lourd DWT [t]	Displacement [t]
NAGA SEJAHTERA III, IMO 8902096	67	10.30	4.50	1 780	2 670
MANTENHA, IMO 7104154	70	13.10	3.60	1 397	2095.5
<b>Navire de projet marchandise retenu</b>	<b>70</b>	<b>12.40</b>	<b>4.30</b>	<b>1 600</b>	<b>2 600</b>



Figure 4 - Naga Sejahtera III et Mantenha (source: étude de faisabilité - volume 3 [R42])

Tableau 2 - Navires de projet ferry retenus dans l'étude de faisabilité - volume 3 [R42]

Ferry	Longueur hors-tout LOA [m]	Beam B [m]	Draught [m]	Passagers	Voitures
DAMEN Fast ROPAX 4512	45	12.30	1.60	158	20
DAMEN Fast ROPAX 5510	55.90	10.80	3.10	180	20
<b>Navire de projet passagers retenu</b>	<b>50</b>	<b>11</b>	<b>3.50</b>		



Figure 5 - DAMEN Fast ROPAX 5510 et 4512 (source: DAMEN)

Il n'est pas ici précisé le mode de chargement / déchargement. Nous retenons dans le cadre de l'étude un déchargement en extrémité du navire via la passerelle RoRo.

A noter que le second exemple présenté propose certainement un chargement des véhicules sur le côté, modifiant largement les infrastructures associées qui n'ont pas été vérifiées dans cette configuration.

Tableau 3 - Navires de projet pêche retenus dans le Schéma Directeur Portuaire [R38] et l'étude CATRAM pour le développement de la pêche [R36]

Bateau de pêche	Longueur hors-tout LOA [m]	Beam B [m]	Draught [m]	Capacité (m <sup>3</sup> / T)
Palangrier de référence (projet CATRAM [R36])	21	6.5	3	30 m <sup>3</sup>

Bateau de pêche	Longueur hors-tout LOA [m]	Beam B [m]	Draught [m]	Capacité (m³/ T)
Bateau pêche de référence (Schéma Directeur Portuaire [R38])	27.86	6.2		
Grand palangrier national (Schéma Directeur Portuaire [R38])	24.80	7.40	3.96	
<b>Navire de projet pêche retenu</b>	<b>25</b>	<b>11</b>	<b>4</b>	



Figure 6 - Grand palangrier national (source: Projet CATRAM [R36])

Tableau 4 - Navire de projet de remplacement des kwassas retenu dans l'étude de faisabilité - volume 3 [R42]

Navire à coque en « V »	Longueur [m]	Largeur [m]	Passagers
ARIEL	12	4	12
<b>Navire de projet petit passagers retenu</b>	<b>12</b>	<b>4</b>	<b>12</b>



Figure 7 - Bateau à coque en V pour remplacement des kwassas (source: étude de faisabilité - volume 3 [R42])

### 4.3 Elévation des quais

Le études hydrodynamiques complémentaires réalisées au cours de l'APD (cf. chapitres 0 et 0) on permis de porter l'altitude des quai à +6,0m CM (contre +7,0m CM en APS) tout en garantissant la sécurité des personnes et des biens face au risque de franchissement et de submersion marine, offrant ainsi une amélioration

significatives des conditions d’opération portuaires par rapport aux installations existantes (à +5,0m CM, cf. §5.2 page 22).

#### 4.4 Cote de dragage

Contrairement aux études d’APS qui considéraient un dragage de l’ensemble des accès maritimes à la cote de -5,5m CM couvrant le chenal d’accès, le cercle d’évitage et la souille du quai marchandise, les travaux d’approfondissements sont désormais limités aux éléments suivants :

- La sécurisation de la souille du quai de marchandise à -5,50m
- La purge des sols superficiels potentiellement hautement compressibles dans l’emprise de l’assises des quais, provisionnées à hauteur de 0,5m en moyenne.

Les autres emprises maritimes du projet sont conservées en l’état. Ainsi, considérant le plus grand navire chargé au maximum de sa capacité, dont le tirant d’eau atteint 4,30m et des fonds naturels atteignant -4,0m CM en bordure du cercle d’évitage, le niveau d’eau minimal pour garantir la sécurité des manœuvre nautiques est de +1,5m.

Sur la base des données de du marégraphe de Dzaoudzi (Mayotte) depuis 1963, corrigées de l’élévation du niveau de la mer, ce niveau d’eau est disponible 72% du temps. Le temps d’attente moyen d’un navire pour un passage sécurisé (navigation et manœuvre) de 2 heures vaudrait 2h55 pour les plus grands navires, ce qui reste très largement acceptable dans la plupart des ports d’envergure. Pour les navires moins de 3,5m de tirant d’eau, le temps d’attente moyen est négligeable, étant nul 98% du temps.

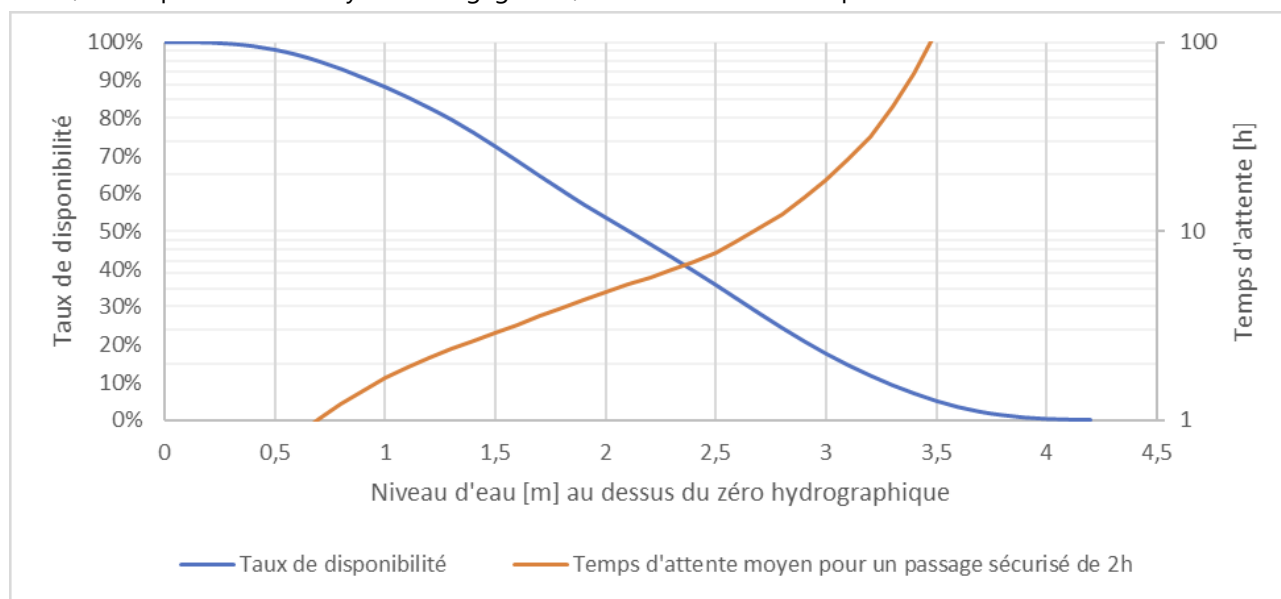


Figure 8: Statistiques relatives aux niveaux d'eau d'après le marégraphe de Dzaoudzi<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Attention, l'échelle verticale de droite est logarithmique, celle de gauche est linéaire.

## 5. CONDITIONS DE SITE DE BOINGOMA

### 5.1 Situation

Le port de Boingoma est situé sur l'île de Mohéli.



Figure 9 - Port de Boingoma (source: Google Earth)

Les limites administratives de l'enceinte portuaire n'ont pas été communiquées.

## 5.2 Description de l'existant

### 5.2.1 Données bibliographiques

La description des infrastructures existantes se base sur les documents transmis :

- Accès maritime Mohéli : dossier d'appel d'offres, SOERNI, Juillet 1995 [R31]
- Travaux de réparation du Port de Boingoma : consistance des travaux et rapports d'avancement, Union des Comores, 2020-2021 [R36]

Les infrastructures maritimes initiales construites en 2000 sont constituées d'un môle d'accostage de 12 m de largeur et 70 m de longueur, avec une rampe pour rouliers :

- La partie supérieure du môle est constituée d'une poutre de couronnement, de 2 poutres transversales, et d'une dalle en béton armé flottante de 0.30 m d'épaisseur, à la cote (+5.00)
- La rampe, de 8.50 m de largeur, s'étale entre les niveaux (+5.00) et (+3.45) sur une longueur de 12.75 m et avec une pente de 10%.
- Le môle est muni d'un escalier en béton armé de 1.50 m de largeur à 2 volets et 2 paliers aux niveaux (+3.425) et (+1.85)

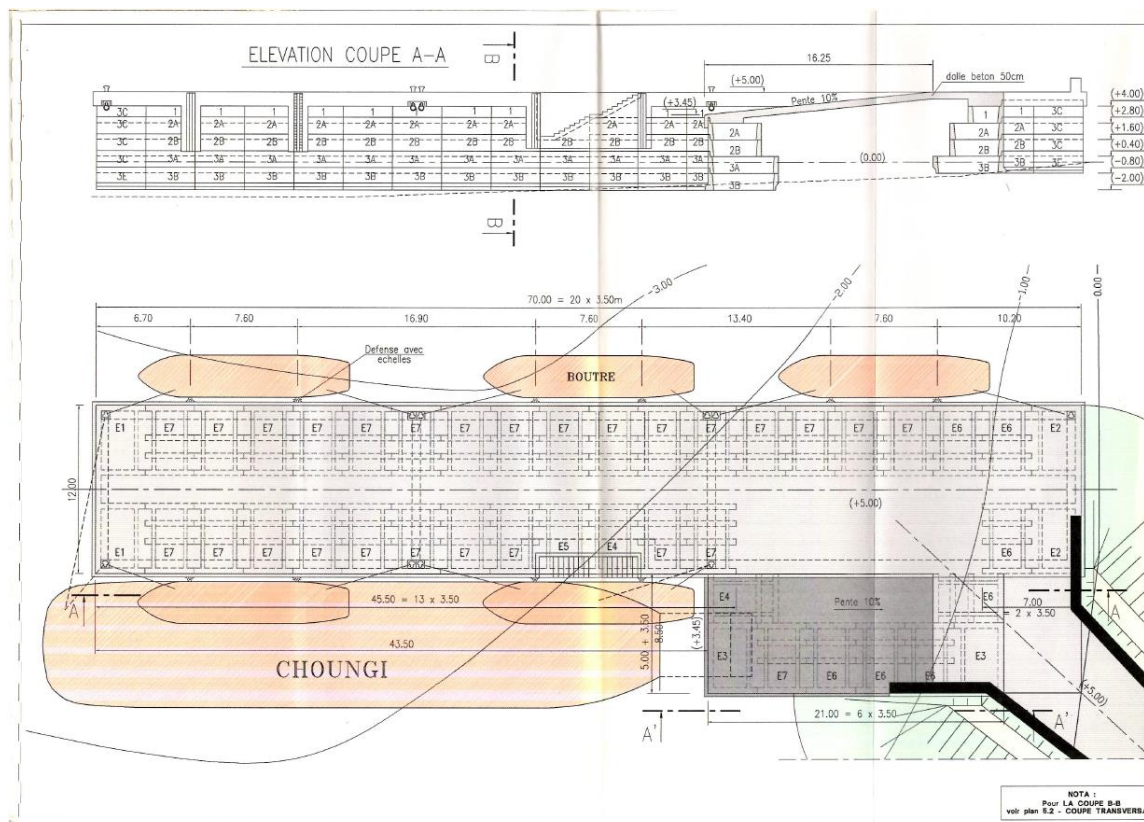


Figure 10 - Plans issus du dossier d'appel d'offres [R31]

- Le môle est constitué de blocs préfabriqués évidés en béton armé arasés à la cote (+4.00) et reposant à la cote (-2.00) sur une assise constituée de pierres cassées sur une épaisseur de 0.50 m
- L'intérieur des blocs et les volumes entre blocs sont comblés par du remblai compacté

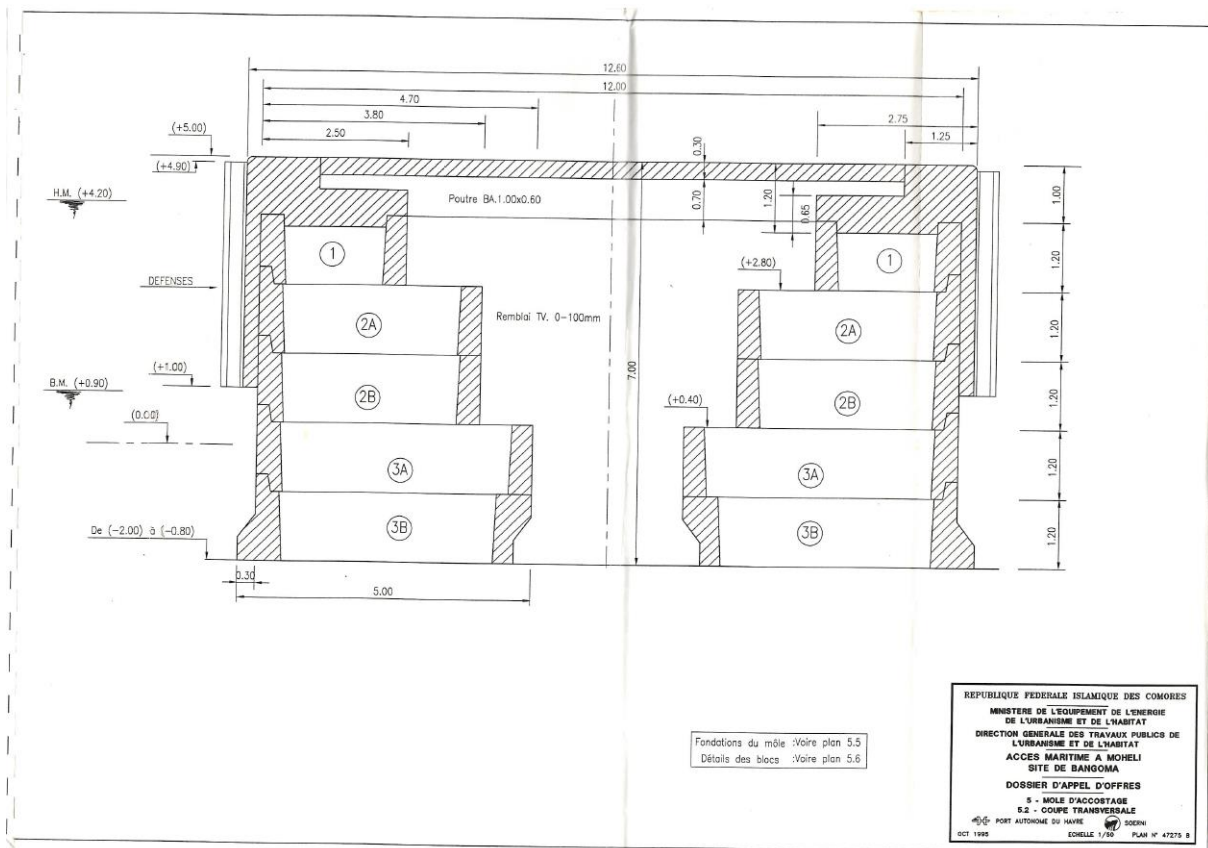
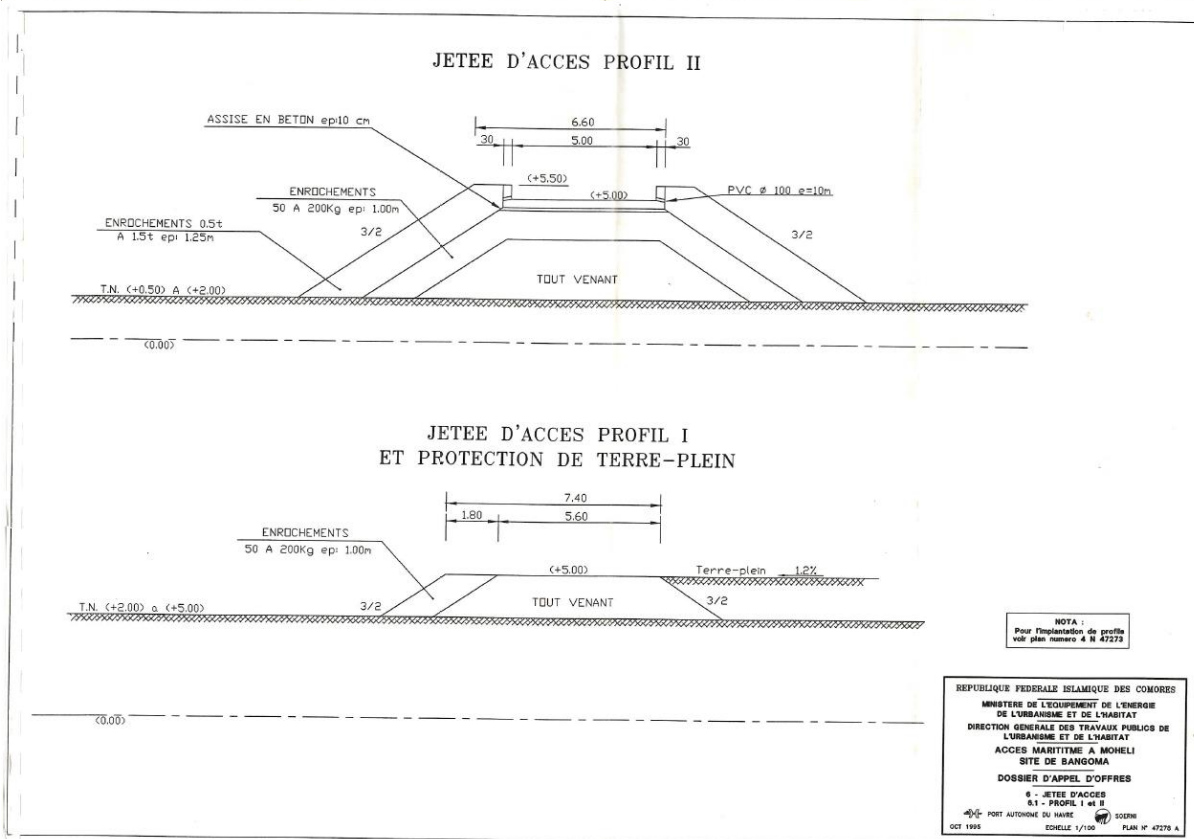
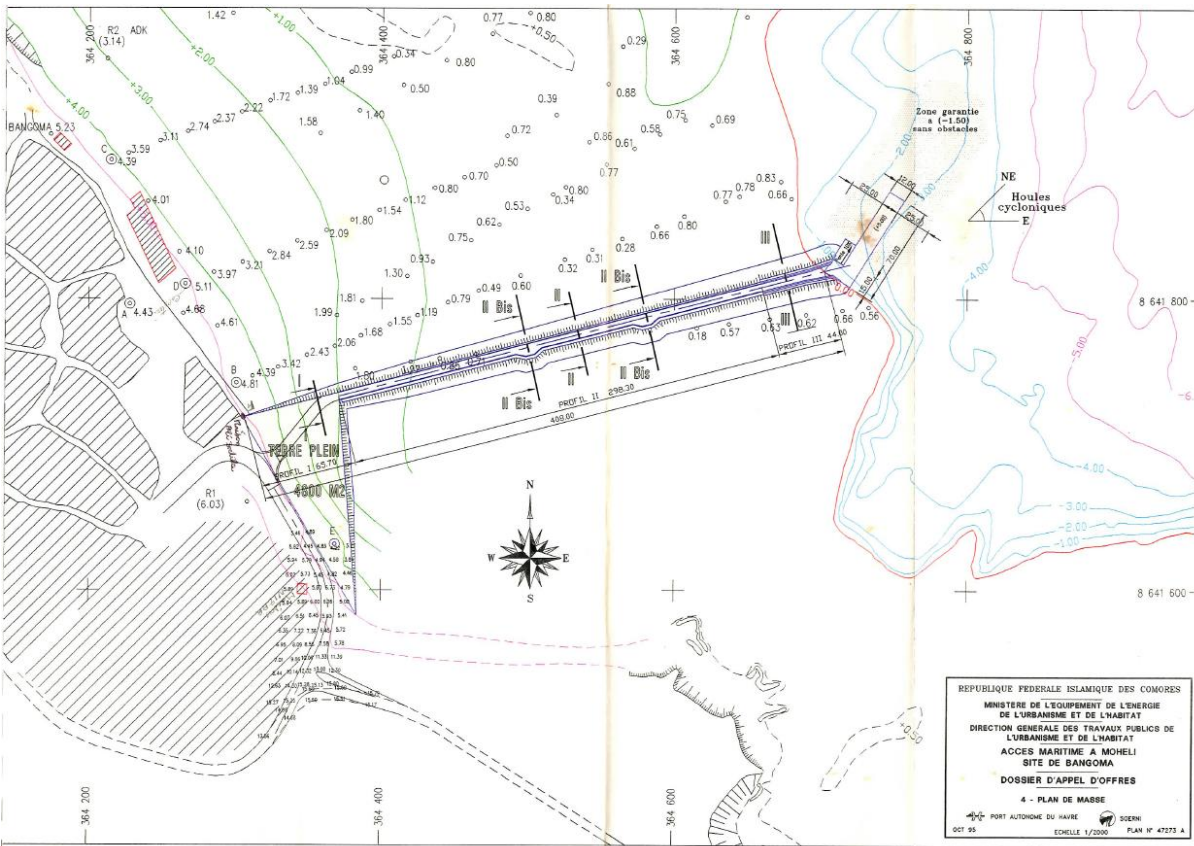


Figure 11 - Plans issus du dossier d'appel d'offres [R30]

- La protection en pied en avant du môle contre les affouillements est constituée de blocs évidés en béton armé de 1.00 m de hauteur disposés entre les cotes (-2.50) et (-1.50). Ces blocs et le talus avant sont remplis d'enrochements 0.2 – 0.5 tonnes.
- La poutre de couronnement est équipée des appareils suivant :
  - ▶ Bollards simples et doubles de 15t et 2 fois 15t chacun
  - ▶ Organeaux simples et doubles de 15t et 2 fois 15t chacun
  - ▶ Système de défense en caoutchouc extrudé de section carrée 300 x 300 mm
  - ▶ 4 échelles
- La jetée d'accès terrestre au môle mesure 342 ml de longueur et va du terre-plein à l'enracinement du môle
  - ▶ C'est une digue à talus de pente 3/2 avec noyau en tout venant basaltique protégé différemment en fonction du niveau des fonds naturels et de l'amplitude des houles l'atteignant :
    - Sur 298 ml à partir du terre-plein, couverture sur 1m d'épaisseur en enrochements 0.5 – 1.5 t
    - A l'enracinement du môle, sur 44 m, ajout d'une protection sur 2.35 ml d'épaisseur de blocs cubiques rainurés de 3.6 t posés en 2 couches
  - ▶ La voie de circulation axée sur la jetée a une largeur utile de 5 ml entre relevés des poutres de couronnement
  - ▶ Elle est constituée d'une dalle en béton d'épaisseur 0.30 m sur 298 ml et 0.75 m d'épaisseur sur les 44 ml du raccordement au môle
  - ▶ Elle comporte 2 zones de garage pour croisements de 3 m de surlargeur et 6 ml de longueur



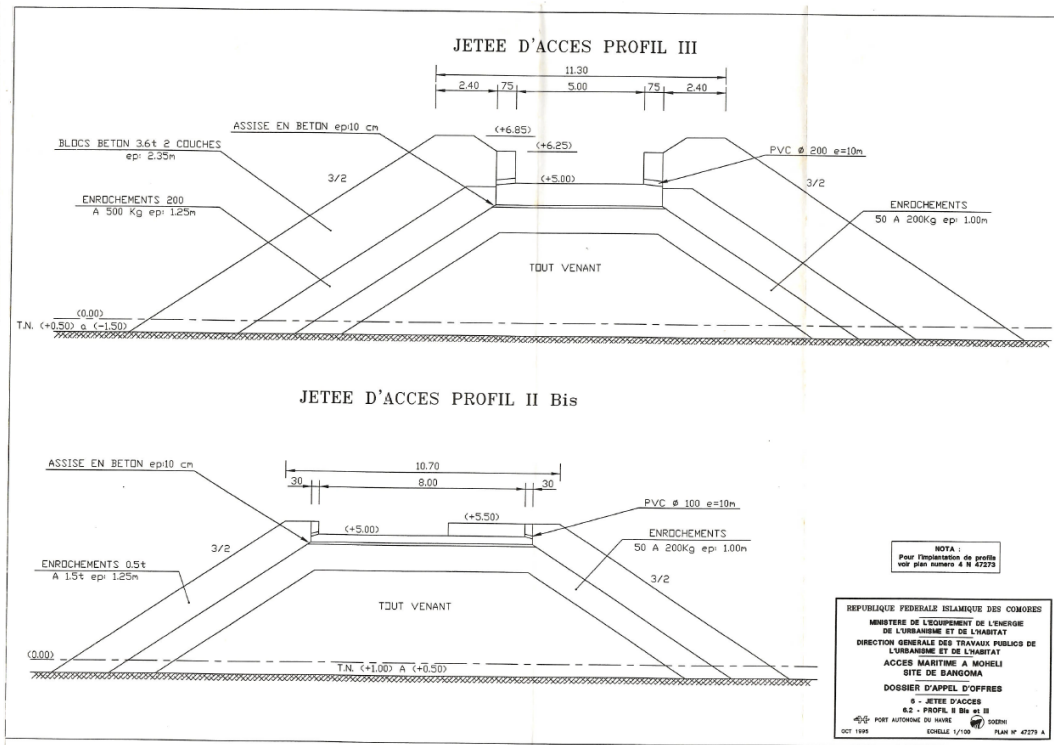


Figure 12 - Plans issus du dossier d'appel d'offres [R31]

- Un terre-plein portuaire en remblais pouzzolaniques de 4800 m<sup>2</sup> sur l'estran, nivelé à +5.25 côté terre et +5.00 côté mer revêtu sur 1000 m<sup>2</sup>
- Construction et aménagement de superstructures sur le terre-plein

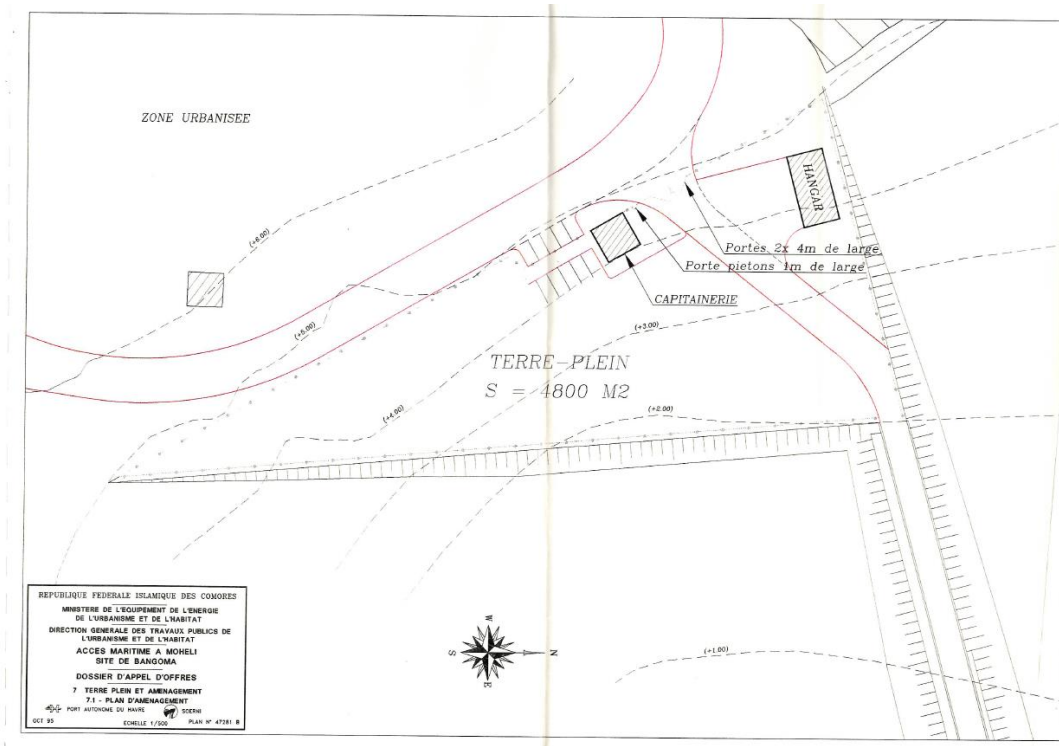


Figure 13 - Plans issus du dossier d'appel d'offres [R31]

A la suite du cyclone Kenneth en 2019, les ouvrages ont été fortement dégradés et des travaux de réparations ont été entrepris en 2020/2021. La consistance des travaux était la suivante :

- Démolition des parties dégradées en béton,

- Fouille pour assise des blocs béton,
- Mise en œuvre d'un remblai technique constitué de blocs rocheux et de mortier léger,
- Mise en œuvre de blocs béton préfabriqués,
- Réalisation des réparations de l'ouvrage en béton armé,
- Fourniture de défenses pneus et de leur chaînes de fixation en acier,



Figure 14 - Photos issues des rapports d'avancement des travaux [R36]

Nous ne disposons pas des dossiers et plans de récolement des ouvrages construits afin de nous assurer de l'exactitude des informations présentées ci-dessus.

Conformément à la note d'hypothèses [R49], en l'absence de diagnostic détaillé des parties immergées et d'une vérification de la structure vis-à-vis des plans existants, sa pérennité n'est pas assurée.

**Une démolition de l'ouvrage (môle existant et rampe) et un doublement de la digue d'accès seront réalisés.**

### 5.2.2 Diagnostic visuel

Le diagnostic visuel des infrastructures existantes au Port de Boingoma est présenté dans le compte-rendu de la mission de démarrage réalisée par EGIS/BECECO [R45].



Figure 15 - Ouvrage existant (source : Egis, 2021)

Il a été conclu les éléments suivants :

L'ouvrage ne présente pas de défaut majeur visible sur sa structure, mais en l'absence d'un diagnostic détaillé des parties immergées et d'une vérification de la structure vis-à-vis des plans existants, sa pérennité n'est pas assurée. A minima, un rehaussement de l'ouvrage dans sa globalité est nécessaire, ainsi qu'un redimensionnement des talus de protection et un doublement de la voie de service et donc de l'ouvrage.

Une solution de démolition complète de l'ouvrage pour en reconstruire un neuf est privilégié en l'absence de diagnostic plus poussé. La réutilisation des matériaux de déconstruction sera intégrée au projet. Son utilisation pour l'approvisionnement chantier pourrait être envisagé.

Le chantier naval existant pourra continuer à fonctionner comme aujourd'hui, même si son fonctionnement est largement améliorable (sécurité, gestion environnementale, etc...). Le plan masse de développement du port (option 3) ne comprend pas cette composante et ne fait donc pas partie du scope EGIS.

## 5.3 Éléments de programme

Les éléments de programme à retenir sont les suivants

- Ouvrages maritimes :
  - ▶ Nouveau quai de 136 m de long par 20 m de large dans le prolongement du quai actuel, qui accueillera les navires Ro-pax et navires de pêche le long de la partie sud. Il comprend une cale de chargement/déchargement des véhicules à l'arrière
  - ▶ Nouveau quai de 120 m de long et 20 m de large, situé à l'extrémité du premier quai, avec un angle permettant de protéger le plan d'eau de l'agitation. Il est prévu pour les opérations de chargement et déchargement des marchandises.
  - ▶ Cote de dragage retenue à -5.50 m CM pour la souille du quai de marchandise, fonds naturels sinon
  - ▶ Structure en digue à talus et quai bloc
  - ▶ Réhabilitation de la jetée d'accès : carapace en mauvais état et élévation trop basse
  - ▶ Doublement de la voie d'accès située sur la jetée d'accès : fluidification du trafic de camions en double-sens en considérant que les camions viendront directement récupérer les marchandises sur le quai marchandises
  - ▶ Accès maritime sécurisé pour les navires : largeur du chenal de 3 largeurs de navires de projet n'autorisant pas le croisement des navires. Pas de dragage mais aides à la navigation, bouées de rives pour prévenir l'échouage sur le récif sud.
  - ▶ Rampe d'accès : accès limité à marée basse pour les périodes de vives-eaux
  - ▶ Aménagement d'une zone de chargement déchargement pour 8 navires à coques en V
  - ▶ Brise-lames en XBLOCS côté nord des deux quais pour protéger le port des vagues
- Ouvrages terrestres :
  - ▶ Bâtiment d'accueil des passagers
  - ▶ Hangar de stockage des marchandises
  - ▶ Extension du terre-plein actuel pour les opérations de stockage et l'administration du port
  - ▶ Réseaux eau, électricité, incendie sur le terre-plein de stockage et jusqu'au bout du quai
  - ▶ Clôtures, ISPS
  - ▶ Il n'est pas prévu la construction d'un entrepôt frigorifique pour le poisson
  - ▶ Il n'est pas prévu d'aménagement pour la maintenance des navires – cette activité est néanmoins présente sur site au niveau de la potentielle extension de la zone de stockage à terre
  - ▶ Il n'est pas prévu de chargement/déchargement/stockage de containers
  - ▶ Il n'est pas prévu de station d'avitaillement

## 5.4 Accès aux sites

L'accès au site de Boingoma se fera par la route et l'accès au port existants.

L'accès au site sera sécurisé.

## 5.5 Contraintes de travaux

### 5.5.1 Techniques de réalisation

Les données géotechniques indiquent que les sols sont majoritairement basaltiques. Ces couches de sol très dures nécessitent des engins et méthodes de travaux adaptées. L'analyse des techniques réalisables sera effectuée.

#### ○ Méthodes de dragage

Différentes techniques de réalisation sont envisageable sur les volumes de dragage résiduels. Un dragage par voie terrestre à l'avancement est privilégié pour limiter les couts de mobilisation du projet. Néanmoins, un

dragage par voie maritime de tout ou partie de emprise ne peut être exclue. Le minage est aujourd'hui exclu au vu des profondeurs limitées à atteindre.

#### ○ **Mise en oeuvre de la digue**

Pour limiter l'impact des conditions météorologiques sur l'avancement des travaux, l'ensemble de la mise en oeuvre de la digue est envisagée par des moyens terrestres.

#### ○ **Béton prêt à l'emploi**

En raison de l'absence d'une centrale à béton sur l'île, et de l'impossibilité de s'affranchir de structure béton armé pour garantir la stabilité des ouvrages, une centrale mobile devra être installée sur l'île pendant la durée des travaux.

### 5.5.2 Saisonnalité

La stabilité des quais blocs lors de leur mise en oeuvre n'est pas assuré pour un épisode cyclonique. Une réalisation de cette phase de travaux en dehors de la période cyclonique doit être envisagée pour éviter des dommages important de la structure en phase construction et des éventuels retards et surcoûts associés.

## 5.6 Contraintes de matériaux

La contrainte de matériaux constitue l'un des principaux enjeux, et est liée notamment à la disponibilité de matériaux sur les trois îles, ainsi qu'aux contraintes d'approvisionnement.

**Ces aspects sont abordés plus en détail dans le cadre de la note de réponse aux commentaires de la Banque Mondiale sur l'EIES [R51] et le rapport d'expertise géologique sur les gisement exploitables de l'île de Mohéli à venir.**

## 5.7 Disponibilités foncières

L'emprise des ouvrages à réaliser est très majoritairement située en mer, sans concurrence foncière, l'état comorien étant seuls décisionnaire pour la préemption de terrain de son domaine maritime.

Les quelques emprises terrestres du nouveau port de Boingoma ne devrait pas excéder le périmètre existant du port, mais l'absence de données cadastrales ne permet pas de confirmer qu'aucune acquisition foncière n'est nécessaire.

D'importantes surfaces temporaires, dite zone d'emprunts, seront nécessaire lors de la phase de travaux. Les surfaces requises ainsi que les possibilités d'implantation sont détaillées dans le §12.1 page 83. Celles-ci devront être sécurisés par le titulaire des travaux avant la finalisation des études d'exécution et l'implantation des premiers équipement de chantier.

## 5.8 Contraintes environnementales

Les éléments issus de l'étude d'impact environnementale et sociale ont été établis en concertation avec la Banque Mondiale en parallèle des études de conception portuaires. Les préconisations spécifiques seront intégrées dans le cadre du dossier d'appel d'offre relatif à la construction du port de Boingoma.

## 5.9 Données de site du port de Boingoma

### 5.9.1 Nivellement et référentiel

Toutes les cotes altimétriques du projet sont rapportées en mètres par rapport au zéro des cartes marines (ou zéro hydrographique). Les services du SHOM présentent, dans l'ouvrage Références Altimétriques Maritimes (RAM 2020), le positionnement relatif du zéro hydrographique.

Selon ces références, le niveau moyen de la mer (0mMSL) se situe à la cote +2.13mCM.

Les plans topographiques sont référencés sur le système WGS 84 / UTM 38S pour le projet.

### 5.9.2 Données topo-bathymétriques

Les données topo-bathymétriques utilisées sont les suivantes :

- Données du SHOM (levé multifaisceau et carte marine) : Le levé SHOM est systématiquement privilégié sur les emprises où il est disponible pour les emprise nautiques opérationnelles et la définition des niveaux de fondations des ouvrage.
- Données SRTM30+ avec une résolution de 1km entre chaque point
- Données Satellite EOMAP sur les différents sites d'intérêt (résolution de 2m, incertitude max. de 1 à 2m, variable selon la profondeur d'eau). La précision altimétrique des ces données est de l'ordre du mètre. Leur utilisation en phase APD est limitée aux zones de platier au Nord-Ouest et au Sud-Est du port où les donnée SHOM ne sont pas disponibles. Ces zones sont importante pour la modélisation numériques des houles incidentes et les études d'agiation portuaires (cf. §0 page 106)

Les données du SHOM par mesure multifaisceaux sont choisies préférentiellement, étant plus fiables de par leur caractère *in situ*. Les isobathes précisées dans la carte marine du SHOM sont extraites afin de compléter la caractérisation des fonds aux abords des sites d'étude.

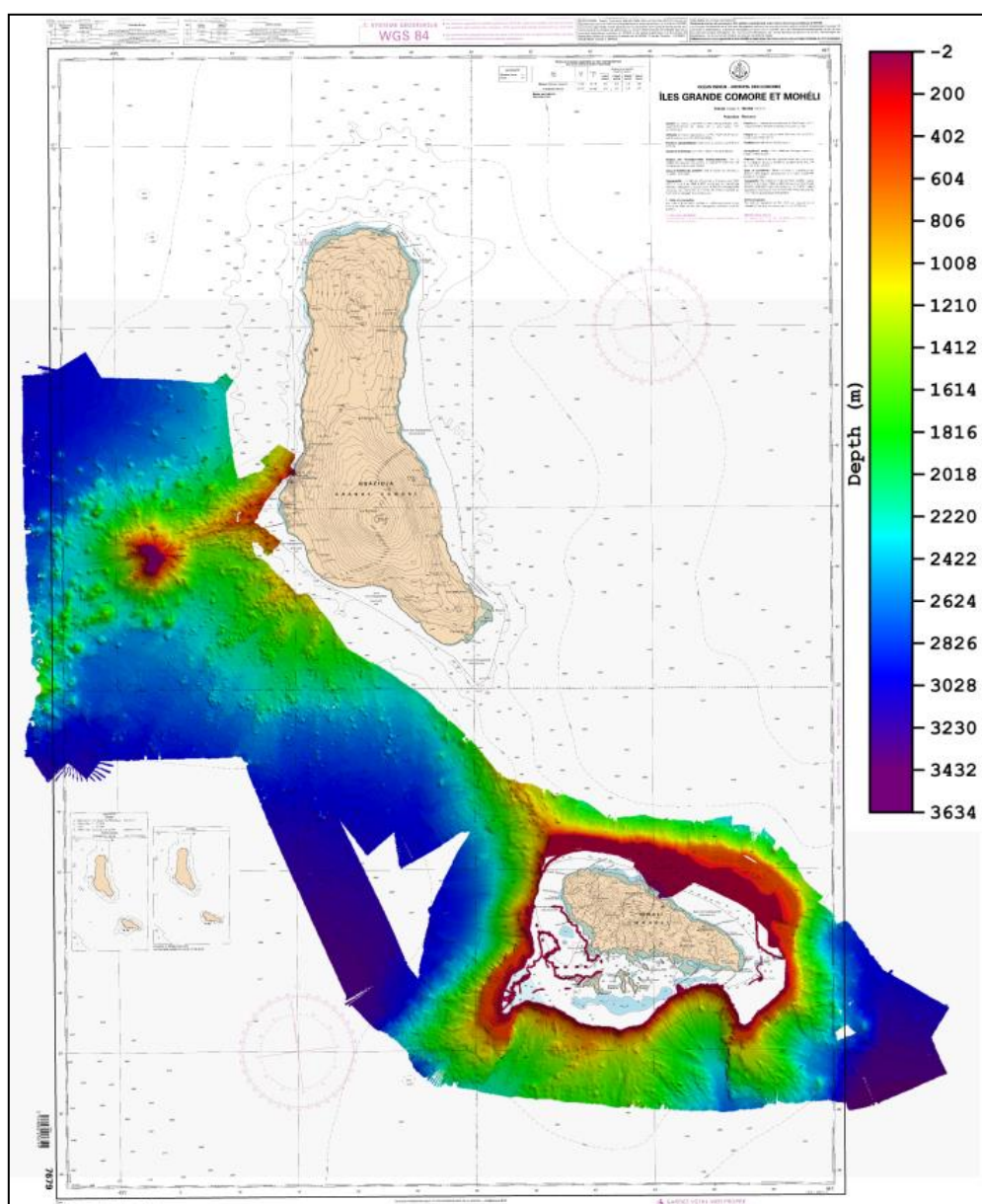


Figure 16 - Levés bathymétriques du SHOM sur Mohéli et Grande Comore [mCM] ; carte marine SHOM

Compte tenu des nombreuses zones non-hydrographiées par le SHOM, après observation des données EOMAP nous faisons l'hypothèse que la marge des récifs est à profondeur approximativement constante. Les altitudes retenues aux frontières des zones récifales sont :

- -4.5 m MSL (-2.37mCM) à l'Est de Fomboni
- -6.0 m MSL (-3.87mCM) à l'Ouest de Fomboni, de Hoani, et entre les sites de Hoani et Fomboni
- -8.0 m MSL (-5.37mCM) de part et d'autre de Chindini

Cette hypothèse permet de combler raisonnablement les zones non-hydrographiées aux abords des sites d'intérêt.

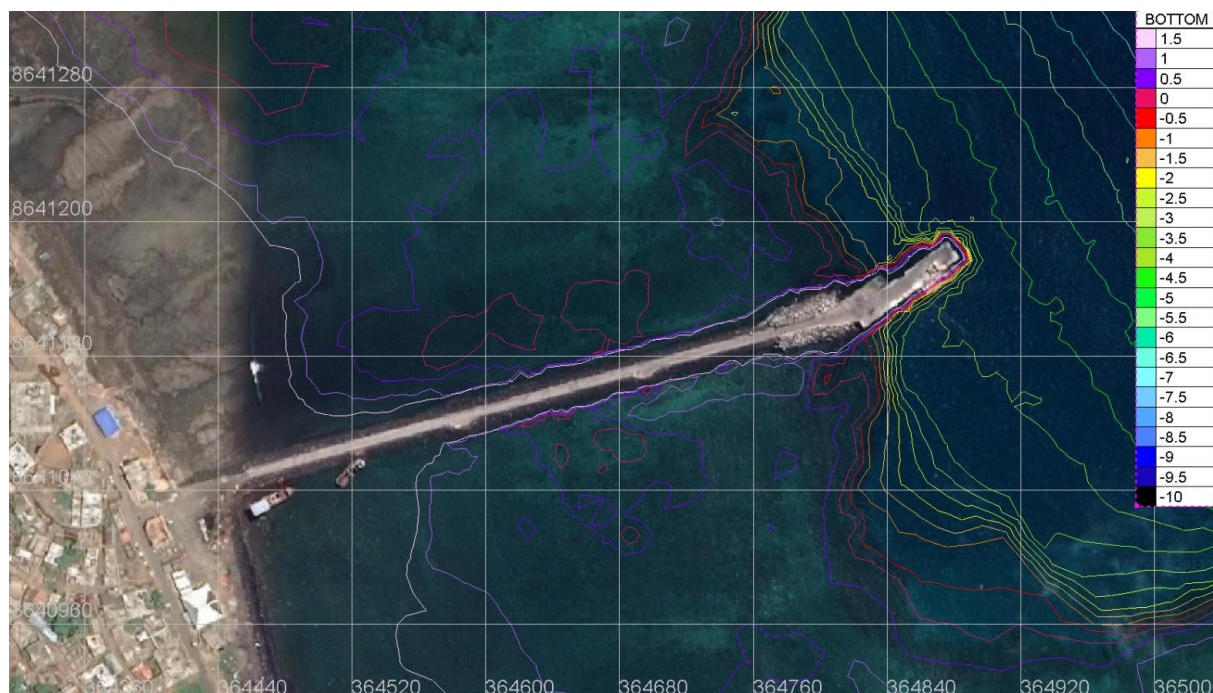


Figure 17 - Levés bathymétriques pour le port de Boingoma [mCM]

La compilation des données topographiques et bathymétriques seront prises en compte dans le rapport APD.

## 5.10 Données météo-océaniques

### 5.10.1 Niveaux d'eau

#### 5.10.1.1 Niveaux caractéristiques de la marée

Dans le secteur de Moroni, la marée est de type semi-diurne, régulière, c'est-à-dire deux pleines mers par jour sans inégalité diurne.

Le tableau suivant donne les niveaux de marnage caractéristiques (Références Altimétriques Maritimes, Ports de France métropolitaine et d'outre-mer, SHOM, 2020) du port de référence de Dzaoudzi :

	Niveau m CM
<b>PHMA/HAT</b> : Plus Haute Mer Astronomique	+4.30
<b>PMVE</b> / MHWS : Pleines Mers de Vives-Eaux	+3.70
<b>NM</b> / MWL : Niveau moyen	+2.13
<b>BMVE</b> / MLWS : Basse-mers de Mortes-Eaux	+0.50
<b>PBMA/LAT</b> : Plus Basse Mer Astronomique	+0.08

On supposera, en première approche, que ces références altimétriques applicables sur l'île de Mayotte sont transposables aux îles de Mohéli (Boingoma, Hoani), Grande Comore (Chindini) et Anjouan (Vassy). Une incertitude sur ces références sera prise en compte dans la définition des niveaux d'eau de dimensionnement.

### 5.10.2 Niveaux d'eau extrêmes

Les niveaux d'eau extrêmes décrits par Aktis (AKTIS, Avril 2022) dans la Table 20 – sont la superposition du niveau de la marée astronomique et de la montée des eaux. La surcote de tempête à la fois due à la dépression (surcote barométrique) et à l'effet du vent sur la surface de l'eau est estimée à +0.60m. Les valeurs d'Aktis pour les niveaux et leurs périodes de retour sont rappelées dans le Tableau 5 ci-dessous

En considérant une période de retour centennale du niveau d'eau, et avec une surcote de Wave Setup de 0.60m, un niveau au large de 2.35m au-dessus du niveau moyen (2.13m CM), on trouve un **niveau centennal de 5.08m CM**.

PR[ans]	Niveau[m NM]
25	2.25
50	2.29
<b>100</b>	<b>2.35</b>
1000	2.62
10 000	2.92

### 5.10.3 Vent

Les conditions extrêmes – cycloniques – de vent proviennent de l'étude de modélisation de BMT ARGOSS (Figure 18), sur la base de la simulation de tempêtes sur plus de 40 ans (1972-2011). Les valeurs de vitesse du vent à 10m (moyenné sur une heure) pour la période de retour 50 ans sont synthétisées dans la figure ci-après

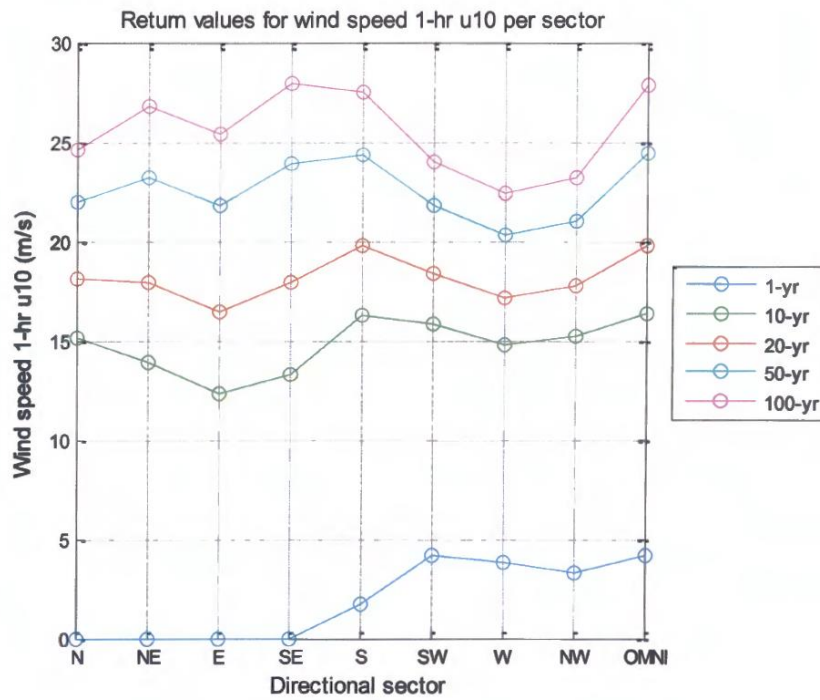


Figure 18 : Valeurs de vitesse du vent cyclonique à 10m (1h) pour différentes périodes de retour et différents secteurs directionnels sur l'archipel des Comores [Source : BMT-ARGOSS]

Tableau 6 : Valeurs de retour de la vitesse du vent cyclonique à 10m (1h) de période de retour 50 ans pour différents secteurs directionnels [Source : BMT-ARGOSS]

50 ans	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO	Omni.
U10[m/s]	22.0	23.2	21.8	24*	24.5*	22*	20.5*	21*	24.5*
Dir.[°N]	0	45	90	135	180	225	270	315	-

\* valeurs lues sur le graphique

Les actions dues au vent sont définies conformément aux règles de l'Eurocode 1991-1-4 [R2].

On supposera, en première approche, que les actions applicables sur l'île de Mayotte sont transposables à l'île de Mohéli (Boingoma, Hoani).

Pour la zone des Comores (Mayotte) :  $v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$

La catégorie de terrain à prendre en compte est : catégorie 0 (mer).

### 5.10.4 Houle

#### 5.10.4.1 Conditions du large

De même que pour le vent, les conditions les plus dimensionnantes pour les ouvrages correspondent aux épisodes cycloniques que connaît l'archipel des Comores. L'étude de BMT-ARGOSS a permis de caractériser les valeurs de retour à 50 et 100 ans de la hauteur significative ( $H_{m0}$ ) et la période de pic associée ( $T_p$ ) sur la zone pour différents secteurs directionnels (Figure 19).

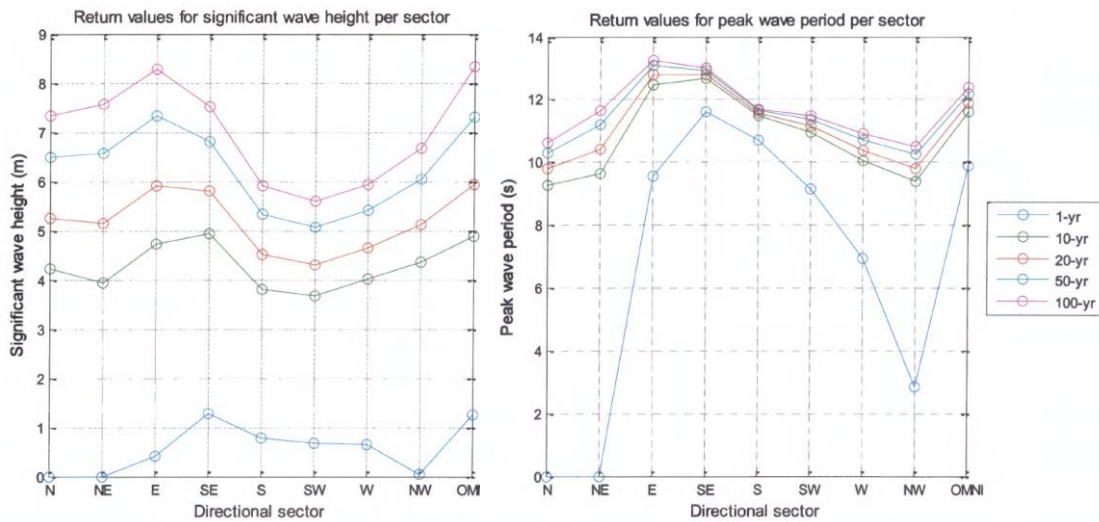


Figure 19 : Valeurs de hauteur significative cyclonique (gauche) et période de pic associée (droite) pour différentes périodes de retour et différents secteurs directionnels sur l'archipel des Comores [Source : BMT-ARGOSS]

Tableau 7 : Valeurs de retour de la hauteur significative de période de retour 50 ans et période de pic associée pour différents secteurs directionnels [Source : BMT-ARGOSS]

50 ans	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO	Omni.
Hm0[m]	6.5	6.6	7.3	6.8*	5.3*	5.1*	5.4*	6.1	7.3*
Tp[s]	10.3	11.2	13.1	12.9*	11.7*	11.5*	10.8*	10.3	12.1*
Dir.[°N]	0	45	90	135	180	225	270	315	-

\* valeurs lues sur le graphique

#### 5.10.4.2 Propagation jusqu'aux sites d'étude

##### Mise en œuvre du modèle TOMOWAC

Les conditions de houle dimensionnantes en pied d'ouvrage sont déterminées à partir d'une modélisation de la propagation jusqu'à la côte des conditions du large, présentées au paragraphe précédent.

Le modèle hydraulique est construit avec les codes TOMAWAC de la suite logicielle open TELEMAC-MASCARET, développée et maintenue par EDF R&D ([opentelemac.org](http://opentelemac.org)). Le code TOMAWAC permet le calcul, par la méthode des éléments finis, de la propagation des états de mer du large à la côte, en prenant en compte les effets de réfraction (bathymétrie, courants), levée (*shoaling*), interactions non linéaires entre fréquences, génération par le vent, dissipation par déferlement bathymétrique et moutonnement, dissipation par frottement sur le fond etc. Il calcule les spectres d'état de mer en tout point du domaine et en déduit les paramètres synthétiques de hauteur significative, période de pic, direction moyenne, efforts dus au déferlement des vagues etc.

L'ensemble de l'étude de propagation des houles est fournie en annexe.

#### 5.10.5 Courant

D'après les données recueillies, les courants maritimes sont faibles à la côte et ne seront donc pas dimensionnants pour le projet.

#### 5.10.6 Hydrodynamique côtière

D'après le rapport *Projet de modification Mohéli : rapport sur l'évaluation du climat des vagues, modélisation numérique de transformation des vagues et l'étude d'agitation du port, KULAK, Juin 2012* [R35], le site du projet à Boingoma semble être dans une zone d'équilibre morphologique en ce qui concerne le transport

sédimentaire dû aux marées. Les zones d'accumulations locales de sédiments et les zones d'érosions apparaissent à proximité du rivage et sont de l'ordre de  $\pm 20-25$  cm.

Le plan masse du projet de 2012 n'était pas tout à fait le même que le plan masse retenu à l'issue de l'étude d'APS [R42] mais on considérera en première approche que ces données sont applicables au projet actuel. Il a été mis en évidence lors des simulations réalisées dans le cadre de cette étude, que la construction du port n'avait pas d'impact significatif sur l'équilibre du transport sédimentaire dû aux marées au niveau du site du projet.

Le transport sédimentaire dû aux houles a également fait l'objet d'une modélisation numérique dans le cadre de l'étude [R35]. La direction de ce transport sédimentaire provient du Sud-Est au Nord-Ouest, le long de la côte à proximité du projet. Il existe un transport sédimentaire provenant d'un ruisseau situé au Nord-Ouest du projet. En prenant ces données en considération, **aucune érosion côtière significative n'est considérée au niveau du site du projet** tant que le ruisseau charrie des sédiments.

## 5.11 Données géotechniques

Les données de sol sont très partielles. Les conditions géotechniques sont extrapolées sur l'ensemble de la zone d'étude y compris sous l'extension de l'ouvrage, à savoir une passe naturelle dans le corail recouverte d'une couche de sable superficiel posée sur du basalte altéré en surface.

Des investigations géotechniques sur l'ensemble de la zone du projet seront à effectuer par le titulaire des marchés de travaux.

Le site de Boingoma a fait l'objet de plusieurs études géotechniques successives :

### ○ Forages, ADK, 1985

L'étude menée par la société grecque ADK en 1985, a consisté à effectuer une campagne de reconnaissance géotechnique du site et à cet effet, il a été procédé à la réalisation de cinq (5) sondages carottés avec un pénétromètre standard (SPT) conformément aux spécifications ASTM D1586 et aux prélèvements des échantillons pour les essais en laboratoire.

Les sondages sont dénommés G1, G2, G3, G4 et G5 et les essais d'identification des échantillons concernent la détermination de la consistance, la granulométrie, le poids volumique humide, la résistance à la traction et à la compression. Aussi, dans le cadre de cette mission, une étude sur la disponibilité des matériaux destinés à la construction de l'ouvrage portuaire a été élaborée.

La coupe géologique issue de ces sondages montre les éléments suivants :

- ▶ Couche de sable dense, avec des galets de basalte rencontrés près de la côte (sondages G1, G2, G3 et G5). Des refus sont constatés quand l'essai est en contact d'un gros galet ;
- ▶ Couche de sable et de corail dont la structure est variable. Près de la côte (sondages G1, G2, G3 et G5), cette couche est essentiellement constituée de coraux fragiles avec du sable, tandis que plus loin (sondage G4), elle est constituée de coraux massifs.
- ▶ Bed-rock constitué de basalte dur qui est rencontré par tous les sondages à proximité de la côte (sondages G1, G2, G3 et G5). Cette couche dure est située sous le niveau -4,50mCM.

### ○ Forages, SOERNI, 1994

La société SOERNI, a procédé en 1994, à une reconnaissance du site moyennant la réalisation des essais au pénétromètre SPT et les essais d'identification des échantillons au LNTPB de Moroni.

Les résultats de ces sondages sont présentés dans le rapport de préféabilité élaboré par KULAK en 2012 pour le projet de modification de l'accès maritime à Mohéli [R33].

Les sondages situés à proximité de l'emprise du projet sont les suivants :

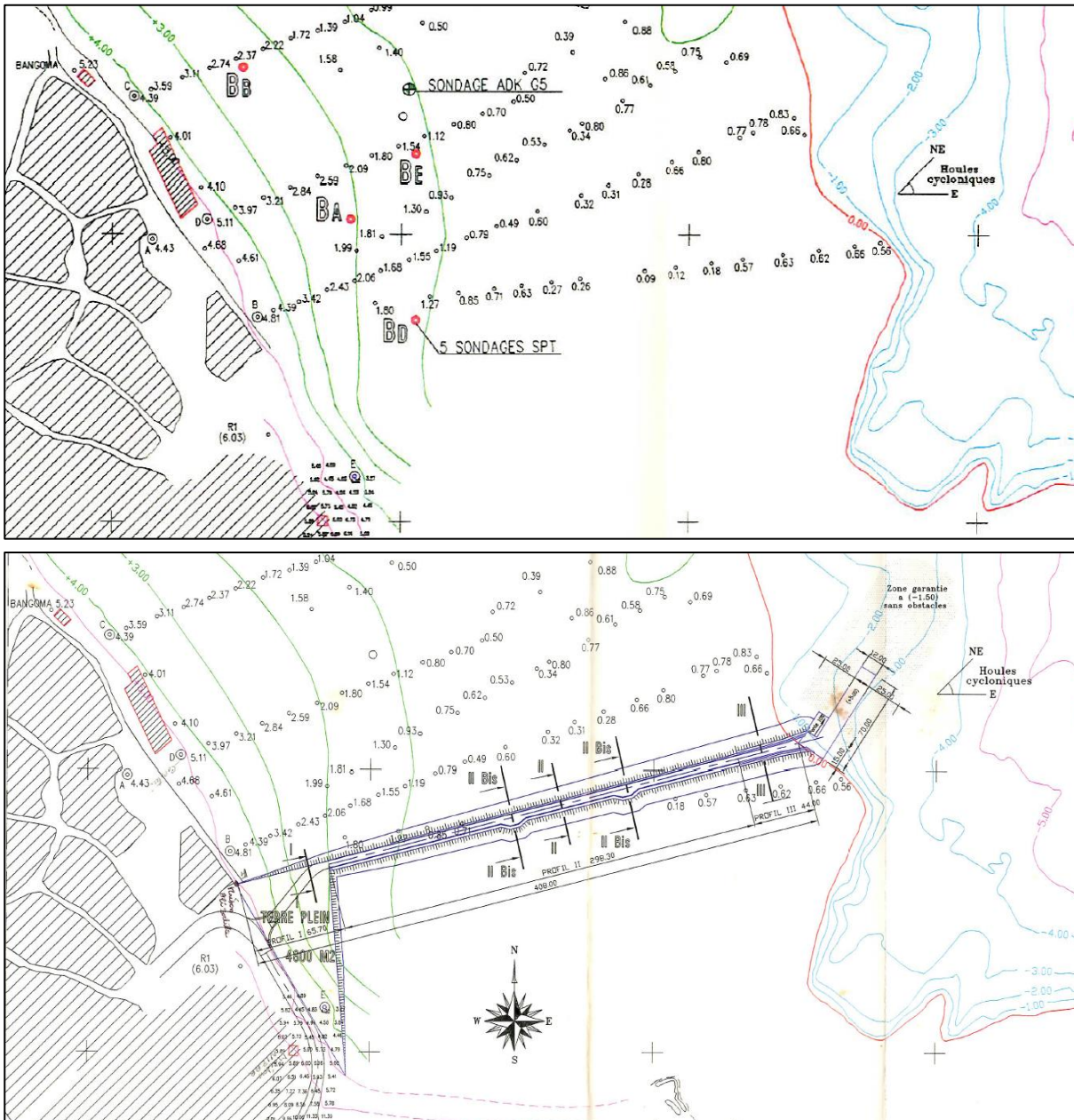


Figure 20 - Implantation des sondages (source: dossier d'appel d'offres, dossier de plan, SOERNI, 2000 [R31])

L'interprétation de ces sondages, bien que très approximative, indique les éléments suivants (analyse extraite du rapport [R36]):

- Les sondages Bd, Ba, Be (SOERNI) et G5 (ADK) présentent une couche de sédiments meubles (sables noir ou fin corallien, avec, sur certains, la présence de sédiments grossiers / galets et/ou débris de coraux) d'une épaisseur de 2,50m (sondage Bd) à 6,50m (sondage Ba). Les sondages Bd, Be et G5 indiquent la présence d'une couche de corail, parfois intercalé entre deux couches de sable fin.
- Le sondage G5 indique la nature du fond rocheux : une couche de corail massif d'une épaisseur de 1,10m dans laquelle le carottier a pu passer, puis du basalte noir « dur » entraînant l'arrêt du forage, rencontré vers -4,50m CM soit plus profond que les sondages Bd et Be qui sont plus proches de la zone.
- Aucun sondage n'est existant au niveau du quai existant et de l'implantation du projet.

La coupe géologique présentée - Coupe géologique du site de Boingoma (source : annexe D - étude géotechnique ADK, 1985) Figure 21 indique que les sols présentent une couche de basalte altéré à proximité des côtes. La couche de basalte dur semble devenir affleurante au large.

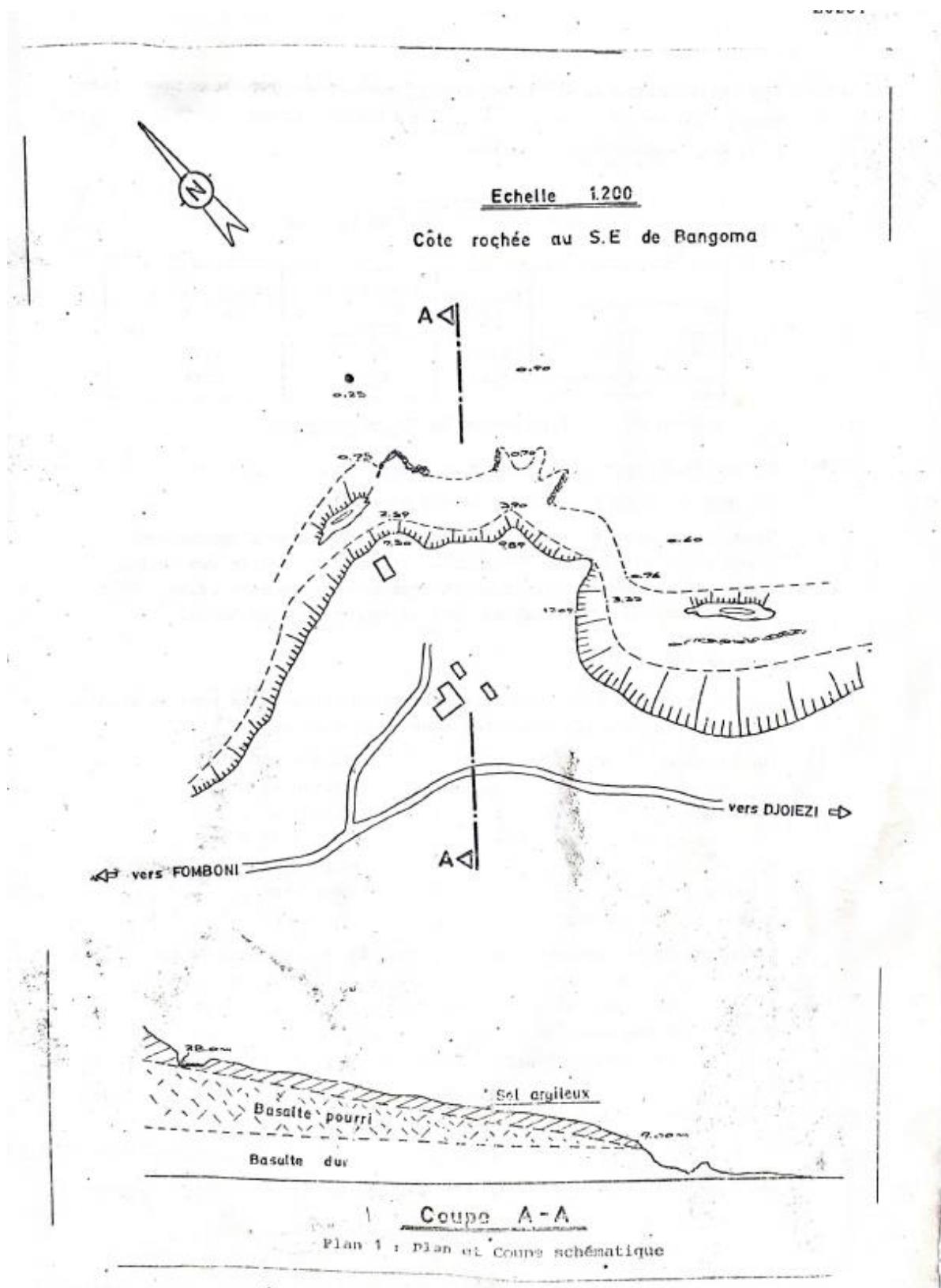


Figure 21 - Coupe géologique du site de Boingoma (source : annexe D - étude géotechnique ADK, 1985)

**Des informations géotechniques complémentaires devront être recueillies afin de confirmer le dimensionnement et la faisabilité des ouvrages, de confirmer les quantités de dragage/déroctage ainsi que de confirmer les coûts et le planning de travaux associés.**

## 5.12 Classe sismique

Dans la région des Comores, le risque sismique est considéré de faible à modéré.

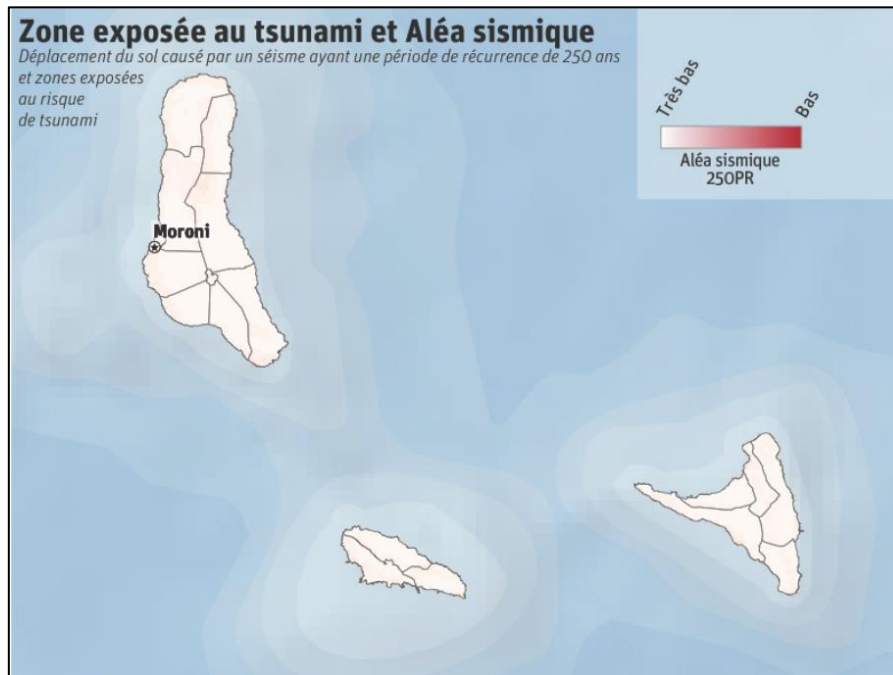


Figure 22 - Carte des risques sismiques aux Comores (Source: Initiative d'évaluation et de financement des risques dans le sud-ouest de l'océan Indien, Groupe de la Banque Mondiale, 2016)

Selon le nouveau zonage sismique du 22 octobre 2010, le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité allant de 1 (zone d'aléa très faible) à 5 (zone d'aléa fort). On supposera que la norme applicable sur l'île de Mayotte est transposable aux îles de Mohéli (Boingoma, Hoani), Grande Comore et Anjouan. Mayotte est située en zone sismique 3 (aléa modéré).

**Les calculs de vérification au séisme devront être menés par l'entreprise titulaire selon l'EN 1998-5 sur la base de la campagne géotechnique.**

## 6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### 6.1 Remblais, enrochements

La ressource locale en matériaux rocheux serait du basalte. Les caractéristiques de celui-ci d'après l'étude sur la disponibilité des matériaux réalisée en 1985 par ADK étaient les suivantes :

Caractéristiques	Densité t/m <sup>3</sup>	Résistance* chimique perte %	Absorptivité eau %
Basalte massif	2,90	3,1	1,90
Basalte spongieux	2,04	6,7	6,14

\* Essai de Santé (solution Mg SO<sub>4</sub>/cinq cycles)

Figure 23 - Caractéristiques du rocher massif et spongieux sur le site de Boingoma (étude ADK, 1985)

La masse volumique pour les calculs de dimensionnement est de :

- 2,80 t/m<sup>3</sup> pour les enrochements ;
- 20 kN/m<sup>3</sup> pour les remblais routier, technique et de couche d'assise des caissons / quais blocs ;
- 19 kN/m<sup>3</sup> pour les remblais de soubassement et de remplissage des caissons / quais blocs ;
- 2,45 t/m<sup>3</sup> pour les blocs artificiels en béton ;
- 2,4 t/m<sup>3</sup> pour du béton coulé sous eau.

### 6.2 Béton armé et non armé

#### 6.2.1 Caractéristiques mécaniques

Les bétons seront soumis aux exigences des classes d'expositions XC4 (alternance d'humidité et de séchage) et XS3 (zone de marnage, zones soumises à des projections ou des embruns) définies par la norme NF EN 206-1/CN.

Le niveau de prévention des risques liés à l'alcali-réaction est le niveau de précautions particulières (niveau B du fascicule FD P18-464).

Le niveau de prévention des risques liés à la réaction sulfatique interne est le niveau Cs (ouvrage de catégorie II et classe d'exposition XH3) selon le document 'Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne' édité par le LCPC en août 2007.

Les bétons coulés en place seront de classe de résistance minimum C35/45 et les bétons pour les éléments préfabriqués seront de classe de résistance minimum C40/50.

Les principales caractéristiques mécaniques de calcul sont données dans le tableau suivant :

Tableau 8 - Caractéristiques mécaniques des bétons

Paramètres	Béton C35/45	Béton C40/50
$f_{ck}$ [MPa]	35	40
$f_{cm}$ [MPa] : Valeur moyenne de la résistance en compression du béton mesurée sur cylindre $f_{cm} = f_{ck} + 8,0$	43	48
$f_{ctm}$ [MPa] : Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton $f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck} \times 2/3$ (<C50/60)	3,2	3,5
$f_{ctk 0,05}$ [MPa] Résistance caractéristique en traction directe du béton (fractile 5 %) $f_{ctk 0,05} = 0,70 \times f_{ctm}$	2,2	2,5
$f_{ctk 0,95}$ [MPa] Résistance caractéristique en traction directe du béton (fractile 95 %) $f_{ctk 0,95} = 1,30 \times f_{ctm}$	4,2	4,6
$E_{cm}$ [MPa] : Module d'élasticité sécant du béton	34 077	35 220

$E_{cm} = 22\,000 \times [f_{cm}/10]^{0.3}$		
$E_{\infty}$ [MPa] : Module d'élasticité long terme $E_{\infty} = E_{cm} / 3$	11 359	11 740
$\epsilon_{c2}$ [-] : Déformation relative en compression du béton au pic de contrainte $f_{ck}$	2 ‰	2 ‰
$\epsilon_{cu2}$ [-] : Déformation relative ultime du béton en compression	3.5 ‰	3.5 ‰

Le coefficient de Poisson pris en compte dans les calculs sera égal à  $\nu=0.2$  pour le béton non fissuré et  $\nu=0$  pour le béton fissuré.

## 6.2.2 Contraintes limites de calcul

Conformément à la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale (article 7.2), les contraintes limites de calcul sont données dans le tableau suivant :

Tableau 9 - Contraintes limites de calcul

Etat de calcul	Béton C35/45	Béton C40/50
ELU Fondamental	$\sigma_{st} < f_{ck} / \gamma_c = 35/1.5 = 23.3$ MPa	$\sigma_{st} < f_{ck} / \gamma_c = 40/1.5 = 26.7$ MPa
ELS Caractéristique et fréquent	$\sigma_{st} < k_1 \times f_{ck} = 0.6 \times 35 = 21$ MPa	$\sigma_{st} < k_1 \times f_{ck} = 0.6 \times 35 = 21$ MPa
ELS Quasi permanent	$\sigma_{st} < k_2 \times f_{ck} = 0.45 \times 35 = 15.8$ MPa	$\sigma_{st} < k_2 \times f_{ck} = 0.45 \times 40 = 18$ MPa

Le coefficient d'équivalence acier/béton est pris égal à  $n=15$ .

## 6.3 Armatures pour béton armé

### 6.3.1 Type d'armatures

Les armatures pour béton armé seront des armatures à haute adhérence, conformes à la norme NF A 35-080-1 et de nuance B500B (limite élastique supérieure à 500 MPa). En fonction des besoins, des ronds lisses en aciers doux et de nuance B235C (limite d'élasticité 235 MPa) pourront être mis en place. Leur utilisation sera limitée aux armatures de frettage, barres de montage, chaises, épingles, armatures en attente de diamètre inférieur ou égal à 16mm si elles sont exposées à un pliage suivi d'un dépliage.

### 6.3.2 Classe structurale

Conformément à la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale (4.4.1.2 (5) Note), la classe structurale recommandée pour une durée d'utilisation d'un ouvrage de génie civil courant de 50 ans est S4.

### 6.3.3 Maîtrise de la fissuration

Le critère d'ouverture de fissures sera pris égal à  $w_{max} = 0.2$  mm sous sollicitations caractéristiques. Les justifications de ce critère seront menées sans calcul direct en limitant (article 7.3.3 de la norme NF EN 1992-1-1) :

- L'espacement des armatures sur les faces tendues à  $5x (c + \Phi/2)$
- Les contraintes des armatures des faces tendues à :
  - ▶  $1000 \times w_{max} = 200$  MPa pour les éléments fléchis
  - ▶  $600 \times w_{max} = 120$  MPa pour les éléments tendus

### 6.3.4 Enrobage

L'enrobage est déterminé conformément à l'article 4.4.1 de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale :

- $c_{nom}$  : enrobage nominal de toute armature –  $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$
- $\Delta c_{dev}$  : tolérance d'exécution -  $\Delta c_{dev} = 10$  mm

- $c_{min,b}$  : enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence -  $c_{min,b} = \Phi$ , diamètre nominale
- $c_{min,dur}$  : enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement
- $\Delta c_{dur,y}$  : marge de sécurité -  $\Delta c_{dur,y} = 0$  mm
- $\Delta c_{dur,st}$  : réduction en cas d'emploi d'acier inoxydable -  $\Delta c_{dur,st} = 0$  mm
- $\Delta c_{dur,add}$  : réduction en cas d'une protection supplémentaire -  $\Delta c_{dur,add} = 0$  mm
- $c_{min} = \max [c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}] = 45$  mm

$$\rightarrow c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 55 \text{ mm}$$

### 6.3.5 Contraintes limites de calcul

Conformément à la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale (article 7.2), les contraintes limites de calcul sont les suivantes :

- $\gamma_s = 1.15$  pour les ELU
- $\gamma_s = 1.0$  pour les ELS
- $f_{yk} = 500$  MPa
- ELU fondamental :  $\sigma_{st} < f_{yk} / \gamma_s = 435$  MPa
- ELS caractéristique :  $\sigma_{st} < k_3 \times f_{yk} = 400$  MPa
- ELS fréquent et quasi-permanent (cf. § 6.3.3)
  - ▶  $\sigma_{st} < 200$  MPa (éléments fléchis)
  - ▶  $\sigma_{st} < 120$  MPa (éléments tendus)

### 6.3.6 Adhérence acier-béton

#### 6.3.6.1 Contrainte d'adhérence ultime $f_{bd}$

La contrainte ultime d'adhérence  $f_{bd}$  est évaluée conformément à l'article 8.4.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale :

- $f_{bd} = 2.25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$  (NF EN 1992-1-1, article 8.4.2)
- $\eta_1 = 1.0$  si conditions d'adhérence « bonnes » ; 0.7 sinon
- $\eta_2 = 1.0$  si armatures de diamètre jusqu'à  $\Phi=32$  mm, =  $(132 - \Phi)/100$  sinon,
- $f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.50$  MPa pour béton C35/45, 1.64 MPa pour béton C40/50

#### 6.3.6.2 Longueur d'ancrage de référence $l_{b,rqd}$

La longueur d'ancrage de référence  $l_{b,rqd}$  est évaluée conformément à l'article 8.4.3 de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale :

- $l_{b,rqd} = (\Phi \times \sigma_{sd}) / (4 \times f_{bd})$  avec
- $\sigma_{sd} = f_{yd} \times (A_{s,calcul} / A_{mis \text{ en place}}) \leq f_{yd}$  : contrainte de calcul de la barre

#### 6.3.6.3 Longueur de recouvrement $l_0$

La longueur de recouvrement  $l_0$  est évaluée conformément à l'article 8.7.3 de la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale :

Par simplification nous retenons  $l_0 = \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq \max [0.3 \alpha_6 \times l_{b,rqd}; 15 \Phi; 200 \text{ mm}]$

Tableau 10 - Longueur de recouvrement

	Béton C35/45		Béton C40/50	
	1.0 (bonnes)	0.7 (autres)	1.0 (bonnes)	0.7 (autres)
Diamètre des armatures	1.0 ( $\Phi_{max} = 32$ mm)	1.0 ( $\Phi_{max} = 32$ mm)	1.0 ( $\Phi_{max} = 32$ mm)	1.0 ( $\Phi_{max} = 32$ mm)
$f_{bd}$	3.37 MPa	2.36 MPa	3.68 MPa	2.58 MPa
$l_{b,rqd}$	32 $\Phi$	46 $\Phi$	30 $\Phi$	42 $\Phi$
$l_0$	45 $\Phi$	65 $\Phi$	41 $\Phi$	59 $\Phi$

# 7. CRITERES ET METHODE DE CONCEPTION – HYDRAULIQUE MARITIME

## 7.1 Critères de franchissement

Le critère de franchissement (en l/m/s) retenu est de 10 l/m/s à 50 ans.

## 7.2 Critères de stabilité

### 7.2.1 Stabilité générale – grand glissement

La stabilité générale de la digue devra être étudiée selon la méthode de Bishop par des ruptures de type circulaire.

La vérification au grand glissement sera à réaliser avec le logiciel TALREN 5.

- Calcul en situations durables et transitoires

La vérification de la stabilité de la digue sera basée sur la vérification de la stabilité générale des ouvrages en sol renforcé, décrite dans la norme NFP 94-270 issue de l'Eurocode 7 – NF EN 1997-1 : 2005, Calcul Géotechnique, règles générales partie 1 et l'annexe nationale NF EN 1997 : 2006 AN.

- Calcul accidentel – houle de projet

La norme NF EN 1998-5 définit les pondérations à appliquer sur les paramètres de résistance au cisaillement du sol. Les surcharges d'exploitation sont prises en compte, conformément au chapitre 7.2.3 de la norme NFP 94-270.

Un coefficient de sécurité final  $F \geq 1,00$  est recherché pour les cas statiques et accidentels de l'ouvrage final (phase d'exploitation), avec application des coefficients de sécurité partiels.

Les pondérations considérées sont rappelées ci-dessous :

Paramètre	Coeff. de pondération	Valeur du coefficient à considérer		Remarques
		statique	accidentel houle projet	
<b>Facteur de modèle</b>	$\gamma_{R,d}$	1.20	1.00	ouvrage sensible aux déformations
<b>Poids des structures</b>	$\gamma_{GMax}$	1.00	1.00	favorable
<b>Poids des sols</b>	$\gamma_G$	1.00	1.00	-
<b>Surcharges variables</b>	$\gamma_Q$	1.30	1.00	-
<b>Angle de frottement interne des sols</b>	$\gamma_{\phi'}$	1.25	1.25	à appliquer en $\tan\phi$
<b>Cohésion effective des sols</b>	$\gamma_c$	1.25	1.25	
<b>Cohésion non drainée des sols</b>	$\gamma_{Cu}$	1.40	1.40	
<b>Coefficient de méthode</b>	$\gamma_{R,e}$	1.00	1.00	

Tableau 11 : Récapitulatif des coefficients de pondération pour les calculs de stabilité générale

**Les calculs de vérification au grand glissement de la digue et du brise lame devront être menés par l'entreprise titulaire sur la base de la campagne géotechnique.**

### 7.2.2 Carapace / merlon

Dans le cas d'un prédimensionnement d'un ouvrage en enrochements :

- La géométrie du merlon est conçue d'après le Rock Manual en choisissant comme critère un coefficient de transmission de la houle par l'ouvrage nul.
- La taille des enrochements de la carapace est dimensionnée par la formule de Hudson.

$$V = \frac{H_s^3}{K_D \left[ \frac{d}{d_0} - 1 \right]^3 \cot g \alpha}$$

Où :

HS : Hauteur de houle significative,

KD : Coefficient de stabilité hydraulique,

d : densité du béton,

d0 : densité moyenne de l'eau de mer,

Cotg  $\alpha$  : pente du talus

Dans le cas d'une utilisation de blocs artificiels pour la carapace, la taille des blocs de la carapace sera définie suivant les recommandations des guides de conception de chacun des détenteurs de brevet.

- Recommandations pour le le bloc Accropode™ II - CLI (Concrete Layer International)
- Recommandations pour le le bloc Xblocs™ - DMC (Delta Marine Consultants)
- Recommandations pour le le bloc Cubipodes™ - SATO Sociedad Anónima Trabajos y Obras)

### 7.2.3 Noyau et sous-couches

La taille de blocs de la sous-couche de la digue sera relative à la taille des blocs artificiels. Elle est définie en accord avec les recommandations des détenteurs des brevets des blocs (par exemple blocométrie de sous-couche comprise entre 7 et 14% de la masse du blocs artificiel pour une carapace en blocs Accropodes™ II).

Dans le cas d'un prédimensionnement d'un ouvrage en enrochements, les sous-couches et noyaux seront retenus de manière à respecter les règles de filtres classiques (stabilité interne, rétention, perméabilité) :

- critère de perméabilité :

$$\frac{D_{15+}}{d_{15-}} > 5$$

Si le matériau de la couche supérieure considérée a une granulométrie étalée ( $D_{85}/D_{15} > 1.5$ ), alors il suffit de respecter :

$$\frac{D_{15+}}{d_{15-}} > 1$$

- critère de rétention :

$$\frac{D_{15+}}{d_{85-}} < 5$$

- stabilité interne pour la couche inférieure :

$$\frac{d_{60}}{d_{10}} < 10$$

(Dx correspond aux dimensions de la couche supérieure, dx à celles de la couche inférieure).

### 7.2.4 Butée de pied

Le dimensionnement théorique de la butée de pied en enrochements de la protection maritime sera réalisé au moyen de la formule de Van Der Meer *et al.* (1995). Cette dernière prend en compte un taux de dommages (Nod) et s'applique à la butée de pied de taille standard d'une largeur de 3 à 5 blocs et d'une épaisseur de 2 à 3 blocs. Son expression est la suivante :

$$HS = \Delta \cdot Dn50 \cdot (2 + 6,2 \cdot (ht/h)^{2,7}) \cdot Nod^{0,15}$$

Avec :

- ht : hauteur d'eau au-dessus de la butée
- h : hauteur d'eau au-dessus du pied de la butée
- Nod : niveau de dommage. On considère dans l'étude un Nod de 0,5, correspondant à « pas de dommages ».

La masse des blocs obtenue est comparée aux préconisations des guides de conception des détenteurs de brevets selon le type de blocs de la carapace.

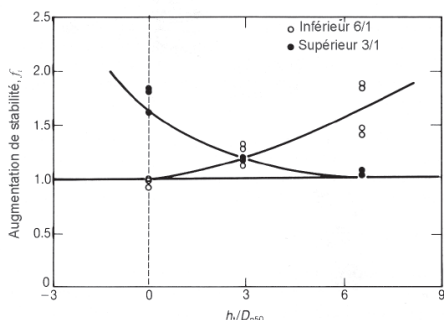
En première approche, nous considérerons que la butée de pied ne sera pas ensouillée car le sol d'assise sera directement la roche basaltique affleurante.

### 7.2.5 Butée de pied en blocs artificiels

Le Guide des enrochements propose une méthode de dimensionnement des enrochements de carapace dans le cas de pentes composées (5.2.8 – Van der Meer (1990)). En se basant sur un dimensionnement de carapace pour un talus uniforme, la stabilité du talus composé est ensuite exprimée en augmentant le facteur de stabilité  $f_i$ .

La méthode est la suivante :

- Calcul du Dn50 requis pour un talus de pente continue (par exemple par la méthode de carapace donnée ci-dessus) ;
- Détermination de la valeur réduite du Dn50 en divisant le diamètre Dn50 théorique par le facteur de sécurité  $f_i$ , défini par lecture de la figure ci-dessous :



**Note :**  $h_t$  (m) est la hauteur de la transition par rapport au niveau de l'eau au repos;  $h_t$  est positive si la transition se trouve sous le niveau de l'eau.

**Figure 5.70**  
Coefficients d'accroissement de la stabilité,  $f_i$ , pour des talus en enrochement naturel composés

La méthode prend en compte un talus inférieur de 6H:1V.

### 7.2.6 Tapis anti-affouillement

La butée de pied n'étant pas ensouillée, il ne sera pas considéré de tapis anti-affouillement.

### 7.2.7 Assise des caissons / quais blocs

La méthodologie retenue pour la vérification de la stabilité des enrochements constituant l'assise des caissons ou des blocs de quai est issue du Guide Enrochement (2009,[R23]). Il y est étudié la stabilité d'ouvrages de fond par le calcul de la vitesse orbitale induite par la propagation de la houle (équation 5.173) :

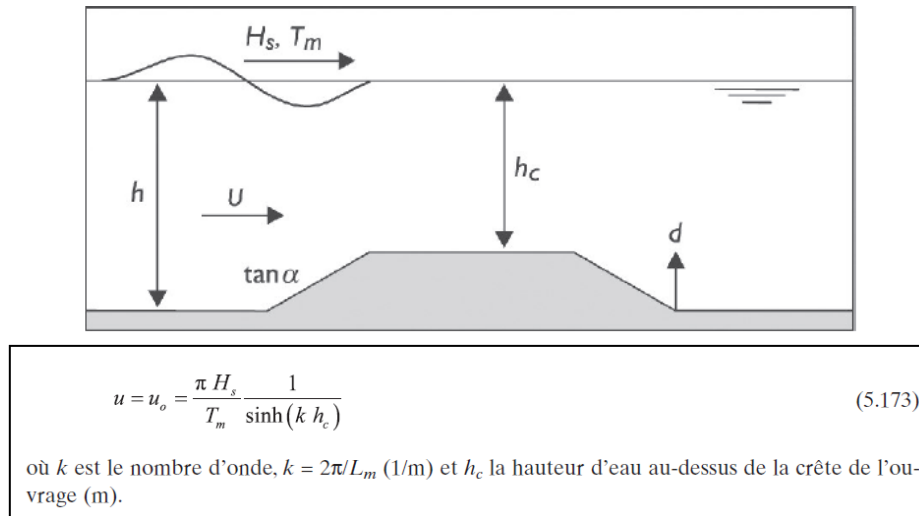


Figure 24 : Calcul de la vitesse orbitale en profondeur - extrait du Guide Enrochement (2009) – Eq 5.173

La taille de l'enrochement associé est déterminée par la formule suivante :

$$D_{n50} = \frac{u^2}{g \Delta} \left( \frac{0.2 a \sqrt{N}}{S_d} \right)^{1/3}$$

avec :

- $D_{n50}$  : diamètre nominale médian des enrochements [m],
- $u$  est la vitesse orbitale au niveau de l'arase de l'assise [m/s],
- $\Delta = \rho_{roc} / \rho_{eau} - 1$  est la densité relative de la roche,
- $N$  est le nombre de vague durant la tempête considérée,
- $a$  est un facteur de sécurité,
- $S_d$  est le taux de dommage visé.

Le coefficient de sécurité  $a$  est pris égal à 3 comme préconisé par le Guide des enrochements pour les assises des caissons. En revanche, pour les quais blocs, les assises seront exposées sur des plus courtes durées (cycle d'avancement plus rapide), et le coefficient  $a$  est pris égal à 1.

Le taux de dommage retenu pour un dimensionnement dépend du type d'ouvrage étudié. On retient :

- $S_d = 2$  pour les couches de réglages, ce qui correspond à un « début de dommage ». En effet, un reprofilage trop important n'est pas admissible pour la couche de réglage avant pose du caisson ;
- $S_d = 20$  pour les couches d'assise : un reprofilage léger peut avoir lieu, ce qui est acceptable car la couche de réglage corrigera le niveau cible pour la pose des caissons.

Les règles de filtres classiques présentées dans la partie « noyau et sous-couches » pourront éventuellement être vérifiées entre le(s) matériau(x) d'assise des caissons/quais-blocs et le noyau de la digue.

## 7.3 Agitation admissible

L'ensemble des opérations portuaires au sein du port de Boingoma sera limitée à 50cm de houle derrière la digue de protection.

Pour la zone d'implantation des pontons flottant accueillant les embarcations passagers (bateau à coque en « V »), la limitation est abaissée à 30cm. Selon la nouvelle géométrie de ouvrage et les études d'agitation §0

page 106 et §0 page 107), ces conditions sont assurées 97% du temps. Au-delà de ce niveau, l'accueil des passagager doit être interrompu. En cas d'allerte cyclonique, les embarcation doivent être amarrés sur corps morts.

## 8. CRITERES ET METHODE DE CONCEPTION – OUVRAGES GENIE CIVIL

### 8.1 Actions permanentes (G)

#### 8.1.1 Poids propre des ouvrages (Gpp)

Conformément à l'article 4.1.2 (5) de la norme NF EN 1990, le poids propre de la structure peut être représenté par une valeur caractéristique unique calculée sur la base des dimensions nominales figurant sur les plans d'exécution et des poids volumiques suivantes :

- poids volumique du béton armé : 25 kN/m<sup>3</sup>,
- poids volumique de l'eau de mer : 10.26 kN/m<sup>3</sup>
- poids volumique de l'acier: 78.5 kN/m<sup>3</sup>
- passerelle d'accès aux pontons : 0.5kN/ml
- enrochements naturels : 2.8 t/m<sup>3</sup>
- enrochements artificiels : 2,45 t/m<sup>3</sup>
- remblai d'apport : 1,9 t/m<sup>3</sup>

#### 8.1.2 Poussée-butée des sols (Gsol)

##### 8.1.2.1 Soutènement

Les modules de réaction horizontaux sont calculés avec la formule de Schmitt conformément à la norme NF P 94-282 (document d'application nationale de l'EC 7).

Les coefficients de poussée et de butée sont déterminés par les tables de Caquot- Kerisel.

Le coefficient  $k_0$  de poussée des terres au repos est calculé par application de la formule de Jaky pour les sols pulvérulents et pris égal à 0.5 pour les matériaux cohérents.

L'inclinaison de la résultante de la poussée sur l'écran est prise égale à 0°.

L'inclinaison de la résultante de la butée est prise égale à  $-2/3 \varphi$ .

#### 8.1.3 Action de l'eau (W)

L'action de l'eau est considérée comme une action permanente, son caractère variable étant pris en compte à travers les différentes situations de projet détaillées au §9.2.

#### 8.1.4 Retrait et fluage

A ce stade du projet et conformément à ROSA 2000, le retrait ne sera pas pris en compte dans le dimensionnement des ouvrages.

### 8.2 Actions variables

#### 8.2.1 Charge de pré-stockage de conteneurs (Sstoquai)

Selon le cahier « Charges d'exploitation » de la série « Actions » de ROSA 2000, les charges de stockage sont définies selon leur implantation et sont multipliées par un coefficient partiel fonction de l'incertitude sur la définition de ces charges. Sur ce projet, seules des charges de pré-stockage seront considérées.

Les charges de stockages ELS seront donc les suivantes :

- Charge de pré stockage de 2 t/m<sup>2</sup> Sstoquai



**B4.3.4. Engin de manutention de conteneurs : Kalmar DRD 450-65S5**

Les terre-pleins et les quais du port de Dégrad des Cannes sont circulés par des engins de manutention de conteneurs de type KALMAR DRD 450-65S5.

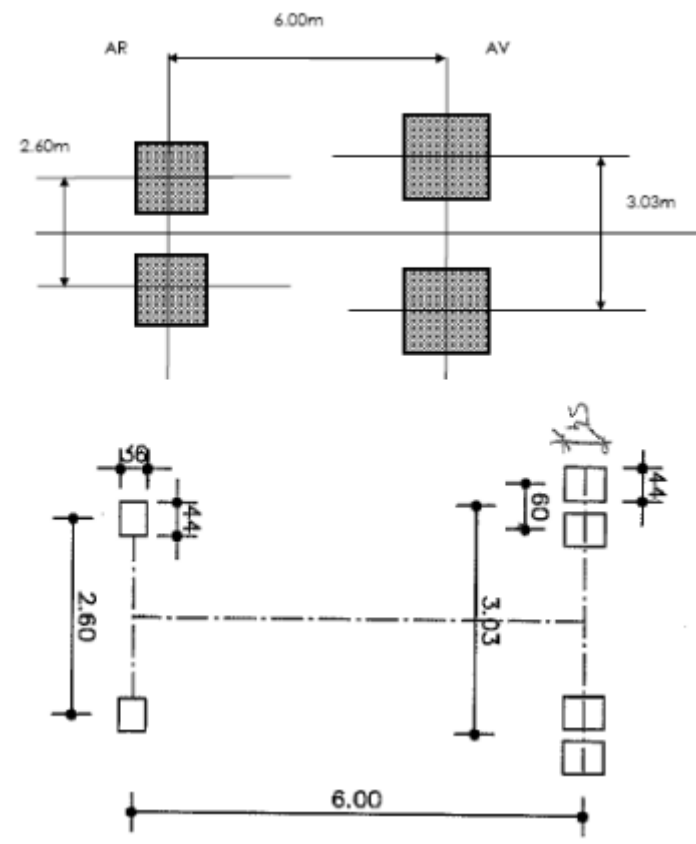
**Caractéristiques du cas de charge:**

Les caractéristiques et charges principales du KALMAR sont récapitulées ci-dessous (pression de gonflage des pneumatiques = 1 MPa = 100 t/m<sup>2</sup>) :

<b>Cas n°1 : KALMAR en position de levage L4 ou condu ite avec colis de 45 t</b>	
Q <sub>els</sub> maxi essieu avant	98.2 t
Q <sub>els</sub> conco essieu arrière	13.2 t

<b>Cas n°2 : KALMAR en position de levage L4 ou condu ite avec colis de 30 t</b>	
Q <sub>els</sub> maxi essieu avant	76.7 t
Q <sub>els</sub> conco essieu arrière	19.7 t

Ce cas est courant et compatible avec d'autres surcharges. La fissuration sera considérée comme très préjudiciable.



**8.2.2.2 Semi-remorques**

Les attelages sont des tracteurs avec des remorques de taille conventionnelle pour un qui marchandises.

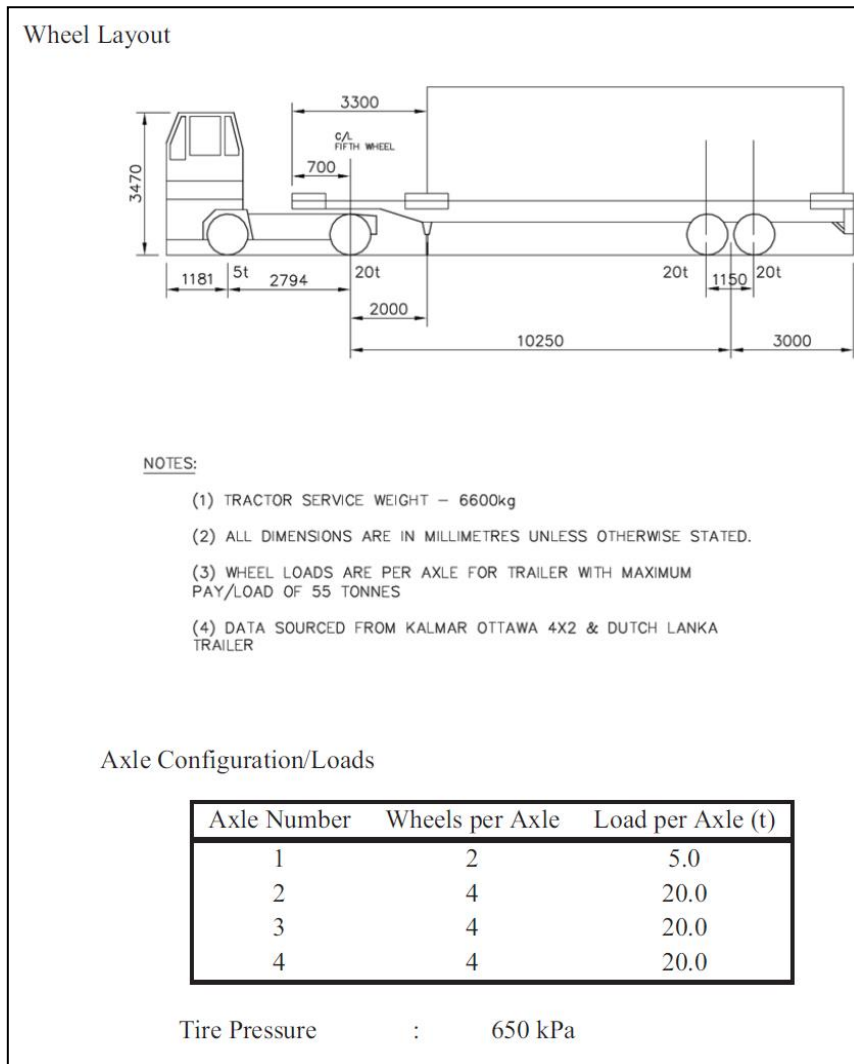


Figure 26 - Caractéristiques Camion Projet

Des semi-remorques, adaptés au transport de marchandises pourront venir se positionner à tout endroit du quai.

### 8.2.3 Charge d’amarrage (AM)

D’après le *Port designer handbook : Recommendations and guidelines*, Carl A. Thoresen, la capacité des bollards en fonction du déplacement du navire est la suivante :

Table 4.9. Bollard load P and approximate spacing

Ships with displacement in tons up to	Bollard load P in kN	Approximate spacing between bollards in metres	Bollard load normal from the berth in kN/m berth	Bollard load along the berth in kN/m berth
2000	100	5–10	15	10
5000	200	10–15	15	10
10 000	300	15	20	15
20 000	500	20	25	20
30 000	600	20	30	20
50 000	800	20–25	35	20
100 000	1000	25	40	25
200 000	1500	30	50	30

Il sera positionné des bollards 200 kN tous les 10m.

Les efforts d'amarrage s'appliquent au niveau des bollards.

## 8.2.4 Charge d'accostage (AC)

### 8.2.4.1 Evaluation de l'énergie d'accostage

$$E = C_M \times C_E \times C_S \times C_C \times (1/2 \times D / g \times v^2)$$

Avec :

$C_M$  = coef masse ajoutée

$C_E$  = coef excentricité

$C_S$  = coef de souplesse de coque

$C_C$  = coef de configuration de quai

4 méthodes pour calculer  $C_M$  :

GRIM ->  $1.3 + 0.8 (T/B)$

STELSON ->  $1 + 0.25\pi T^2 L \times (\rho_{sw}/M_D)$

VASCO COSTA ->  $1 + 2 (T/B)$

RUPERT ->  $0.9 + 1.5 (T/B)$

On retiendra

$C_M = 1.694$

$C_E = 0.7$  pour des défenses extérieures

$C_S = 1$  pour ouvrages protégés et navires récents

$C_C = 0.8$  pour un mur de quai plein

Selon les graphiques de l'AIPCN permettant d'estimer les vitesses d'accostage selon le déplacement du navire et les difficultés du poste [R22], nous considérerons une vitesse d'accostage de calcul de 0.4 m/s.

Energie d'accostage nominale :

$E = 197 \text{ kN.m}$

Energie d'accostage accidentelle:

$E = 345 \text{ kN.m}$  (Application d'un coefficient de 1.75 conformément au PIANC – Guidelines for the Design of Fender Systems)

### 8.2.4.2 Réaction d'appui de la défense

Conformément aux recommandations du guide ROSA 2000, les valeurs des réactions nominales  $R_n$  tirées des catalogues fournisseur sont à pondérer par des coefficients ( $k_1, k_2$ ) afin d'en déduire les valeurs de calcul.

Les coefficients partiels ci-après sont à appliquer à la courbe effort-déflexion du constructeur. Ils prennent en compte les trois facteurs « portuaires » suivants :

- Température
- Vitesse d'accostage : le choix de la colonne ci-dessous doit être cohérent avec la valeur représentative de la vitesse d'accostage considérée (dans le scénario d'accostage considéré : fondamental, rare, accidentel etc.)
- Fréquence d'accostage : il s'agit de la fréquence d'utilisation de la défense quelle que soit l'intensité du choc (indépendamment donc des valeurs représentatives de l'accostage)

Fréquence d'accostage	Température	Vitesse d'accostage			
		< 0,3 m/s	0,3 m/s	0,6 m/s	≥ 0,9 m/s
journalière	35°C	0,93	1,12	1,21	1,30
	15°C	1,00	1,20	1,30	1,40
	-10°C	1,24	1,48	1,61	1,73
hebdomadaire	35°C	0,98	1,18	1,27	1,37
	15°C	1,05	1,26	1,36	1,47
	-10°C	1,30	1,56	1,69	1,82
mensuelle	35°C	1,03	1,23	1,34	1,44
	15°C	1,10	1,32	1,43	1,54
	-10°C	1,36	1,64	1,77	1,91
annuelle	35°C	1,13	1,35	1,46	1,58
	15°C	1,21	1,45	1,57	1,69
	-10°C	1,50	1,79	1,94	2,09

Pour le quai de Boingoma, il est envisagé une fréquence journalière, des vitesses d'accostage comprises entre 0.3 m/s et 0.4 m/s, et des températures pouvant avoisiner 35°C. Nous prendrons donc  $k_1 = 1,15$ .

Le facteur  $k_2$  est relatif à l'incertitude du constructeur, l'accostage oblique éventuel, le frottement longitudinal éventuel et l'excentrement éventuel du choc.

Le projet sera équipé de défenses trapézoïdales.

Les coefficients  $k_2$  pour ce type de défenses à prendre en compte sont :

État de calcul	ELS	ELU
$k_{2min}$	0,95	0,90
$k_{2max}$	1,10	1,20

L'énergie d'accostage permet de déterminer les réactions nominales des défenses. Nous retiendrons pour le quai de Boingoma les réactions nominales d'une défense trapézoïdale de type TD-B600H G3 placée dans le sens vertical permettant de reprendre le marnage important. Nous avons donc par ml de défense :  $R_n = 104 \text{ kN}$

$$E_n = 412 \text{ kN.m}$$

Vérification de la reprise de l'énergie d'accostage :

$$k_1 * k_2 * E_n = 1.15 * 0.90 * 412 = 426 \text{ kN.m} > 345 \text{ kN.m (énergie d'accostage accidentelle)}$$

Les réactions d'appui par défense résultent de l'application des coefficients globaux.

$$F = R_n \times k_1 \times k_2$$

État	MIN	MAX
ELS	113.6 kN	131.6 kN
ELU	107.6 kN	143.5 kN

Les défenses seront disposées selon les dispositions structurelles retenues et de manière à garantir 3 point d'accostage différents pour les différents navires projets.

Les efforts d'accostage s'appliquent dans l'axe des protections.

## 9. COMBINAISONS D’ACTIONS

Les combinaisons d’actions sont définies conformément aux Normes NF EN 1990, NF EN 1990/A1 et NF EN 1990/NA.

### 9.1 Dénomination des actions élémentaires

On considérera les actions élémentaires suivantes :

- Charges permanentes :
  - ▶ Poids propre du quai Gpp
  - ▶ Action du sol Gsol
- Efforts d’amarrage : AM
- Efforts d’accostage : AC
- Surcharges d’exploitation : S
  - ▶ Charge de stockage sur quai Sstoquai
  - ▶ Charges roulantes : Sroul

### 9.2 Définition des situations de projet

#### 9.2.1 Généralités

Les étapes de la vie de l’ouvrage sont appelées situations de projet. Une situation est déterminée par l’ensemble des conditions du projet régnant pendant un certain intervalle de temps durant lequel les distributions ou processus de toutes les données de la sécurité de l’ouvrage peuvent être considérés comme constants. Une situation doit tenir compte de la géométrie du site et de l’ouvrage, des actions appliquées à l’ouvrage, des propriétés des sols et des matériaux constitutifs de l’ouvrage, des conditions hydrauliques, de l’environnement de l’ouvrage en général...

On distinguera les situations ci-après :

- Durables : de longue durée d’application, elles correspondent en général à l’exploitation normale de l’ouvrage,
- Transitoires : de courte durée d’application, ce sont par exemple les situations de construction, de maintenance, d’exploitation particulière ou exceptionnelle,
- Accidentelles : de très courte durée d’application, elles sont liées à une configuration accidentelle de l’ouvrage ou à une action accidentelle,

Il est important de préciser que les situations de projet se rapportent à un seul ouvrage. Celles-ci seront définies selon le type d’ouvrage auquel elles se rapportent et selon le site du projet.

Dans le tableau synthétique ci-après, les actions appliquées au quai sont classées selon la situation étudiée :

	Situation durable	Situations accidentelles
<b>Phase</b>	<b>Exploitation</b>	<b>Cyclone</b>
<b>Sol</b>	Long terme	Court terme
<b>Eau</b>	Niveau moyen	Niveaux extrêmes
<b>États limites</b>	ELS-ELU F	ELUA
<b>Charges ou actions permanentes</b>	Poids propres	Poids propres
	Actions du sol	Actions du sol
<b>Paramètres ou actions variables</b>	Surcharges de stockage	Surcharges de stockage
	Charges roulantes	
	Efforts d’amarrage et d’accostage	Efforts d’amarrage et d’accostage

## 9.2.2 Situation de projet au cours de l'exécution des travaux

Lors de l'exécution des travaux, des situations provisoires seront à étudier. Il s'agit selon ROSA 2000 des situations transitoires en cours de construction. Comme indiqué dans ce guide, « les vérifications en situations transitoires en cours de construction sont en général de la responsabilité de l'Entreprise ». Ceci s'explique par le fait qu'à ce stade, les techniques et moyens de réalisation ne sont pas arrêtés. Il ne serait donc pas pertinent de mener dès à présent ces vérifications.

Néanmoins, les pièces des marchés concernées comprendront des prescriptions sur les phases provisoires. A titre indicatif, nous proposons ici les principaux éléments :

- La protection des ouvrages devra être assurée pour tous les éléments et à toutes les étapes de construction, en intégrant les sollicitations cycloniques
- En situation transitoire, les coefficients de pondérations sur les actions, sur les paramètres géométriques, sur les surcharges, et sur le modèle seront les mêmes que pour les situations durables
- Durant la phase de réalisation des travaux, les structures doivent être justifiées pour les situations transitoires avec des événements climatiques de période de retour 25 ans.

## 9.3 Combinaisons d'actions ELS

### 9.3.1 ELS Caractéristique

Les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$G_{k,sup} + G_{k,inf} + W_{sup} + W_{inf} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{o,i} Q_{k,i}$$

Avec

- $G_{k,sup}$  : action permanente défavorable
- $G_{k,inf}$  : action permanente favorable
- $W_{sup}$  : poussée hydrostatique favorable
- $W_{inf}$  : poussée hydrostatique défavorable

### 9.3.2 ELS Fréquent

Les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$G_{k,sup} + G_{k,inf} + W_{sup} + W_{inf} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

### 9.3.3 ELS Quasi-permanent

Les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$G_{k,sup} + G_{k,inf} + W_{sup} + W_{inf} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

## 9.4 Combinaisons d'actions ELU

### 9.4.1 ELU Fondamental

Les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$\gamma_{Gsup} G_{k,sup} + \gamma_{Ginf} G_{k,inf} + \gamma_{Wsup} W_{sup} + \gamma_{Winf} W_{inf} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{o,i} Q_{k,i}$$

### 9.5 Combinaisons d’actions sismiques

Les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$G_{k,sup} + G_{k,inf} + W_{sup} + W_{inf} + E + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

### 9.6 Approche de calculs et coefficients

L’approche de calcul est l’approche 2 : les facteurs partiels sont appliquées d’une part aux actions et aux effets des actions et d’autre part aux paramètres de résistance soit la combinaison d’ensemble de facteurs partiels est : A1+M1+R2.

Les coefficients partiels  $\gamma$  à prendre en compte pour les actions sont les suivants :

Actions	$\gamma_{q\ ELS}$	$\gamma_{q\ ELUF}$	$\gamma_{q\ ACC\ CYCLONE}$
Charges permanentes (G)			
Défavorables (Gdéfav)	1	1.35	1
Favorables (Gfav)	1	1	1
Température	1	1.35	1
Accostage (AC) (variable) <i>Cahier « défenses d’accostage » ROSA 2000, paragraphes 5.3.3.1 et 5.3.3.2</i>	1.09 / 1.265	1.035 / 1.38	0
Amarrage (AM) (variable) <i>Cahier « Amarrage » ROSA 2000, paragraphe 4.2.2.3</i>	1	1.5	1
Surcharges d'exploitation (S)			
Charges de stockage sur quai	1	1.5	1
Charges roulantes <i>Cahier « charges d’exploitation » ROSA 2000,paragraphe, paragraphe 3.3.4.2</i>	1	1.2	0

Pour la combinaison des différentes actions, les valeurs des coefficients d'accompagnement  $\psi$  sont les suivantes :

Actions variables de base	Valeur de combinaison $\Psi_0$	Valeur fréquente $\Psi_1$	Valeur quasi-permanente $\Psi_2$
Action de l'eau (Eeau)	0	0	0
Accostage (AC)	1	1	0
Amarrage (AM) Cahier « Amarrage » ROSA 2000, paragraphe 4.2.2.3	1	0,2	0,2
Surcharges d'exploitation (S)			
Charges de stockage sur quai	0,77	0,6	0,4
Charges roulantes Cahier « charges d'exploitation » ROSA 2000, paragraphe 3.4	0,77	0,5	0

Lorsqu'il y a compatibilité et indépendance statistique entre deux actions variables qui figurent en base et en accompagnement, le coefficient de combinaison  $\Psi_0$  est forfaitairement pris égal à 0.77 pour l'une comme pour l'autre (paragraphe 3.3.1 du cahier « Situations et combinaisons d'actions » de ROSA 2000).

Pour les charges de stockage, on attribue un coefficient  $\Psi_0$  égal à la plus grande des valeurs de 0.77 et du  $\Psi_1$  retenu (on doit avoir  $\Psi_0 \geq \Psi_1$ ), quelle que soit l'action variable de base (paragraphe 3.3.3 du cahier « Situations et combinaisons d'actions » de ROSA 2000).

Lorsque, en situation accidentelle, une charge ne peut être qu'en action de base, alors  $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  et  $\Psi_2$  sont égaux à 0.

## 10. DESCRIPTION DES AMENAGEMENTS

### 10.1 Principes de fonctionnement

Pour rappel, les principaux principes retenus sont les suivants :

- Un doublement de la largeur de la jetée d'accès afin de permettre les trafics de camions, passagers et véhicules, pêcheurs, etc.
- Un élargissement des quais pour fluidifier et sécuriser les opérations et autoriser un minimum de stockage temporaire sur le quai marchandises
- Les cotes de dragage permettent l'accès des navires de marchandises et ferries
- Le chenal d'accès n'autorisera pas le croisement des navires
- Le cercle d'évitage sera égal à deux fois la longueur du navire
- L'accessibilité des ferries sera limitée : pour les périodes de vives-eaux à marée basse

#### 10.1.1 Accès terrestre

L'accès terrestre se fera par l'entrée actuelle du port.



Figure 27 - Accès terrestre (source : Google Earth)



Figure 28 - Portail et accès actuels (source : EGIS, 09/2021)

Des clôtures et un portail seront mis en place afin de sécuriser l'entrée depuis la route.

### 10.1.2 Accès maritime

L'accès maritime est représenté dans les différents plan-masse en annexe. Il consiste à utiliser la passe d'entrée naturelle. Seule la souille du quai marchandises est approfondie pour garantir une cote d'accès à -5.50m minimum dans le prolongement du chenal.

Des bouées de balisage du chenal seront mises en place pour la signalisation pour guider les navires vers l'entrée du port dans une zone garantissant -5.50mCM, ainsi que qu'une balise fixe lumineuse babord au niveau du musoir.

Signalisation maritime complète :

- 21 balise fixe lumineuse
- 5 bouées lumineuses de balisage du chenal

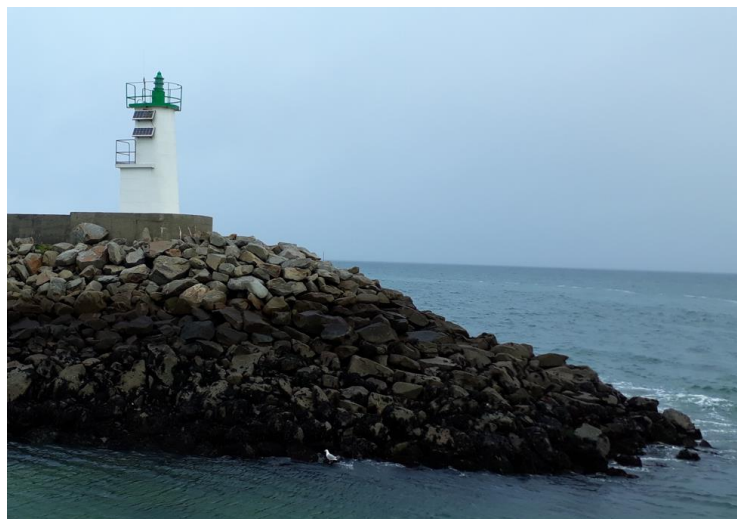


Figure 29 – Exemple de feu Tribord au niveau du musoir d'entrée de port (source : EGIS, 01/2021)

## 10.2 Digos

### 10.2.1 Digos d'accès

Les enrochements de la digue existante seront démontés. Le noyau existant sera conservé et élargi afin d'atteindre l'objectif d'une route circulable de 7m de large en tête d'ouvrage. La longueur de la digue d'accès est de 325ml.



Figure 30: Vue en plan digue d'accès

#### 10.2.1.1 Digue d'accès en section courante

La digue, dans son état final, sera composée :

- D'un noyau composé de matériaux d'apport et de matériaux de récupération de la digue existante dont les caractéristiques sont évaluées à un remblai 1-500kg.
- Une protection du noyau en enrochements 0.3-1t sur 1.30m d'épaisseur
- Au Nord, d'une butée de pied en enrochements 60-300kg
- D'un mur chasse mer en forme de T, avec semelle circulable, en béton armé d'épaisseur 50cm
- D'une chaussée de 7m de large

La digue est posée sur un sol dur de type basalte à la côte théorique de +0.50m CM. La crête de digue fixée à +6.50m CM permettra un accès à la route à toutes les marées hors épisode cyclonique.

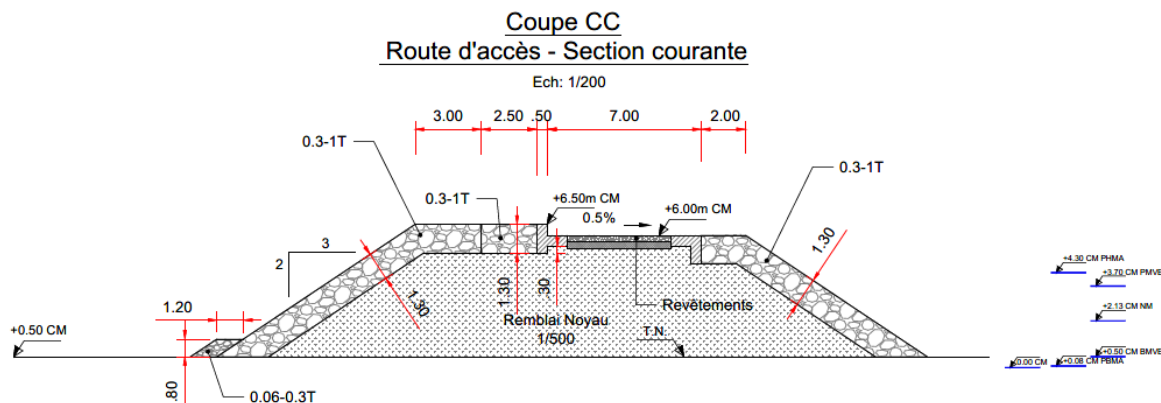


Figure 31: Coupe en travers digue d'accès en section courante

**Nota :** des essais géotechniques d'identification du sol seront à mener sur le remblai existant afin de confirmer la possibilité de réemploi.

### 10.2.1.2 Digue d'accès à la jonction route/quais

A la jonction entre la route d'accès et les quais, il est prévu un élargissement de la route afin de faciliter la gestion des flux. En effet, un croisement de flux véhicules et passagers est attendu dans la zone.

Par ailleurs, la bathymétrie et l'exposition à la houle de la zone nous ont contraint à adapter le design de la digue. La digue est posée sur un sol dur de type basalte à la côte théorique de -0.50m CM. La crête de digue fixée à +8.00m CM permettra un accès à la route à toutes les marées hors épisode cyclonique.

Ainsi, dans son état final, la digue sera composée :

- D'un noyau en remblai d'apport 1-500kg
- D'un filtre en enrochements 0.3-1t sur 1.30m d'épaisseur
- D'une protection de la couche de filtre en blocs de béton préfabriqué de type Xbloc 2m<sup>3</sup> (ep=1.82m)
- Au Nord, d'une butée de pied en enrochements 1-3t
- D'un mur chasse mer en forme de T, avec semelle circulable, en béton armé d'épaisseur 1m
- D'une chaussée de 10m de large

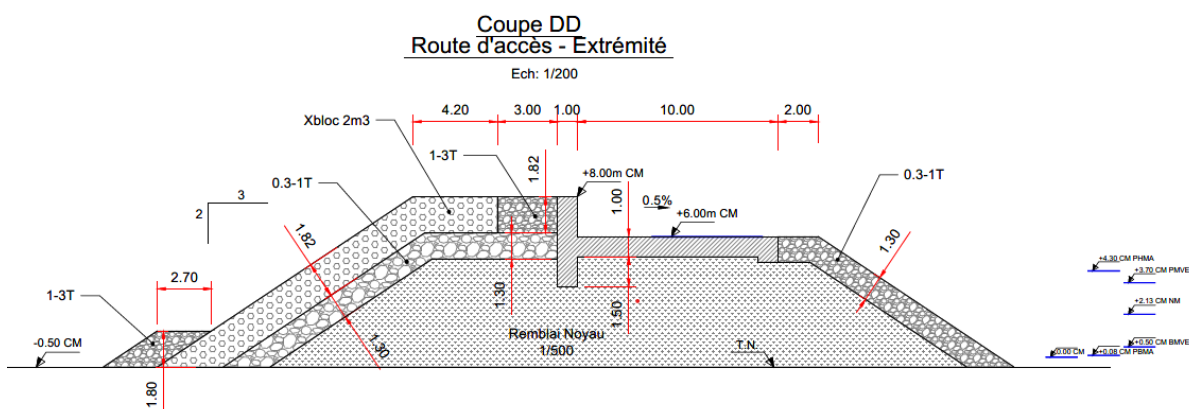


Figure 32: coupe en travers digue d'accès à la jonction route/quai

### 10.2.2 Le brise lame

Au-delà de la route d'accès, soit à 325m des côtes, les conditions hydrodynamiques deviennent de plus en plus contraignantes pour le dimensionnement des ouvrages, notamment vis-à-vis des houles cycloniques qui conditionnent la côte de tête d'ouvrage et la taille des blocs de protection du noyau de la digue. Nous rappelons que le brise lame a pour fonction de protéger les quais d'une houle centennale.

Nous avons découpé l'étude du brise lame en trois tronçons :

- Le brise lame au droit du quai à passagers
- Le brise lame au droit du quai à marchandise
- L'extrémité du brise lame en musoir circulaire

#### 10.2.2.1 Brise Lame du quai à passagers/pêche

Le brise lame, dans son état final, sera composée :

- D'un noyau en remblai d'apport 1-500kg
- D'un filtre en enrochements 1-3t sur 1.80m d'épaisseur
- D'une protection de la couche de filtre en blocs de béton préfabriqué de type Xbloc 5m<sup>3</sup> (ep=2.40m)
- Au Nord, d'une butée de pied en enrochements 1-3t
- D'un mur chasse mer en forme de T, avec semelle circulable, en béton armé d'épaisseur 1m
- D'une chaussée de 20m de large

La digue est posée sur un sol dur de type basalte une côte théorique variable de -3.00mCM à -5.00mCM après enlèvement par dragage de la couche de sable au dessus du toit rocheux. La crête de digue fixée à +11.00m CM permettra un accès à la route à toutes les marées hors épisode cyclonique.

Coupe G-G  
 QUAI PASSAGERS - PECHE  
 Ech: 1/200

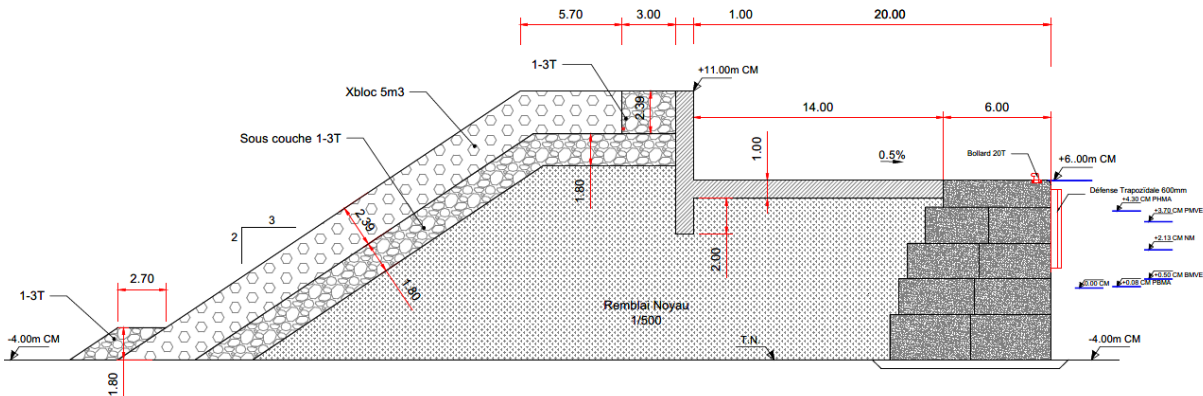


Figure 33: coupe brise lame au droit du quai à passagers

**10.2.2.2** Brise lame du quai à marchandises

Le brise lame, dans son état final, sera composée :

- D'un noyau en remblai d'apport 1-500kg
- D'un filtre en enrochements 1-3t sur 1.80m d'épaisseur
- D'une protection de la couche de filtre en blocs de béton préfabriqué de type Xbloc 7m<sup>3</sup> (ep=2.68m)
- Au Nord, d'une butée de pied en enrochements 1-3t
- D'un mur chasse mer en forme de T, avec semelle circulaire, en béton armé d'épaisseur 1m
- D'une chaussée de 20m de large

La digue est posée sur un sol dur de type basalte à la côte théorique variable de -5.00mCM à -7.50mCM après enlèvement par dragage de la couche de sable au dessus du toit rocheux. La crête de digue fixée à +11.00m CM permettra un accès à la route à toutes les marées hors épisode cyclonique.

Coupe HH  
 QUAI MARCHANDISES  
 Ech: 1/200

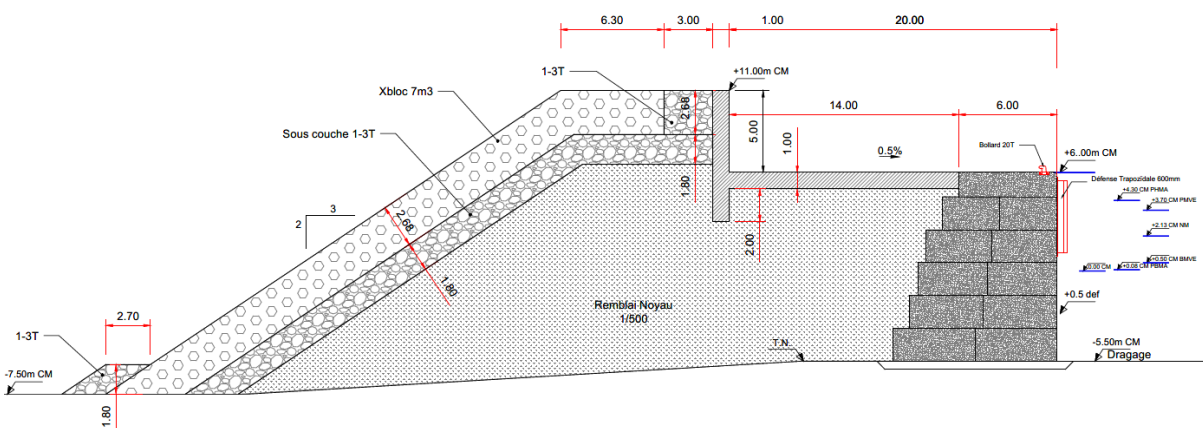


Figure 34: Coupe en travers brise lame au droit du quai à marchandises

**10.2.2.3** Le musoir

La protection de l'extrémité du quai marchandise est assuré par le musoir de la digue. Ce musoir, fondé à -7.50m CM et atteignant la côte de +11.00m CM est composé de :

- D'un noyau en remblai d'apport 1-500kg
- D'un filtre en enrochements 1-3t sur 1.80m d'épaisseur
- D'une protection de la couche de filtre en blocs de béton préfabriqué de type Xbloc 7m<sup>3</sup> (ep=2.68m)

- D'une butée de pied en enrochements 1-3t
- D'un mur chasse mer en forme de T, en béton armé d'épaisseur 1m
- D'une chaussée de 5m de large

### 10.2.3 Synthèse

Le dimensionnement du brise lame et de la digue d'accès a été réalisé vis-à-vis de conditions hydrodynamiques centennales. L'objectif est d'assurer la bonne tenue de l'ouvrage tout en limitant les franchissements par paquets de mer.

La synthèse des éléments de l'ouvrage sont listés ci-dessous :

Section	Digue d'accès		Brise lame		
	Enracinement - section courante	Transition extrémité	Section courbe	Section courante	Musoir
Cote en pied critique [mCM]	+0.5	-0.5	-5.5	-7.5	
Pente de talus (H/V)	3/2		3/2		
Altimétrie de la tête d'ouvrage [mCM]	+6.50	+8.00	+11.00		
Carapace	Enrochements 0.3-1T	Xbloc® 2m3	Xbloc® 5m3	Xbloc® 7m3	
Crête d'ouvrage	Enrochements 0.3-1T	Enrochements 1-3T			
Sous couche	-	Enrochements 0.3-1T	Enrochements 1-3T		
Butée de pied	Enrochements 0.06-0.3T	Enrochements 1-3T			
Noyau	Enrochements 1-500kg				
Carapace côté protégée	Enrochements 0.3-1T		- (quai blocs)		

Le mur chasse mer est choisi en forme de T pour des raisons de vérification au glissement et au renversement. Il est ainsi constitué d'une semelle, d'une bêche et d'un voile. Le mur est fondé sur le noyau via un géotextile et le béton de propreté.

Dans un souci d'optimisation, le mur de couronnement a une géométrie variable selon la section de l'ouvrage, dont les dimensions générales sont les suivantes :

	Digue d'accès – section courante	Digue d'accès – transition extrémité	Brise lame
Hauteur du mur a [m]	0.5	2	5
Hauteur de la bêche b [m]	0.5	1.5	2
Largeur du voile c = h [m]	0.3	1	1
Largeur de semelle d [m]	0.9	10	13
Épaisseur de la semelle e [m]	0.5	1	1
Section du mur [m2]	0.9	14.5	21

**Le détail des dimensionnements des ouvrages est fourni en annexe du présent rapport.**

**Nota :** Nous rappelons qu'en l'absence de données géotechnique sur la zone, nous avons pris comme hypothèse que l'ensemble des ouvrages seraient fondés sur un sol de fondation « très dur » de type basalte. Les vérifications menées à l'APD ne prennent donc pas en compte poinçonnement, tassement et liquéfaction du sol de fondation.

## 10.3 Ouvrage en quai blocs

### 10.3.1 Modifications à l'APS apportées par l'APD

Trois modifications principales ont été apportées entre l'APS et l'APD pour cette partie d'ouvrage :

- L'arase du quai se limite à la côte +6.00m CM
- Choix d'un port accessible à la marée pour limiter le dragage/déroctage. Cela implique des côtes de pied d'ouvrage variable. 3 coupes de calculs ont été étudiées
- Le quai bloc n'est plus composé de blocs de béton plein mais de blocs de béton non armés préfabriqués et remplis de matériaux 1-500kg.

### 10.3.2 Description de l'ouvrage

Il s'agit d'un quai de type poids, constitué de rangées de caissons bétons préfabriqués, empilés les uns sur les autres et stabilisés à l'aide d'un remplissage en petit enrochement.

Le choix de cette mise en œuvre présente beaucoup d'avantage en termes de stabilité. Le poids du quai assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de la poussée hydrostatique, la poussée des terres, y compris les charges d'exploitations, et des sollicitations accidentelles (ex : cyclone).

Les caractéristiques de l'ouvrage permettent de le vérifier au glissement (local ou global), au poinçonnement et au renversement.

Les notes de calcul de vérifications sont portées en annexe.

#### 10.3.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage

Les blocs sont remplis par un enrochement de bonne qualité. Il présente une blocométrie de 1 à 500 kg.

Les remblais externes en arrière du mur sont du même type que les remblais de remplissage (voir caractéristiques dans le tableau ci-après).

	Remblai interne	Remblai externe	Ballast	Sol de fondation
$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> ) sec	1.70	1.70	-	-
$\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> ) déjaugé	7.0	7.0	-	-
$\varphi$ (°)	45	45	42	30
Coefficient de poussée	-	0.162	-	-
Cohésion c (t/m <sup>2</sup> )	0.00	0.00	0.00	0.00

En l'absence de lançage et de donnée géotechnique sur l'emprise du quai, nous avons fait, à ce stade des études, **l'hypothèse que le quai serait toujours fondé à sa base sur un terrain rocheux de type basaltique.**

En cas de présence de limon/sable au niveau du sol de fondation, des purges devront être réalisées.

Le quai sera mis en place en redan. En effet la côte de pied de l'ouvrage suivra les lignes bathymétriques, moins les 50cm de dragage opéré sur la totalité de l'emprise des quais, qui varient de -3.50m CM à -6.50m CM. Les redans présenteront une hauteur maximum de 1m.

En tête du quai, au-dessus de la 5<sup>ème</sup> rangée de blocs bétons, une poutre de couronnement en béton armé sera coulée en place. Elle a pour rôle de stabiliser les blocs compte tenu de son inertie importante.

Nous considérons, pour la description de l'ouvrage, que la coupe « référence » est celle du quai fondé à -5.50m CM. La géométrie de l'ouvrage sur d'autres profils (-3.50m CM et -6.50m CM) est détaillée dans la note de calcul annexé au présent rapport.

Les dimensions globales des quais sont les suivantes :

### 1. La passerelle RoRo

- **Longueur** : 7 rangées de caissons béton préfabriqués de 3 m de longueur chacun. Soit une longueur totale de 21 ml.

**Nota** : le détail des caractéristiques de cet ouvrage sera à étudier en phase exécution. Au stade de l'APD, seul le principe constructif sera décrit.

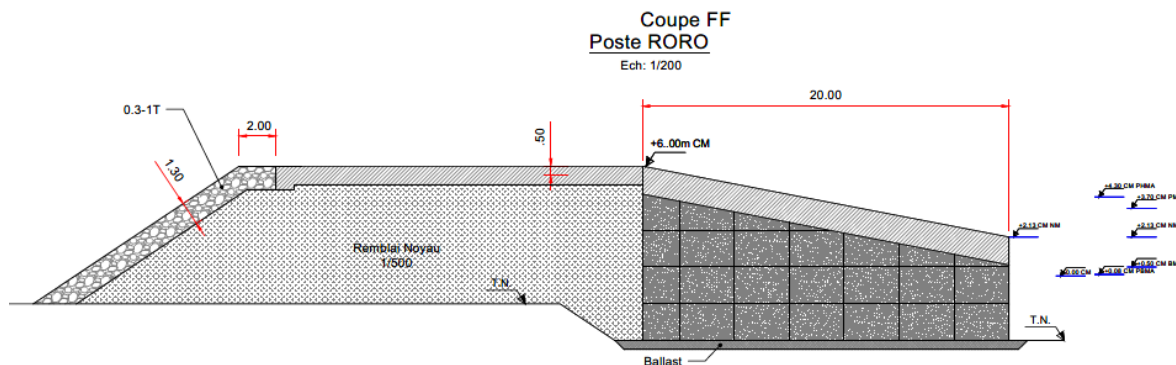


Figure 35: coupe de principe sur passerelle RoRo

Le design a été contraint par la pente maximum admissible sur ce type d'ouvrage (<20%) et par sa proximité avec le quai à passer. Ces contraintes géométriques ont imposé un design final permettant un niveau de bas de rampe à +2.13mCM, soit un niveau de mi-marée. L'accès des navires est possible en permanence avec une porte pouvant accepté un dénivelé positif ou négatif de 2m par rapport à la ligne de flottaison du bateau.

### 2. Le quai passager

- **Longueur** : 41 rangées de caissons béton préfabriqués de 3 m de longueur chacun. Soit une longueur totale de 123 ml.
- **Largeur** : la largeur des blocs est variable sur toute la hauteur du mur. A la base du mur la largeur totale est de 9 m, pour atteindre 6 m en tête. (cf. Figure 36: Coupe type sur quai passager)
- **Hauteur** : le mur est fondé au niveau du toit rocheux (considéré 50cm sous le TN), il est donc variable sur le linéaire du quai de -3.50 m CM à -5.50 CM. Le niveau supérieur (ou niveau fini de la poutre de couronnement) se situe à la cote de + 6.00 m CM. La hauteur totale du quai varie de 9.50 m à 11,50 m. Le mur est donc constitué, dans le sens de la hauteur, de 5 à 6 rangées de caissons bétons de hauteur variable.

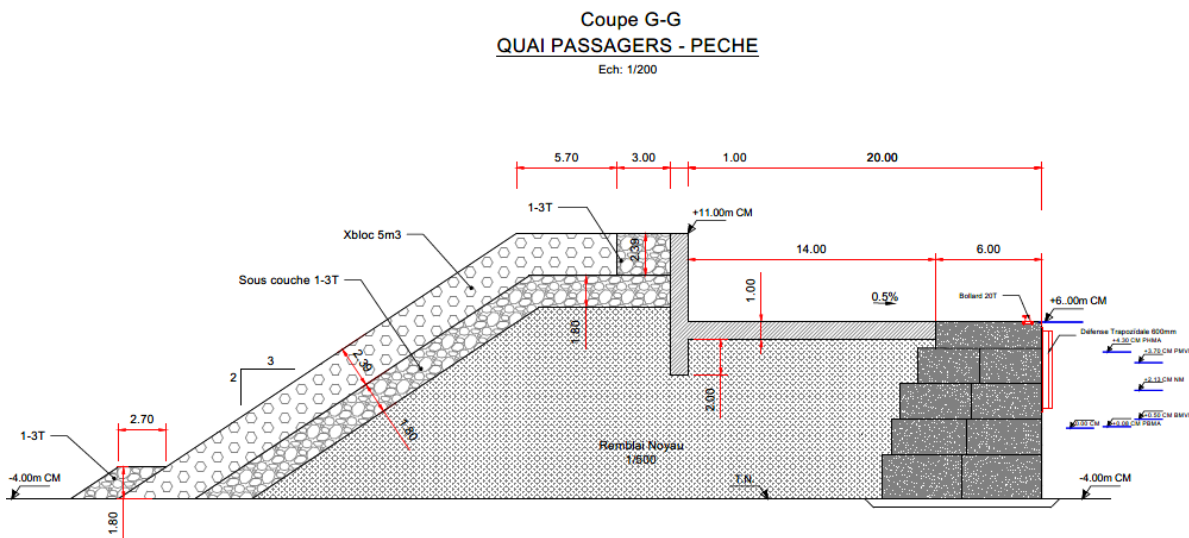


Figure 36: Coupe type sur quai passager

### 3. Le quai marchandises

- **Longueur** : 45 rangées de caissons béton préfabriqués de 3 m de longueur chacun. Soit une longueur totale de 135 ml.
- **Largeur** : la largeur des blocs est variable sur toute la hauteur du mur. A la base du mur la largeur totale est de 10 m, pour atteindre 6 m en tête. (cf. Figure 37: coupe type sur quai marchandise)
- **Hauteur** : le mur est fondé à deux niveaux différents, de -5.50 m CM à -6.50 CM. Le niveau supérieur (ou niveau fini de la poutre de couronnement) se situe à la cote de + 6.00 m CM. D'où une hauteur totale de 11.50 m à 12,50 m. Le mur est donc constitué, dans le sens de la hauteur de 6 rangées de caissons bétons de hauteur variable.

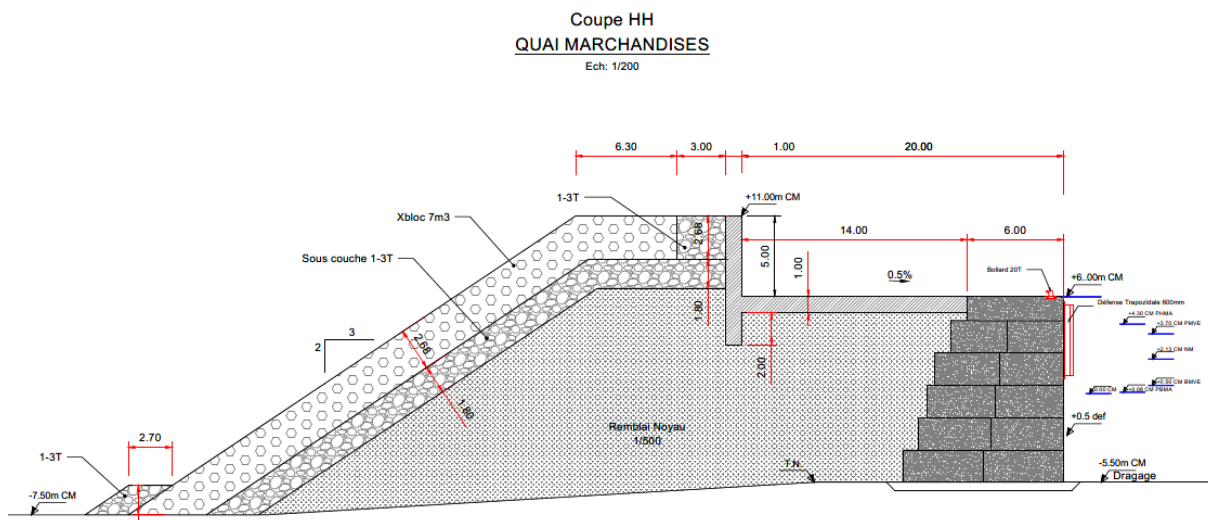


Figure 37: coupe type sur quai marchandise

## 10.3.3 Description des caissons béton

### 10.3.3.1 Les caissons préfabriqués

Les quais sont constitués de 6 types de caissons, de dimensions différentes. Il s'agit de caissons en béton préfabriqué non armé.

Les caissons seront remplis par des remblais de bonne qualité dont les caractéristiques sont définies précédemment (tout venant de 1 à 500 kg).

L'épaisseur des voiles des caissons est de 50 cm pour chaque bloc béton.

Le caisson inférieur, en contact avec le ballast est constitué d'un fond d'épaisseur 20cm

### 10.3.3.2 La poutre de couronnement

Elle sera réalisée au-dessus de la dernière rangée des blocs (rangée N°5). Cette poutre sera coulée en place. Le rôle principal joué par la poutre de couronnement est d'assurer la stabilité du quai verticalement vis-à-vis des risques aux glissements et au renversement (puisqu'elle participe à la répartition des efforts le long du mur). Elle stabilise également le quai horizontalement par son importante inertie.

La liaison entre les blocs et la poutre, sera réalisée par ancrages à l'aide de connecteurs en acier haute adhérence (HA) ou des broches spécifiques pour cet usage (voir coupe de principe ci-après).

Les dimensions de la poutre sont 1.50 m de hauteur pour 6.00 m de largeur. Des joints de dilatation seront implantés tous les 25m sur sa longueur. La longueur totale de la poutre de couronnement est de 256ml.

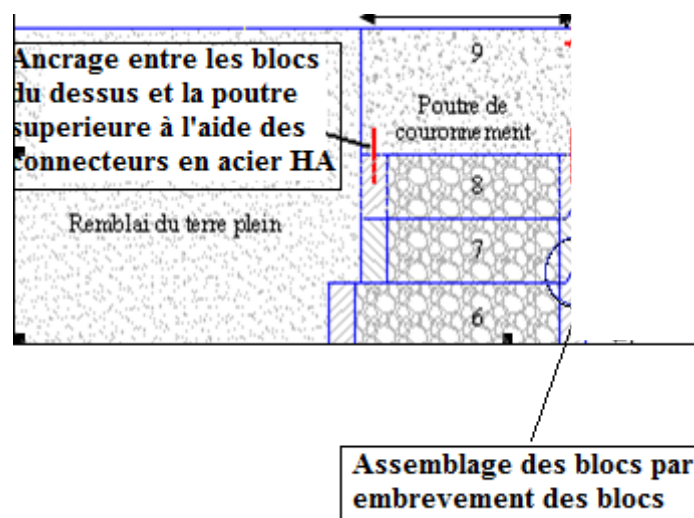


Figure 38: Coupe type poutre de couronnement

### 10.3.3.3 Assise du mur

Le niveau du substratum rocheux est variable, il varie de -3.50 CM à -6.50 CM dans la zone d'implantation des quais (cf. plan de masse de l'ouvrage).

Une assise en ballast réglée sous eau sera mise en place entre la sous face de la première rangée inférieure des blocs et le sol support.

Cette assise, d'une hauteur de 50cm, devra être la plus régulière possible, pour faciliter la pose des caissons. Elle sera constituée de matériaux permettant d'éviter le risque d'affouillement en pied d'ouvrage du fait de l'agitation du bassin et des jets d'hélice des bateaux. Si les matériaux disponibles ne permettent pas d'éviter ces risques, un tapis de protection sera mis en œuvre.

**Nota :** L'épaisseur de l'assise sera à confirmer dans les études d'exécution.

## 10.3.4 Description des équipements

### 10.3.4.1 Bollards d'amarrage

Les quais seront équipés de bollards et ancrages capables de résister à un effort de traction horizontale appliquée en tête égale à 20t. Ils seront implantés tous les 10ml.

### 10.3.4.2 Défense d'accostage

Les quais seront équipés de défenses d'accostage de type trapézoïdale D600mm. Les défenses placées verticalement seront espacées de 8m permettant ainsi de garantir à minima 3 points d'accostage pour l'ensemble de la flotte.

### 10.3.4.3 Echelle

Les quais seront équipés d'échelles positionnées dans une réservation de la poutre de couronnement afin de ne pas dépasser de la magistral de quai. Les échelles sont implantées tous les 25ml.

## 10.4 Pontons flottants

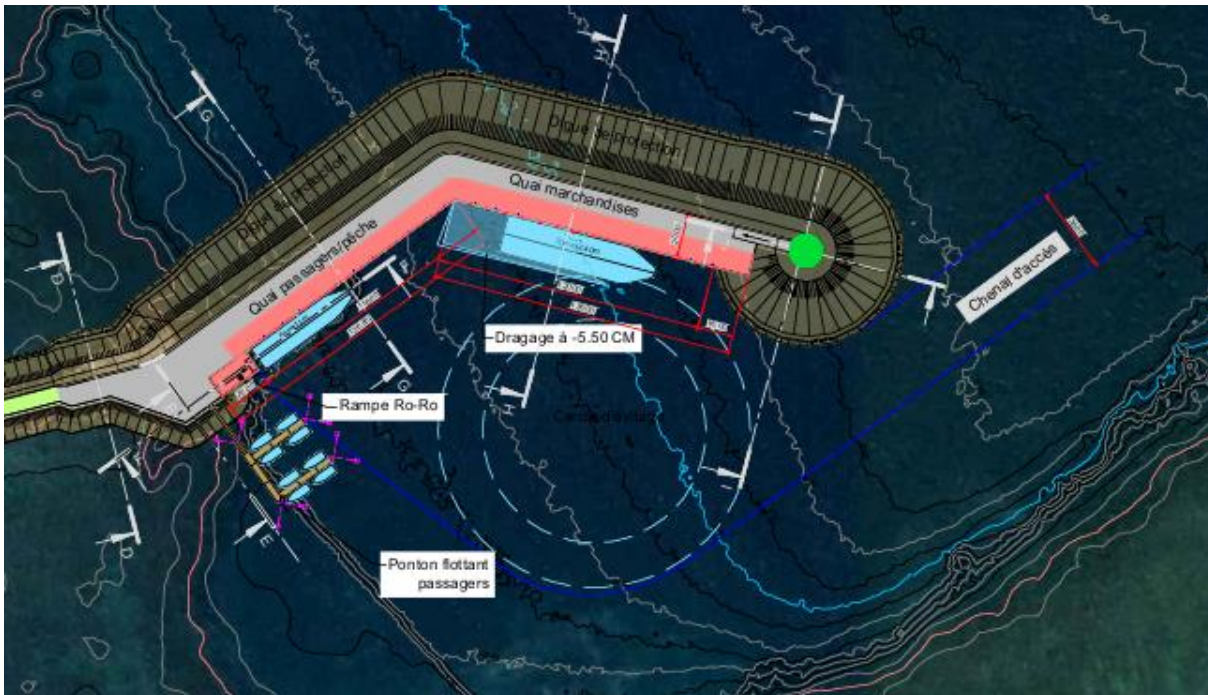
### 10.4.1 Choix de l'implantation

La solution consiste à faire accoster les navires dans des conditions abrités des vents dominants et dos à l'agitation du bassin.

L'implantation des pontons a été étudié en fonction des contraintes de site suivantes :

- L'étude de l'agitation du bassin (cf. annexe A)
- La bathymétrie du bassin [R48]
- Maintien de la navigabilité dans le bassin (cercle d'évitage, chenal d'accès)
- L'accessibilité aux quais

L'étude des contraintes et nos divers retours d'expérience sur la réalisation de pontons flottants sur corps-mort, ont mené nos réflexions sur la solution d'implantation suivante :



Cette disposition garantit un accès aux pontons, pour les bateaux coques en V, à toutes les marées, sans occasionner de gêne à la navigation des bateaux passager et marchandises.

Ces pontons ne sont pas dimensionner pour résister à l'agitation engendrer par une houle cyclonique. Ils seront démontables, et grutable depuis les quais. L'exploitant du port devra veiller à mettre en sécurité ces installations en cas d'alerte cyclonique pour garantir leur pérennité.

### 10.4.2 Description de l'ouvrage

L'ouvrage sera composé de deux pontons flottants renforcé de 3.00m de large et 28m de long, permettant l'amarrage de 4 navires à coque en V chacun.

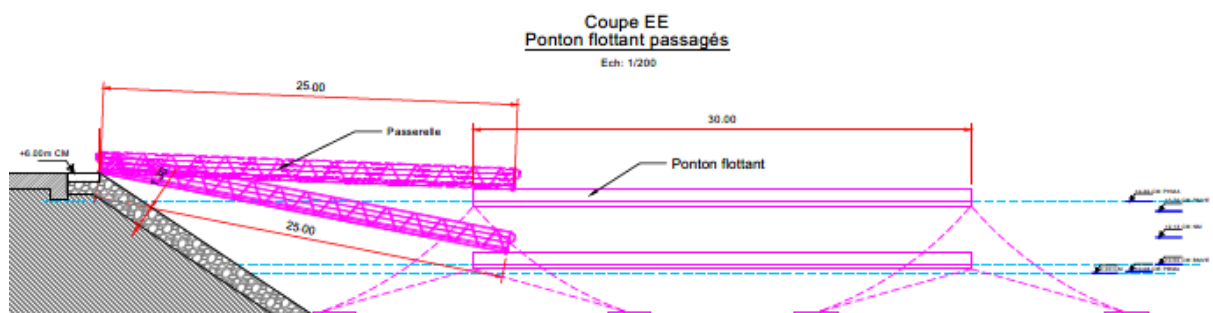
Un ponton de distribution de 30m de long et présentant les mêmes caractéristiques géométriques que le ponton flottant sera mis en œuvre pour assurer une liaison entre les pontons flottant et la passerelle.

L'ensemble des pontons sera ancré à l'aide de corps-mort de 5t. Le principe d'amarrage des pontons au corps-mort est défini sur le plan ci-dessous.



Les pontons permettront une surcharge pour l'accueil du public, soit 500kg/m<sup>2</sup>.

Une passerelle de 25m de long permettra l'accès des passagers à la digue et à la gare maritime via une ligne de bus dédiée. La passerelle garantira l'accès aux pontons à toutes les marées.



### 10.5 Terreplein

Un terre-plein sera créer au sud de la digue d'accès.

Ce Terre-plein, hors voie d'accès aura une surface de 12800m<sup>2</sup> ( 80m x 160m).

Il est divisée en deux usages séparé par une clôture:

- Coté terre, un usage tout public, avec possibilité de créer des parking et des circulation diverse
- Coté quai, un usage dédié à l'exploitation du port avec une restriction d'accès. Cette partie du terre-plein permet de faire circuler des charges lourdes associées aux moyens de manutention prévus pour le déchargement des navires et le stockage. Cette partie du terre-plein accueil également le bâtiment gare maritime/capitainerie, ainsi que le hangar atelier.



Figure 39: Vue en plan digue d'accès

Le terre-plein, dans son état final, sera composée :

- D'un noyau composé de matériaux d'apport et de matériaux de récupération de la digue existante dont les caractéristiques sont évaluées à un remblai 1-500kg.
- Une protection du noyau en enrochements 0.3-1t sur 1.30m d'épaisseur
- Au Nord, d'une butée de pied en enrochements 60-300kg
- D'un mur chasse mer en forme de T, avec semelle circulaire, en béton armé d'épaisseur 50cm
- D'une chaussée de 7m de large
- D'une zone de stockage de 80m de large

Le terre-plein est posé sur un sol dur de type basalte à la côte théorique de +0.50m CM. La crête de digue fixée à +6.50m CM permettra un accès à la route à toutes les marées hors épisode cyclonique.

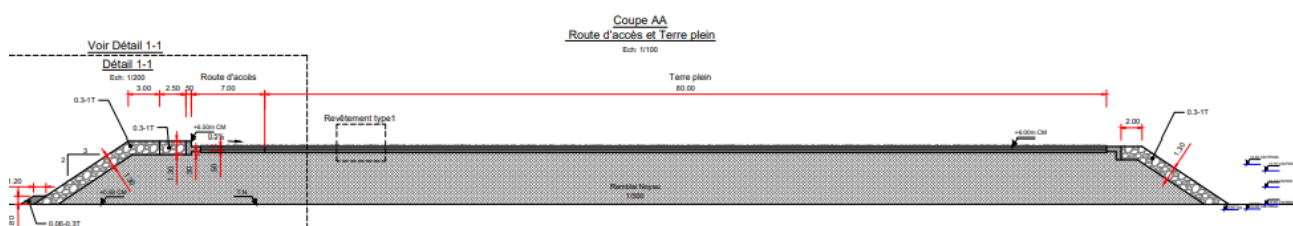


Figure 40: Coupe en travers digue d'accès en section courante

## 10.6 Bâtiments

### 10.6.1 Inventaire du Parc immobilier portuaire existant

Le port de Mohéli est exploité par plusieurs services répartis dans différents bâtiments le long de la côte, à l'Est de la route littorale sur un linéaire d'environ 170m.



Figure 41: Bâtiments du domaine portuaire actuel

On compte 6 bâtiments principaux distincts, d’époques, de types et d’états variables :

- A l’extrémité Sud du port de Boingoma, on retrouve le bâtiment pour la capitainerie. Ce bâtiment abrite les services de ANAM, la capitaineries en tant que telles capitainerie et le département de prévention.



Figure 42: Bâtiment abritant aujourd’hui les services de la Capitainerie

- Ensuite, nous avons le hangar de stockage, construit en 2015, et qui occupe une surface de 350m<sup>2</sup> sur une hauteur de 9m.



Figure 43: Magasin portuaire principal actuel

- Un ancien hangar de 98 m<sup>2</sup> qui est occupé actuellement par la garde côte comorienne



Figure 44: Ancien magasin portuaire abritant désormais le matériel des gardes côtes

- Un petit local de 5,90 x 5,90 (34,8m<sup>2</sup>) qui abrite la brigade de gendarmerie



Figure 45: Gendarmerie actuelle

- Le bâtiment qui abrite le service de douane.



Figure 46: Service des douanes actuel

- La gare maritime actuelle qui est construit en dehors de l'enceinte du port. Ce bâtiment abrite aussi la société comorienne de port (SCP) au premier étage. Au niveau de deuxième étage, il était prévu d'installer la capitainerie mais cette dernière n'y a jamais aménagé.



Figure 47 : Gare maritime actuelle

### 10.6.2 Redéfinition du programme immobilier portuaire

Une réunion de concertation a eu lieu le 25 mai au sein des locaux de SCP pour une consultation concertée afin de retenir les meilleurs aménagements qui prennent en compte des services qui exploitent les différents bâtiments au port de Boingoma. Suite à la tenue de cette réunion et en conjuguant les conditions environnementales qui régissent le projet et la prise en compte de budget pour la réalisation du projet de réhabilitation du port de Boingoma, il en ressort des mesures suivantes :

Le bâtiment qui abrite le garde côte et le petit local occupé par la gendarmerie seront démolis pour pouvoir exécuter l'extension de hangar de stockage actuel.

Aussi, conformément à l'APS qui a défini les aménagements des divers bâtiments à projeter, seul l'emplacement de hangar de stockage qui sera modifié.

Par conséquent, le hangar de stockage projeté est annulé au bénéfice de l'extension de hangar de stockage actuel.

Tableau 12 : Programme relatif aux bâtiments existants

N°	bâtiment existant	état actuel	projet
1	capitainerie avec différents services portuaires	A maintenir	la brigade de gendarmerie et les gardes côtes ainsi que les pompiers occuperont ce bâtiment
2	hangar pour magasin qui a été construit en 2015	A maintenir	hangar qui sera gardé et on réalisera une extension pour répondre au besoin futur du port
3	ancien hangar de stockage occupé actuellement par la garde cote	à démolir	l'espace libéré servira pour l'extension de hangar de stockage projeté
4	un local occupé par le brigade de la gendarmerie	à démolir	
5	bâtiment pour service de douane	A maintenir	on le maintient à l'état
6	un local pour taxation à l'entrée du port	A maintenir	on le maintient à l'état
7	scp (société de comorienne de port)	A maintenir	on le maintient à l'état

Tableau 13 : Programme relatif aux aménagements et bâtiments nouveaux

N°	Désignation	SERVICE	emplacement
1	Un nouveau bâtiment qui abritera la gare maritime au rez de chaussée, au premier étage les différents services maritime (ANAM, affaire maritime, marin). Le deuxième étage abritera la capitainerie, Inrape et service de prévention	Ce nouveau bâtiment abritera la gare maritime au rez de chaussée, au premier étage les différents services maritimes (ANAM, affaire maritime, marin). Le deuxième étage sera occupé par la capitainerie, Inrape et service de prévention	<b>Nouveau terreplein</b>
2	Un hangar de maintenance	Outillage et maintenance portuaire	
3	on aménagera un parking au nord de site de port	Pour les passagers et les usagers	En dehors de l'enceinte de port près de bâtiment SCP

### 10.6.3 Programme de démolition

Seul l'ancien hangar occupé par les gardes côtes et le local de la gendarmerie qui seront démolis. Tous les autres bâtiments seront conservés, réhabilités ou modifiés.

Les gendarmes et les gardes côte seront relocalisés dans le bâtiment de abritant aujourd'hui la capitainerie.



Figure 48: Réaffectation des services de Gendarmerie et Gardes Côte dans un bâtiment unique

### 10.6.4 Description des nouveaux aménagements

#### 10.6.4.1 Nouvelle capitainerie

##### Description du Bâtiment

La surface totale de l'ouvrage au sol est de 260m<sup>2</sup>. Le bâtiment est construit en dur dont la structure est en béton armé. Il est composé de deux étages, chaque étage a une surface de 264m<sup>2</sup>.

Le Rez De Chaussée est dédié aux passagers où la grande partie sert de salle d'embarquement (120m<sup>2</sup>), on trouve un bureau de police de 14m<sup>2</sup> pour le contrôle administratif des passagers. On y trouve des toilettes pour hommes et femmes séparées.

A l'étage 1, il y a 3 bureaux de 48m<sup>2</sup>, 30m<sup>2</sup> et 27m<sup>2</sup> pour les services respectifs ANAM, des affaires maritimes et des marins avec des toilettes.

A l'étage 2, identique à 1, il y a 3 bureaux de 48m<sup>2</sup>, 30m<sup>2</sup> et 27m<sup>2</sup> pour les services respectifs Capitainerie, INRAP et Prévention avec des toilettes.

La salle d'opération du capitaine et de son adjoint doit être en hauteur pour gérer comme il faut le port entier et son fonctionnement, cette salle est, évidemment, située à la façade principale qui est dessinée en forme de demi-cercle avec le maximum d'ouverture.

Le RDC, l'étage1 et l'étage2 sont reliés par des escaliers intérieurs en béton. A l'extérieur il y a un escalier reliant le RDC, l'étage1 et un autre reliant l'étage1 et 2 et la toiture terrasse en béton où cette dernière est spécialement réservée au capitaine et son adjoint en cas de nécessité.

### Description des ouvrages

Le bâtiment sera construit de la base (fondation) à la toiture. On passera par tous les corps d'état (du gros œuvre à la finition passant par les seconds œuvres).

Les structures sont en béton armé qui sont calculées pour supporter la charge, avec des remplissages de mur en agglomérés de 20 et de 15.

Au rez de chaussée, les passagers entrent dans un portail de 1,50m à double battant, passant par un sas où ils seront contrôlés et attendre dans une grande salle bien aérée et éclairée. Aussi, la hauteur sous dalle de 3,50m est prise pour le confort des locaux.

Notons que toutes les salles possèdent des ouvertures suffisantes pour l'éclairage, l'aération et l'évacuation en cas d'urgence. Ces ouvertures sont sécurisées par la protection en grille de fer pour les fenêtres.

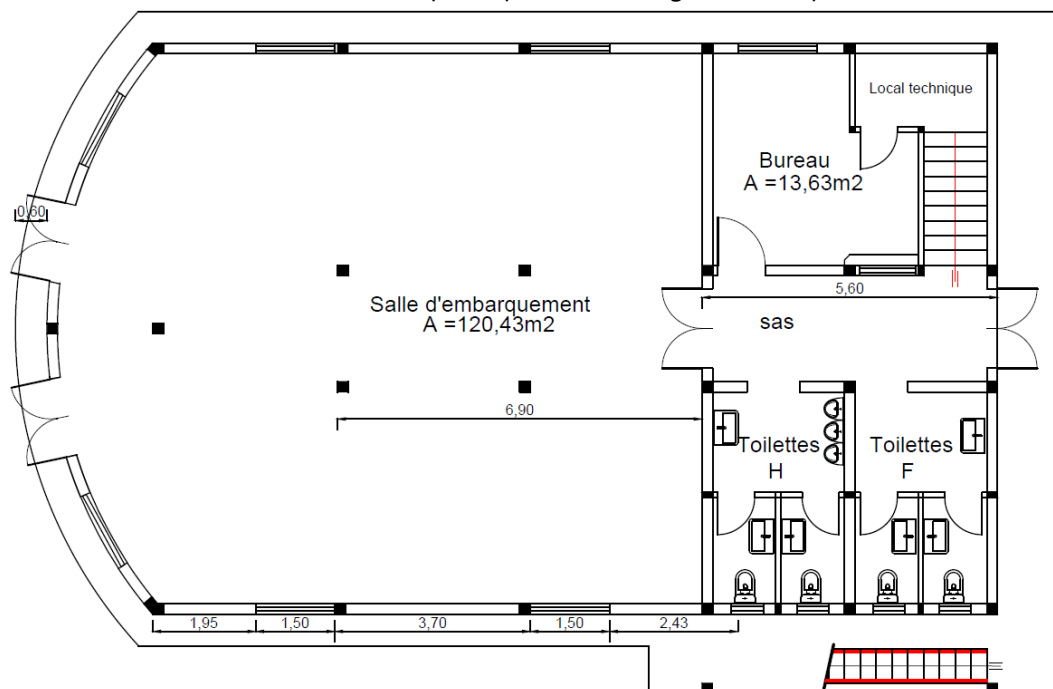


Figure 49 : Plan masse du nouveau bâtiment portuaire principal - RDC

#### 10.6.4.2 Hangar de stockage

Le hangar de stockage du port est construit en dur ayant une surface totale de 876,62 m<sup>2</sup> avec une couverture en tôle supportée par une charpente métallique (IPN80). Le choix des matériaux de construction est stratégique sachant les problèmes mondiaux relatifs à la production des matériaux spéciaux et au transport ainsi qu'au prix de tous les produits qui ne cesse de dégringoler.

Le mur extérieur est composé de structure en béton armé dont les poteaux sont de forme carrée de 30cmx30cm et le remplissage est en agglomérés de 20x20x50. La hauteur est de 4,25m, de même pour les poteaux intérieurs en béton armé dont la section est de forme circulaire de diamètre 30cm. Les fondations sont reliées par du béton d'épaisseur 15cm et de largeur 40cm sur une maçonnerie de moellons, le tout est complété par un radier en béton résistant au choc, d'épaisseur 10cm. Au sommet des poteaux, la structure est reliée par des poutres en béton de 20cmx25cm. La porte d'accès sera en métallique de dimensions 4mx4m.

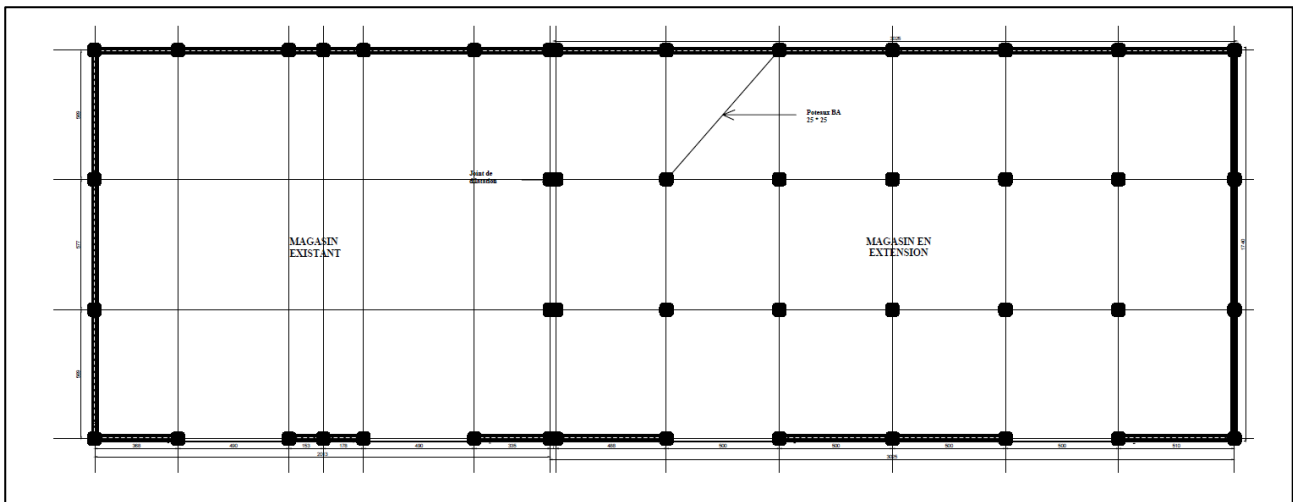


Figure 50: Plan masse du hangar de stockage

### 10.6.4.3 Atelier de maintenance portuaire

Le Hangar de maintenance du port est construit en dur ayant une surface totale de 150m<sup>2</sup> avec une couverture en tôle supportée par une charpente métallique (IPN80). Le choix des matériaux de construction est stratégique sachant les problèmes mondiaux relatifs à la production des matériaux spéciaux et au transport ainsi qu'au prix de tous les produits qui ne cesse de dégringoler.

Le mur extérieur est composé de structure en béton armé dont les poteaux sont de forme carrée de 30cmx30cm et le remplissage sont en parpaings agglomérés de 20x20x50 qui sont enduits au mortier de ciment intérieurement et extérieurement. La hauteur est de 5,45m, de même pour les poteaux intérieurs en béton armé dont la section est de forme circulaire de diamètre 30cm. Les fondations sont reliées par du béton d'épaisseur 15cm et de largeur 40cm sur une maçonnerie de moellons, le tout est complété par un radier en béton résistant au choc, d'épaisseur 10cm. Au sommet des poteaux, la structure est reliée par des poutres en béton de 20cmx25cm. La porte d'accès sera en métallique de dimensions 4mx4m.

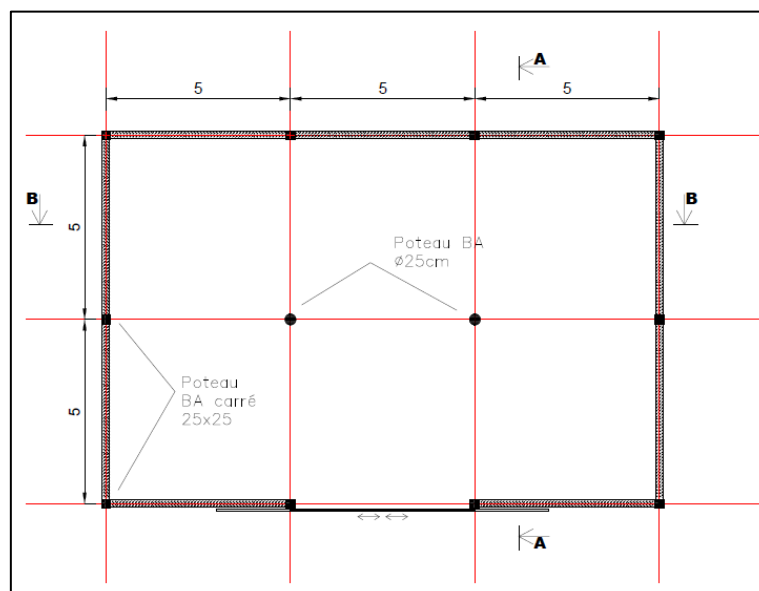


Figure 51 : Plan masse de l'atelier de maintenance

## 10.7 Réseaux

### 10.7.1 Installations électriques

Le transformateur existant de puissance apparente de 250kVA est directement opéré par la le gestionnaire de réseau Sonède, de manière indifférenciée pour le réseau municipal et les installations portuaires actuelles.

Dans le cadre de l'amélioration de réseau électrique du port de Boingoma, il est prévu d'ajouter un nouveau transformateur de 250kVA intégralement dédié au port alors que le transformateur existant pourra fournir les besoins municipaux uniquement. Ce nouveau transformateur sera installé directement sur le réseau HT existant afin d'isoler le réseau de distribution municipal du réseau portuaire.

Afin d'assurer la continuité et la sécurité des opération portuaire, un générateur de secours de 160kVA sera dédié au port. Il permettra d'assurer :

- 100% des besoin de puissance associés aux autorités portuaires et à la captainerie maritime
- 100% des besoins relatifs aux systèmes de sécurités
- 100% des besoins associés à la signalisation maritime terrestre
- 50% des besoins d'éclairage nominaux

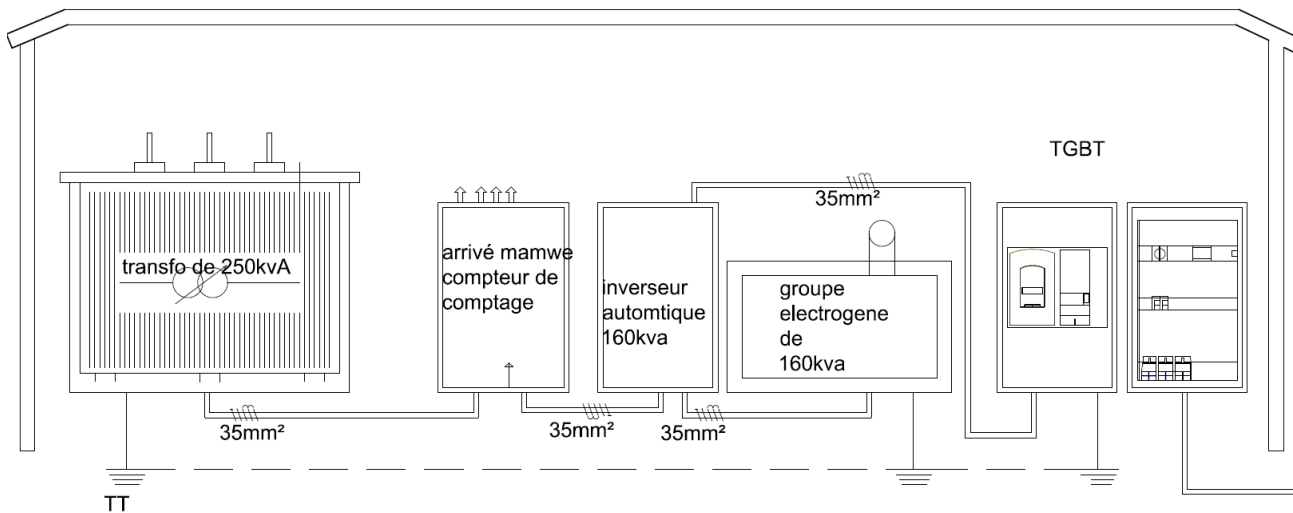


Figure 52: Schéma de principe du poste de transformation et distribution principal

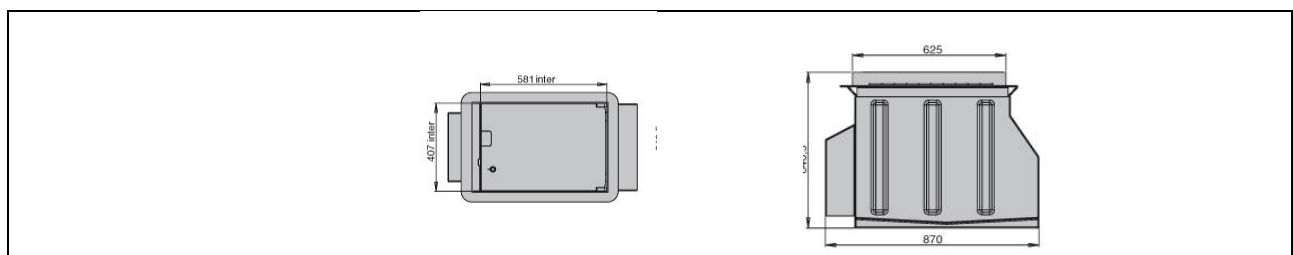
### 10.7.2 Réseau de distribution portuaire

Le réseau de distribution portuaire est standardisé en 400V triphasé. Il alimente

- Les bâtiment réhabilités
- Les bâtiment neufs
- Le réseau d'éclairage extérieur et le système de sécurité périphérique
- Les bornes de distribution d'eau et de courant à quai le long du quai pêche.

4 bornes multifonction escamotables sont prévue le long du quai pêche. Elles sont totalement encastrées dans la structure de quai afin de ne pas gêner les opérations de déchargement de pêche et sont munies chacune de :

- 4 de prises délivrant une alimentation monophasée 16A
- Deux connecteurs d'alimentation en eau potable



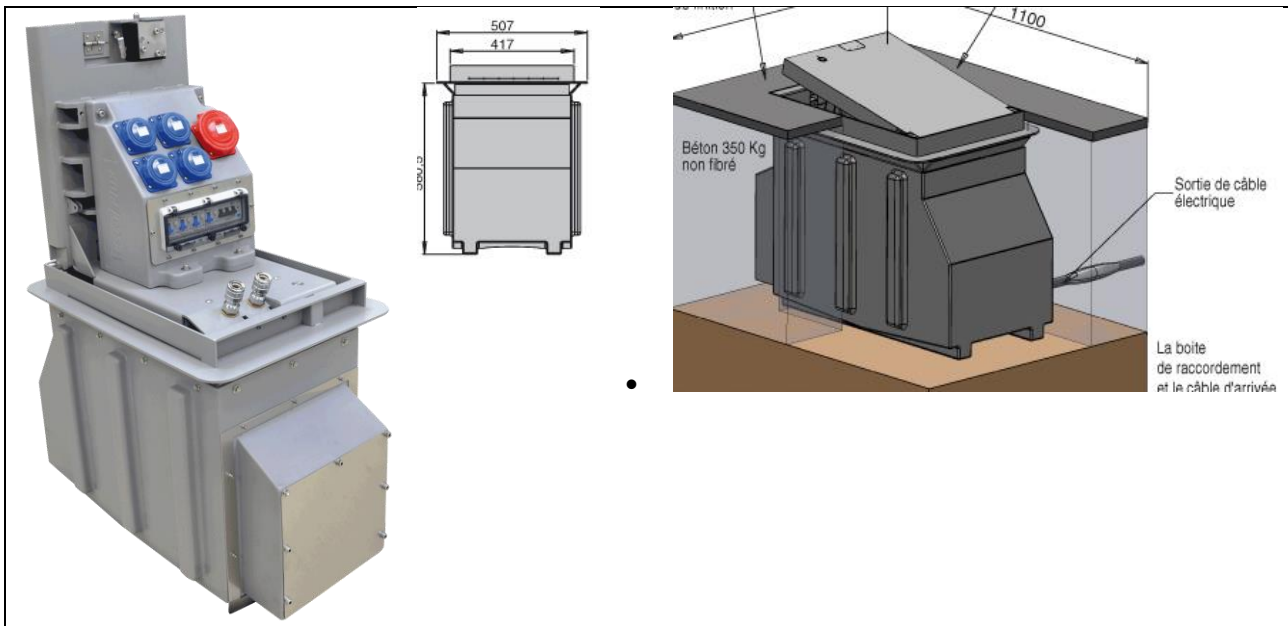


Figure 53 : Bornes de distribution d'eau et de courant en bord à quai, géométrie type

### 10.7.3 Eclairage extérieur

Il est prévu 35 mats d'éclairage de 12m de haut, dotés de projecteurs halogène haute pression de 2 à 4 unités de 500W par mat en fonction de l'implantation :

- Deux projecteurs par mat pour les mats en périphérie de terre-plein, les mats le long de la route d'accès au quais, et les mats d'arrière quai, munis de déflecteur directionnels afin de limiter la pollution lumineuse latérale et ne pas interférer avec la signalisation maritime.
- 4 projecteurs par mat sur le terre-plein portuaire, (implantations finales de mats à définir en concertation avec l'exploitant, afin de s'adapter au schéma de stockage), pour un éclairage omnidirectionnel. L'azimut des projecteurs sera ajusté afin de ne pas générer d'interférence avec la signalisation aéroportuaire. Le terre-plein étant situé dans l'axe de la piste de l'aéroport de Boingoma, les spécifications finales du système d'éclairage devront être établies en concertation avec les autorités en charge de l'aviation civile.

### 10.7.4 Le réseau d'adduction d'eau de port

La conduite existante actuelle est en PEHD de 30 piqués sur une conduite de PEHD de 40.

Ce réseau existant sera remplacé par une nouvelle conduite PEHD 75 qui assurera l'approvisionnement des bateaux et deux borne incendie.

En revanche, on projettera un autre réseau en PEHD 40 pour assurer le réseau de distribution des bâtiments et de l'atelier mécanique.

### 10.7.5 Réseau de collecte des eaux usées

En l'absence de station de traitement des eaux usées municipales, le réseau d'assainissement portuaire sera isolé, comptant un réseau de collecte des eaux usées pour chaque bâtiment, chacun associé à une fosse sceptique avant infiltration. La fosse de chacun des bâtiments sera aménagée en bordure de fondations pour assurer un accès maintenance extérieur. Tout rejet direct en mer est proscrit. Aucun bâtiment n'étant directement implanté le long d'une façade à la mer, le positionnement des bâtiments permet de limiter le risque d'interférence entre le niveau marin et la cinétique d'infiltration naturelle de chacune des fosses.

Les eaux de toiture ne sont pas collectées par le ruisseau d'assainissement du bâtiment afin de limiter la dimension des fosses d'infiltrations (voir ci-après)

### 10.7.6 Réseau de collecte des eaux pluviales

Le réseau de collecte des eaux pluviales permet d'éviter tout ruissèlement direct à la mer, susceptible d'être souillé par divers contaminants issus de l'activité portuaire. Il est limité au terreplein de stockage où l'activité

de manutention et de stockage de marchandise sera concentré. Il n'est pas prévu de réseau de collecte en bord à quai étant donnée la configuration des lieux (quais de largeur limitée associés à un ruissellement et à une risque de contamination négligeable par rapport à l'activité transitoire de chargement et déchargement des navires).

Le terreplein étant susceptible d'être objet à des tassement significatifs à long terme suite au chargement des sols sur une hauteur atteignant 6m, on recommande de réaliser des pentes au moins égales à 1,5% au moment de la création du revêtement de chaussé, via une configuration en damier afin de limiter les hauteur de dénivellation.

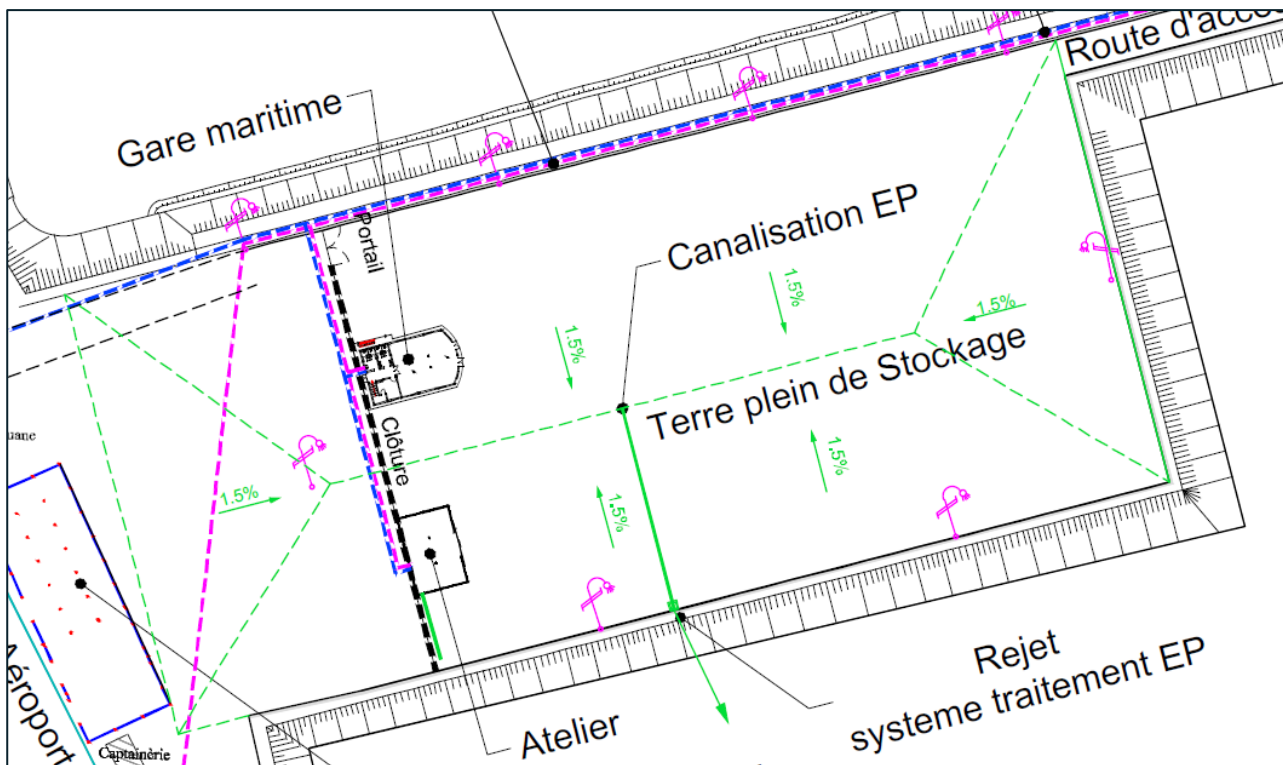


Figure 54: Principe de collecte des eaux pluviales - zone du terreplein portuaire

Plutôt qu'un réseau enterré, on préconise un unique collecteur central de section rectangulaire couvert de dalots en jonction avec la surface de chaussé afin de faciliter la maintenance et le curage.

Le réseau de collecte doit permettre de canaliser l'ensemble des eaux de ruissellement correspondant à un évènement pluvial décennal vers une installation de type déshuileur / crible de type bac à sable avant rejet en mer. Par analogie avec les études statistiques météorologiques réalisées pour l'île de Mayotte en 2008 (RP-56881-FR.pdf, BRGM, 2008), on retiendra un épisode journalier de 210mm

Période de retour T (année)	Moyenne	2	5	10	20	50	100
Région 1 :	110	100	145	170	200	235	260
Région 2 :	135	125	175	210	245	290	320

Figure 55: Pluie journalière de période de retour T, Mayotte, BRGM - 2008

Etant donnée la taille limité du terre plein, on défini de manière conservatrice le temps de concentration du terreplein à 15min. Considérant la relation de montana  $P(t,T) = P_j(T) a' t^{b'}$  et les coefficient de Montana  $a'=0,54$  et  $b'=0,683$ , on défini l'évènement dimensionnant  $P(15min,10ans) = 36mm$

Considérant une surface de collecte maximisée à 250m x 80m, un collecteur principal de 0,70 x 0,70 est prévu associé à déshuileur de 40m<sup>3</sup> positionné avant le rejet en mer. Le rejet en mer est installé à travers la protection en enrochement du terreplein coté Sud. Son extrémité est dotée d'un clapet anti-retour afin de prévenir la monté en charge du collecteur finale et la saturation du déshuileur lors des évènements de hautes eaux.

## 10.8 Voirie et accès portuaire

### 10.8.1 Structures de chaussées

Les chaussées sont distinguées en 2 zones :

- Zone d'accès tout public
- Zone d'exploitation portuaire.



Figure 56 – Extrait plan masse - APD

La zone d'accès tout public est prévu pour reprendre les charge des véhicules légers et des camions. Elle comprend des zones de parking et des circulations.

La structure de chaussée est basé sur une arase type AR2 répondant au critère de portance de 50MPa. Cette structure est composés de :

- Dalle de béton armé de 15cm
- Sous-couche de chaussée de 30cm

La zone d'exploitation portuaire est prévue pour reprendre les charges des outils de manutention du port et le stockage jusqu'à 2 conteneur superposés.

La structure de chaussée est basé sur une arase type AR2 répondant au critère de portance de 50MPa. Cette structure est composés de :

- Dalle de béton armé de 30cm
- Sous-couche de chaussée de 30cm

### 10.8.2 Clôture et portail

Une clôture permettant de limitée l'accès à la zone portuaire sera mise en place au niveau des bâtiments à créer : capitainerie et atelier.

Le flux piéton pourra transité par la gare maritime avec une possibilité de mise en place d'un contrôle d'accès dans le bâtiment.

L'accès ponctuel des véhicules à la zone portuaire s'effectuera par un portail installé dans le prolongement de la digue d'accès aux quais.



Figure 57 – Extrait plan masse - APD

# 11. DIMENSIONNEMENT DE LA SOLUTION

Le dimensionnement des différentes structures est présenté en annexe du présent rapport :

- Annexe A – Etude de propagation de houles et agitation du port de boingoma
- Annexe B – Dimensionnement de la digue et du mur chasse mer
- Annexe C – Dimensionnement des quais blocs
- Annexe D – Déscente de charge bâtiment Gare Maritime

## 12. METHODES DE CONSTRUCTION

### 12.1 Zones d'emprunt envisagées

#### 12.1.1 Surfaces nécessaires

Des zones d'emprunt seront nécessaires pour les installations de chantier, zones de stockage, zones de travaux :

- Zones de fabrication des éléments préfabriqués + centrale béton
- Zones d'installation de chantier
- Zones de stockage
- Zone de concassage des matériaux

##### 12.1.1.1 Zones de fabrication des éléments préfabriqués + centrale béton

La zone de fabrication des éléments préfabriqués et de la centrale béton devra être alimentée par le réseau d'eau potable pour permettre la fabrication du béton (environ 350 l/m<sup>3</sup> de béton produits). Les installations devront être équipées et exploitées de telle façon que leur fonctionnement ne puisse être à l'origine de poussières ou de nuisances pour le voisinage. Elle sera donc idéalement située à distance des habitations.

Afin de faciliter l'importation de la centrale, une centrale de taille réduite permettant d'être acheminée en container sera privilégiée, nécessitant moins de surface au sol mais ayant des capacités de production plus faibles.

Une surface de l'ordre de 500 m<sup>2</sup> sera considérée pour la centrale, pour une capacité de production de 45 m<sup>3</sup>/h de béton.

Afin de limiter les transports et les camions toupies, la préfabrication des blocs d'enrochement artificiels se fera sur la même zone que la centrale à béton. Les éléments préfabriqués d'enrochement artificiels seront stockés en partie sur cette zone au moment de la préfabrication, puis si nécessaire, une seconde zone pourra être utilisée pour stocker les éléments une fois la résistance du béton atteinte pour le levage.

Les blocs d'enrochement artificiels sont généralement stockés en deux couches.



Figure 58 - Stockage des Xblocs (source: xbloc.com)

La préfabrication des Xblocs se déroule selon un cycle de 3 jours avec un coulage de 25 unités par jour ( en moyenne. Selon les différentes options, le nombre total de Xblocs à préfabriquer est compris entre 5000 et 7250 unités. La cadence de pose considérée est de 25 unités/jour. Ainsi, un stockage initial de 250 unités puis un stockage tampon de l'ordre de 2 semaines de pose (250 unités) pourra être considéré et les préfabrifications se feront au fur et à mesure de la pose. Une surface de stockage pour 500 unités sera donc nécessaire.

L'espace de stockage sera le suivant (selon les règles éditées par DMC) :

- 500 Xblocs 1m<sup>3</sup> : 355 m<sup>2</sup>
- 500 Xblocs 3m<sup>3</sup> : 740 m<sup>2</sup>
- 500 Xblocs 5m<sup>3</sup> : 1045 m<sup>2</sup>
- 500 Xblocs 7m<sup>3</sup> : 1305 m<sup>2</sup>

A ce stade, une surface de stockage de 2000 m<sup>2</sup> sera retenue afin de placer également les moules de fabrication et les voies de circulation pour les engins. La plateforme devra avoir la portance suffisante pour le stockage des blocs.

Les blocs de quai seront également préfabriqués dans cette zone et stockés provisoirement.

Afin de ne pas surcharger la zone, et en accord avec le planning de mise en œuvre, les blocs de quai seront réalisés à la suite des blocs d'enrochement artificiels.

La préfabrication des blocs béton pour le quai bloc nécessitera une surface de l'ordre de 2000 m<sup>2</sup> également pour la préfabrication et le stockage des blocs.

Finalement la zone de préfabrication des éléments + centrale béton devra être de l'ordre de 5 000 m<sup>2</sup> minimum afin d'avoir également les surfaces nécessaires pour les flux et circulations.

Les eaux de lavage et de rejet issues de la centrale à béton et de la centrale de préfabrication seront dirigées vers un poste de décantation installé sur la zone, avant d'être rejetées.

#### 12.1.1.2 Zones d'installations de chantier

La zone d'installation de chantier devra permettre l'installation des éléments suivants :

- bungalows de chantier,
- salle de réunion,
- sanitaires,
- vestiaires,
- dispositif de traitement des eaux de chantier,
- aire de lavage des toupies,
- aire de stockage du matériel,
- zones de bennes à déchets,
- zones de stationnement des véhicules

Les installations de chantier seront raccordées au réseau électrique et au réseau d'eau potable. Elles disposeront d'un assainissement autonome et seront clôturées. Des balisages seront mis en place pour les circulations.

La zone d'installation de chantier de l'ordre de 1 000 m<sup>2</sup> pourra être installée dans un premier temps côté ouest du terre-plein existant. Après démolition des bâtiments, le reste de la zone jusqu'à l'enracinement de la jetée, pourra servir au stockage des engins de chantier, aire de retournement des camions et d'approvisionnement du matériel.



### 12.1.1.3 Zones de stockage des matériaux issus du dragage/déroctage

Les matériaux issus du dragage/déroctage pourront être mis en stock temporaire sur la plage à proximité des installations de chantier. Cela permettra aux matériaux de décanter avant d'être repris pour être mis en stock ou réutilisés.



Figure 59 - Zone de stockage produits de dragage

### 12.1.2 Zones de stockage potentielles

Différentes zones ont été identifiées à proximité du port pour permettre l'accueil des installations de l'atelier béton et des zones de stockage.

A ce stade de l'étude, nous ne disposons pas des données foncières, des limites de parcelles ou d'éventuels projets en cours d'étude sur ces zones. Ces zones théoriques d'implantation seront donc à confirmer par le titulaire du marché de travaux.



Figure 60: Synoptique des zones de stockages identifiées à proximité des installations portuaires

○ **Zone 1:**

- ▶ Surface : environ 10 000 m<sup>2</sup>
- ▶ Située à proximité de l'exutoire de la rivière de Boingoma
- ▶ Accès au port : 550 m



Figure 61: Zone de stockage temporaire - Option 1

○ **Zone 2 :**

- ▶ Surface : environ 5 000 m<sup>2</sup>
- ▶ Accès au port : 1km



Figure 62: Zone de stockage temporaire - Option 2

○ **Zone 3 :**

- ▶ Surface : environ 5 000 m<sup>2</sup>
- ▶ Présence de quelques arbres sur la zone
- ▶ Accès au port : 350 m



Figure 63 : Figure 50: Zone de stockage temporaire - Option 3

○ **Zone 4 :**

- ▶ Surface : environ 15 000 m<sup>2</sup>
- ▶ Nécessité de préparer la zone, yc débroussaillage et réalisation d'une plateforme
- ▶ Plus éloignée des habitations
- ▶ Accès au port : 1,1 km



Figure 64: Figure 50: Zone de stockage temporaire - Option 4

La zone 4 semble la plus propice à l'installation de la zone de centrale à béton + centrale de préfabrication car elle est plus éloignée des habitations.

## 12.2 Méthodes de travaux d'infrastructure

### 12.2.1 Démolitions

La démolition des ouvrages en béton s'effectue à l'aide d'une pince, d'un broyeur à béton et d'un BRH.

### 12.2.2 Dragage / déroctage

Les fonds sont supposés rocheux avec très peu de fonds sableux. Un dragage des couches de sol superficielles au-dessus de la roche (estimées à 50cm) sera nécessaire pour permettre l'assise de la digue sur les fonds rocheux.

Un dragage mécanique est envisagé. Il sera effectuée à l'aide une pelle hydraulique de forte puissance (80 à 120 tonnes) à bras long sur ponton équipée d'un godet de terrassement. L'atelier pelle sur ponton a un tirant d'eau relativement faible ce qui permet de traiter toute la zone sans contrainte de marée.



Figure 65 – Exemple pelle grande géométrie sur ponton (source Bibaut environnement)

Un dragage hydraulique n'est pas envisageable à ce stade car les produits de dragage devraient soit être clapés en mer, soit être mis en décantation dans des lagunes.

Les produits de dragage seront alors transportés par voie terrestre par camions puis déposés sur une zone de stockage. Le dragage par voie mécanique permet une faible teneur en eau des sédiments (extraction sans dilution) et un ressuyage rapide. Leur valorisation et potentielle réutilisation dans le cadre du chantier selon la granulométrie et pollution des sédiments, pourra donc être rapide. Le dragage pourra se faire à l'avancement des travaux de digue.

Le déroctage s'effectuera à l'aide de la même pelle grande géométrie équipé d'un croc de déroctage ou d'un BRH en fonction de la nature du sol rencontré.



Figure 66 - BRH + ponton

Très peu d'informations sont disponibles concernant les fonds en place mais le substratum rocheux semble quasi affleurant. Un déroctage sera nécessaire pour obtenir le tirant d'eau requis en pied du quai marchandises. Les volumes de déroctage sont très faibles et ne nécessitent donc pas des cadences importantes.

Les produits issus du déroctage seront vraisemblablement du basalte de forte résistance et pourront donc faire l'objet d'un concassage afin d'être réutilisés dans le cadre du projet.

### 12.2.3 Digue et terre-plein : noyau, sous couche et petits enrochements

Les matériaux granulaires nécessaires à la réalisation de la digue seront acheminés pour partie par voie maritime et pour partie depuis les zones d'emprunt de l'île.

L'acheminement par voie maritime sera réalisé via des navires de marchandises transportant du vrac.

Ces navires seront déchargés dans des camions depuis le quai existant maintenu en exploitation pendant toute la durée d'approvisionnement de matériaux. Les matériaux seront stockés provisoirement sur les zones prévues à cette effet.

À l'avancement du chantier les matériaux seront amenés à pied d'œuvre par camion.

Le noyau sera mis en œuvre depuis la digue par déversement dans l'eau. Le réglage des talus sera effectué par une pelle grande géométrie qui pourra être la même que celle utilisée sur le ponton pour réaliser le dragage.

La sous-couche et les petits enrochements seront mis en place avec une pelle hydraulique de forte puissance (100 à 150 tonnes) à bras long, équipé d'un godet et d'un grapin. Ce type de matériel présente l'avantage d'avoir des rendements plus importants qu'une grue à câbles. Les pelles de ce type sont équipées d'un GPS qui permet de connaître à tout moment la position du godet et donc faciliter la mise en œuvre et le contrôle des profils.

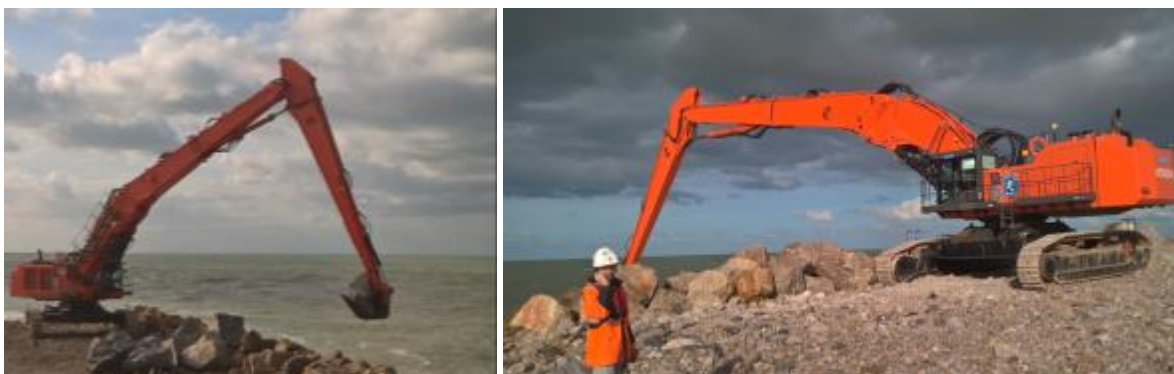


Figure 676 : Pelle de 120T à bras long manipulant un enrochement de 4-6T (photo Egis)

Cette méthode de placement a l'avantage d'être moins sensible aux aléas météo qu'une méthode de pose par moyens nautiques.

### 12.2.1 Digue : enrochements et blocs artificiels

Les enrochements nécessaires à la réalisation de la digue, au même titre que les matériaux granulaires seront acheminés pour partie par voie maritime et pour partie depuis les zones d'emprunt de l'île. Les blocs artificiels seront fabriqués sur une zone dédiée sur l'île. Les matériaux et matériels de fabrication des blocs seront acheminés par voie maritime puis par camion jusqu'à la zone de préfabrication.

A l'avancement du chantier les matériaux seront amenés à pied d'œuvre par camion depuis leur zone de stockage.

Ils seront mis en place avec une grue de forte puissance (160 à 200 tonnes), équipé d'un godet et d'un grapin. Les grues sont équipées d'un GPS qui permet de suivre la position des blocs. Un accompagnement par une équipe de plongeur pour garantir l'imbrication des blocs sera mis en place en parallèle.

L'équipe de scaphandrier devra au préalable avoir reçu une formation spécifique pour qu'ils soient en mesure de valider la pose des blocs artificiels à l'avancement.

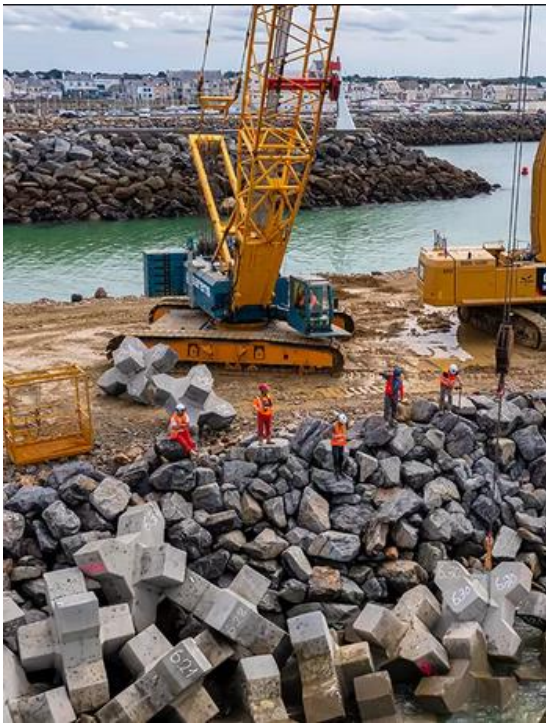


Figure 686 : Pose de blocs artificiels par une grue (photo Charrier)

La grue travaillera depuis la digue ce qui permet d'être moins sensible aux aléas météo qu'une méthode de pose par moyens nautiques.

### 12.2.2 Quais

#### ○ Préparation du support

Les travaux débiteront par une phase de préparation. Cette première phase consiste en l'amenée des matériels nécessaires à la réalisation des travaux de terrassement du soubassement du quai.

Ensuite, sera réalisée la préparation du support. Il s'agit, d'une part, d'atteindre la profondeur de la fondation du quai au niveau du substratum rocheux, et, d'autre part, de réaliser l'assise en ballast réglé sur environ 50cm d'épaisseur. Cette phase de préparation sera réalisé à l'aide de la pelle hydraulique grande géométrie (identique à celle utilisée pour la réalisation de la digue)

#### ○ Fabrication et pose des blocs béton

La troisième phase des travaux consiste en la préfabrication des blocs. Ceux-ci seront réalisés en sur une aire de préfabrication à proximité du chantier puis acheminé à pied d'œuvre par camion sachant que le poids du plus gros bloc est d'environ 18t pour une dimension de 5mx3mx2m.

Comme les dimensions des blocs ne sont pas identiques, la cadence de la fabrication sera adaptée en fonction de la disponibilité et de l'adaptabilité des matériels (essentiellement les moules de coffrage). Le nombre total de blocs à préfabriquer, pour les quais passagers et marchandises est de 860.

La phase suivante consiste en la pose des blocs préfabriqués. Il est nécessaire de soigner la réalisation de cette phase car les verrous de glissements sont très fragiles devant le poids des blocs (ces verrous, ou embrèvements, permettent d'assurer un encastrement parfait des blocs et un parement parfaitement plan). Les blocs seront manutentionnés un à un à l'aide de la grue forte capacité (identique à celle utilisée pour la pose des blocs artificiels)

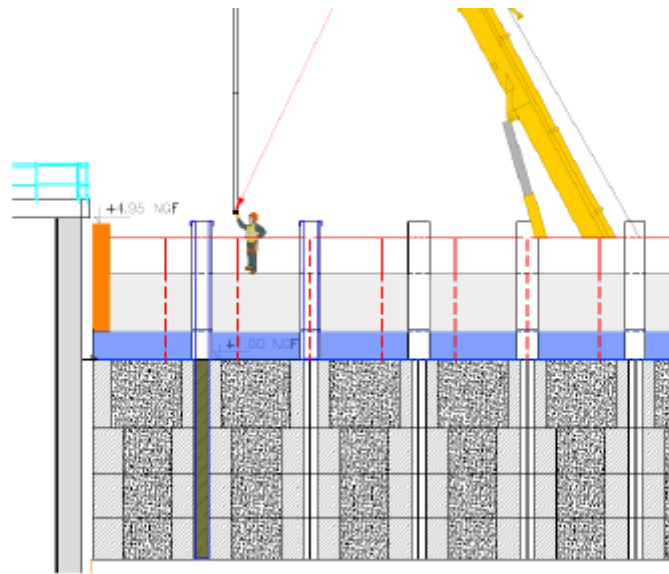


Figure 69: schéma de principe de réalisation des clés inter blocs\_vue en élévation

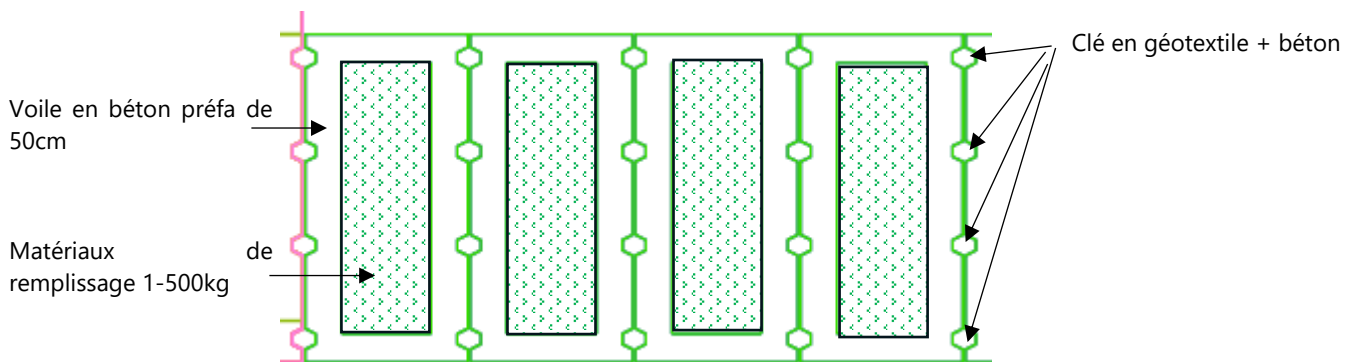


Figure 70: schéma de principe de réalisation des clés\_vue de dessus

**Nota :** afin de palier au risque sismique, des mesures constructives peuvent être mise en œuvre. Il s'agit de réaliser des « clé » à l'interface entre chaque bloc. Ces clés sont des renforcements dans la voile béton. Renforcement comblé par une chaussette en géotextile rempli de béton. Cela permet d'assurer une liaison entre blocs. Cette liaison sera la première à fissurer en cas de séisme.

#### ○ Remplissage des blocs

Ensuite les blocs sont rempli à partir du moment ou la colonne de caisson est complète. L'acheminement des matériaux dans la colonne de blocs se fait depuis la digue à l'aide d'un tapis ou d'une pelle grande géométrie.

Après avoir rempli la dernière rangée des caissons béton (rangée N°5), l'arrière du quai du quai est remblayé jusqu'au niveau bas de la poutre (+4.50mCM) hors d'eau.

### ○ Poutre de couronnement

La poutre sera coulée en place (coffrage, ferrailage, coulage et décoffrage), et représente environ 2 300 m<sup>3</sup> de béton. Le béton proviendra d'une centrale installée sur l'île dans le cadre du projet et agréée par le Maître d'œuvre.

Les équipements de quai seront installés depuis le quai avec des moyens de manutention légers.

### 12.2.3 Mur chasse mer

Le mur chasse-mer sera coulé en place (coffrage, ferrailage, coulage et décoffrage), et représente environ 8000 m<sup>3</sup> de béton. Le béton proviendra d'une centrale installée sur l'île dans le cadre du projet et agréée par le Maître d'œuvre. Sa fondation devra être réalisée avec soin et comprendra un géotextile et le béton de propreté.

### 12.2.4 Pontons

Les pontons seront fabriqués et entièrement équipés en usines et acheminés par bateau au port. Il seront divisés en tronçon de 12ml, hormis la passerelle de 25ml qui sera en une seule pièce.

Les corps morts seront réalisés sur la zone de préfabrication et acheminées à pied d'œuvre par camion. Les système d'amarrage associés (chaines, manilles, etc...) sera approvisionnées par bateau directement sur le chantier.

Les corps mort et les pontons seront mis en œuvre par grutage. Un assemblage des pontons par temps calme sera réalisé sur l'eau, le long des quais, puis acheminés et raccordés aux corps morts. Enfin la passerelle sera mise en place par grutage.

## 12.3 Phasage

La phasage envisagé prend en compte les contraintes liées au coté insulaire du projet. Les gros moyens sont identifiés sur plusieurs taches pour limite l'amenée de multiple matériels.

Ce phasage permet de maintenir l'exploitation du quai existant pendant la construction du nouveau quai. Seule une interface de circulation sera inévitable durant la période d'élargissement de la digue d'accès.

Les travaux peuvent être décomposés en plusieurs phases principales :

- Préparation de chantier
- Installations de chantier
- Elargissement de la digue d'accès (coté mer)
- Travaux des ouvrages de protection jusqu'à +6.00mCM
- Réalisation des quais
- Travaux de génie civil
- Finalisation des ouvrages de protection jusqu'à la cote finale
- Batiments et VRD
- Finitions et repli du chantier

### 12.3.1 Préparation de chantier

En amont du démarrage effectif du chantier, une phase importante sera la préparation de chantier. Elle permettra de compléter les hypothèses prises en compte dans le projet et de réaliser les études d'exécution sur la base de ces nouvelles données. Elle comprend a minima :

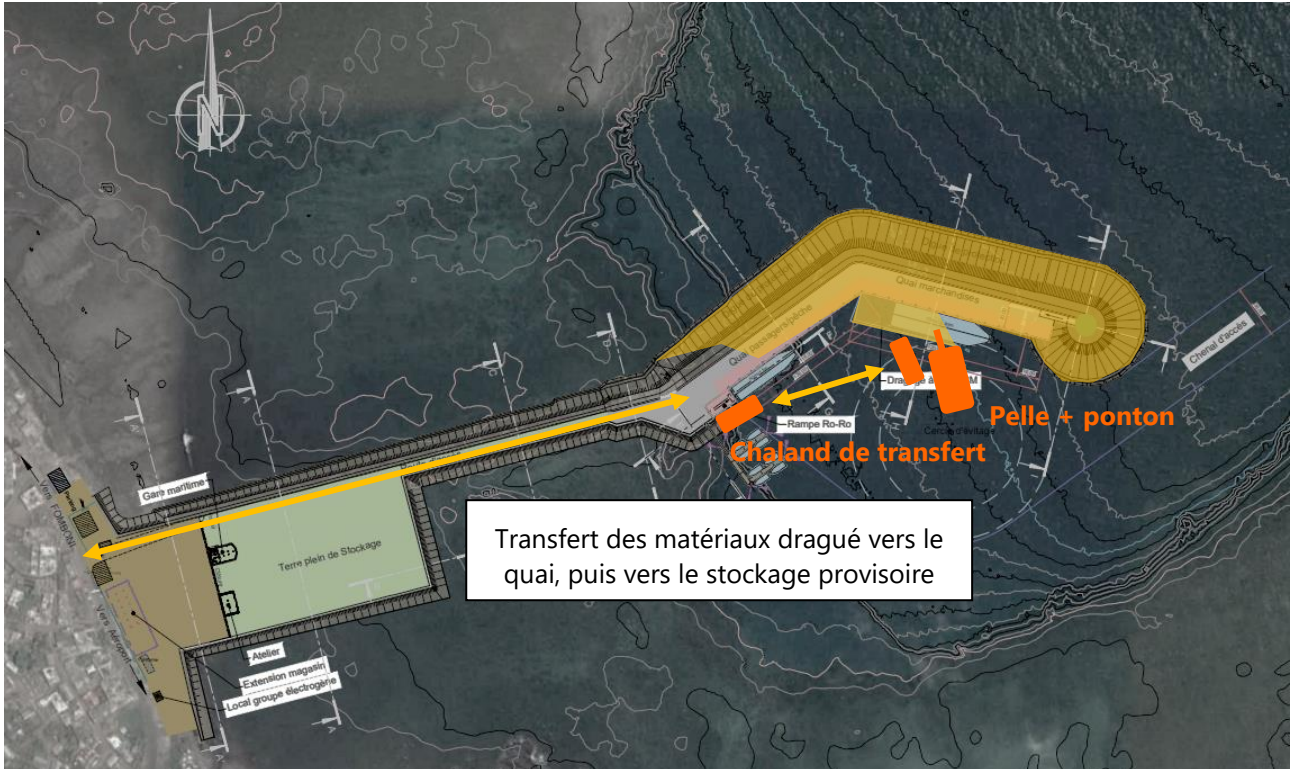
- Sondages géotechniques
- Levés topo-bathy
- Dossiers d'autorisation
- Etudes d'exécution

### 12.3.2 Installations de chantier

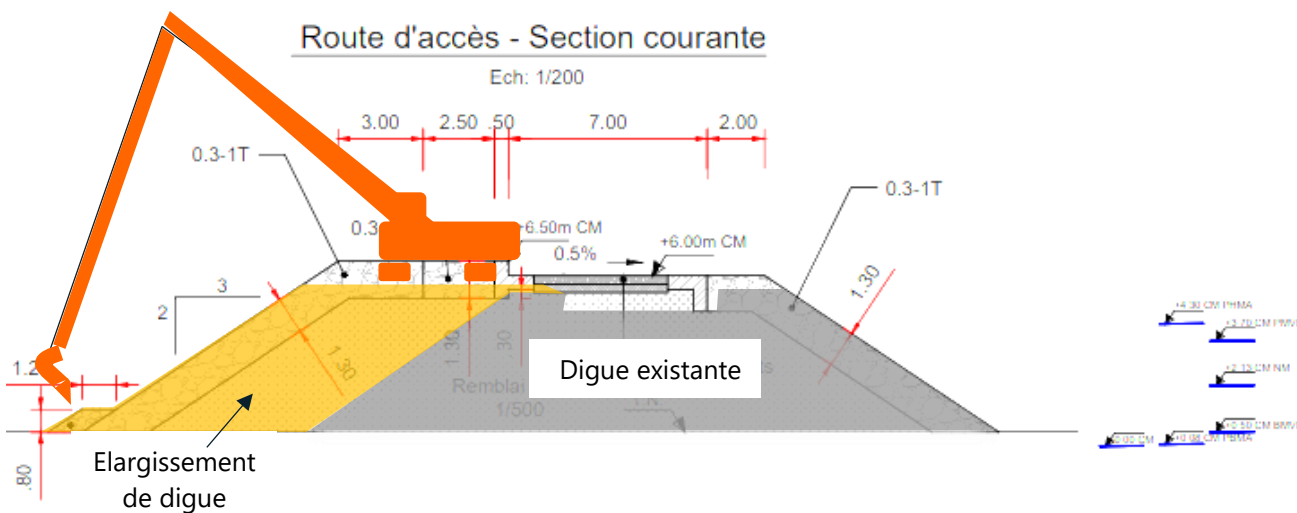
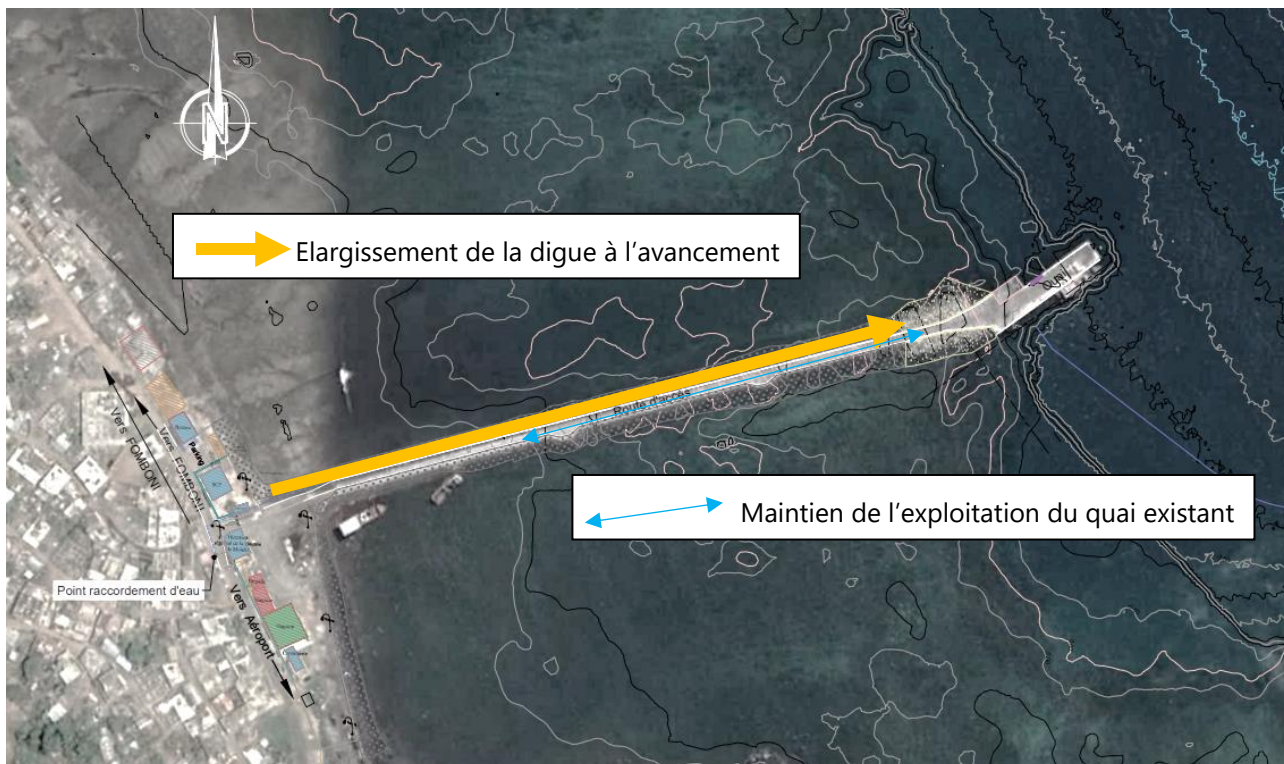
Cette phase sera constituée des tâches suivantes :

- Préparation des zones de stockage, d'installations de chantier, de préfabrication, accès
- Approvisionnement des installations de chantier, centrale béton, centrale de préfabrication
- Amenée des matériels des dragage/déroctage/engins
- Mise en œuvre des installations de chantier, centrale béton, centrale de préfabrication
- Approvisionnement des matériaux

### 12.3.3 Dragage/déroctage

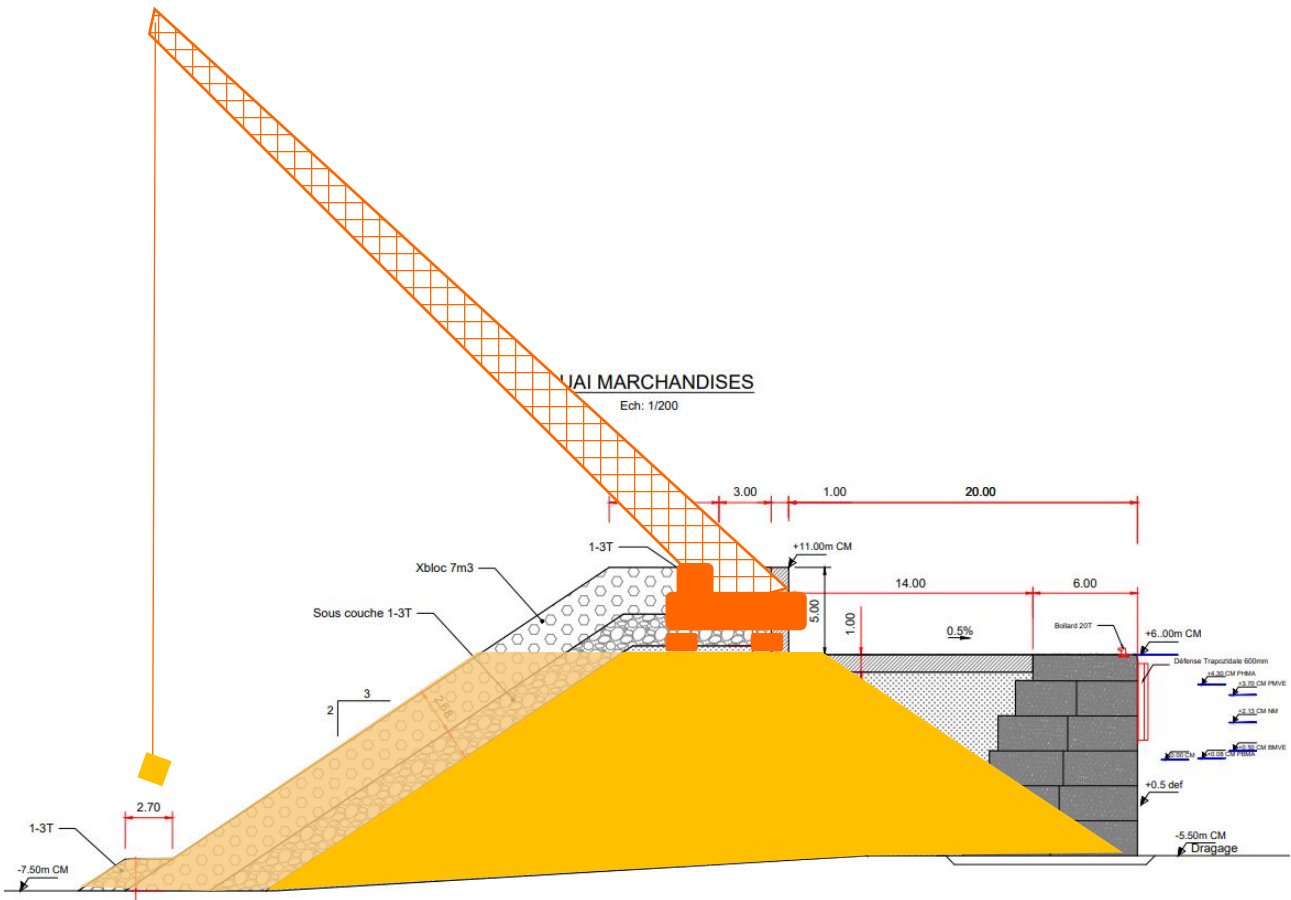


### 12.3.4 Elargissement de la digue d'accès

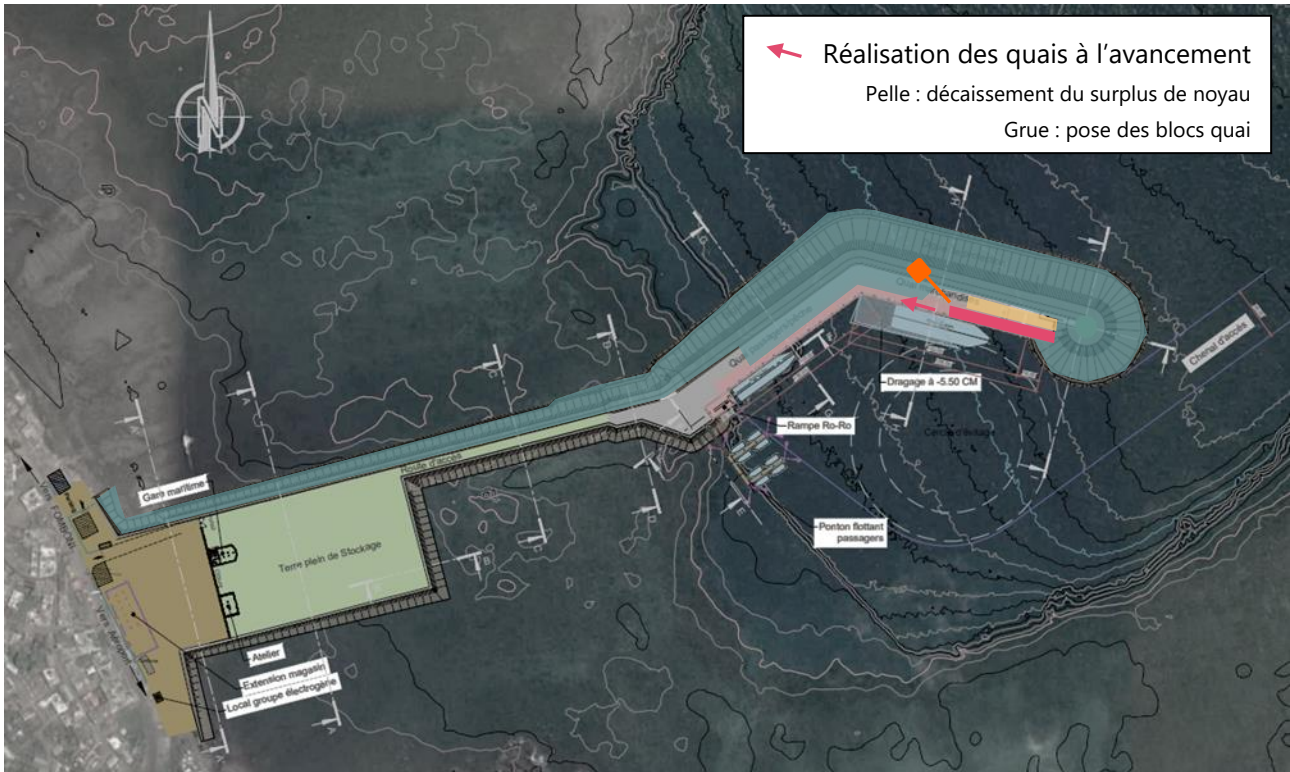


### 12.3.5 Travaux des ouvrages de protection jusqu'à +6.00mCM

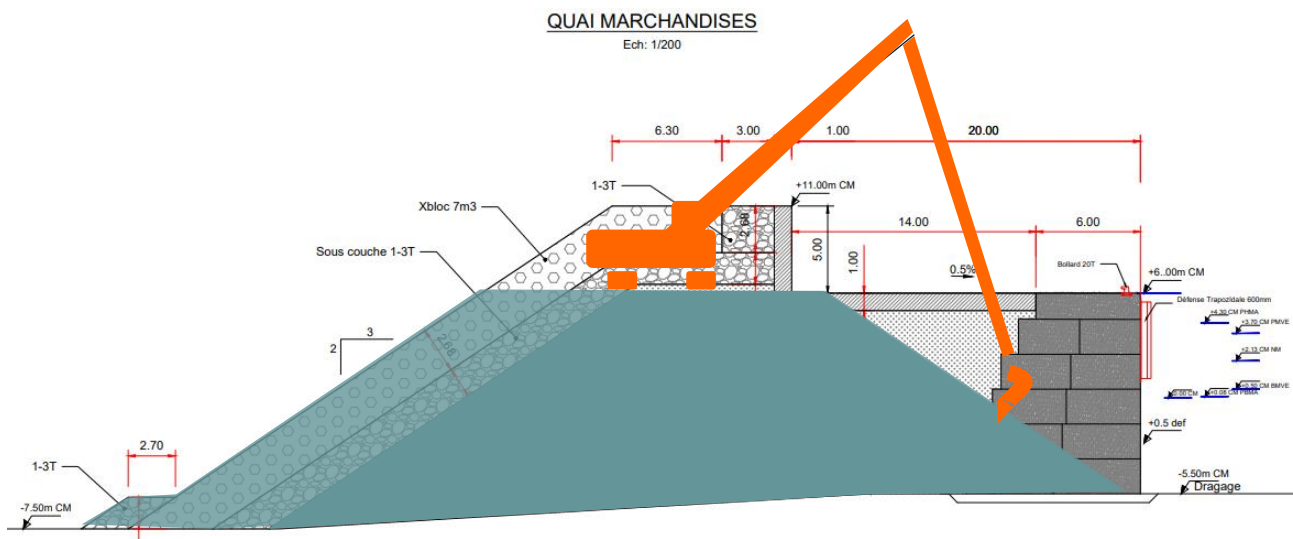
Les travaux de réalisation des ouvrage de protection seront limités dans un premier temps à la cote +6.00mCM pour permettre le travail ors d'eau en permanence. Cette limite haute permet d'obtenir une plateforme relativement confortable pour les engins lourds nécessaires à la mise en œuvre de la carapace.

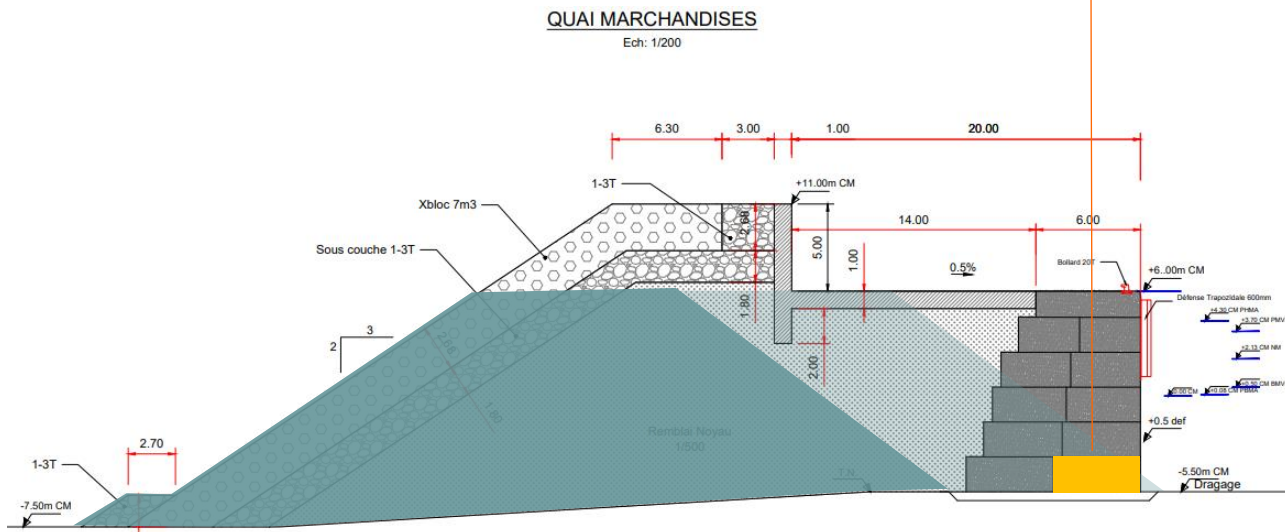


### 12.3.1 Réalisation des quais

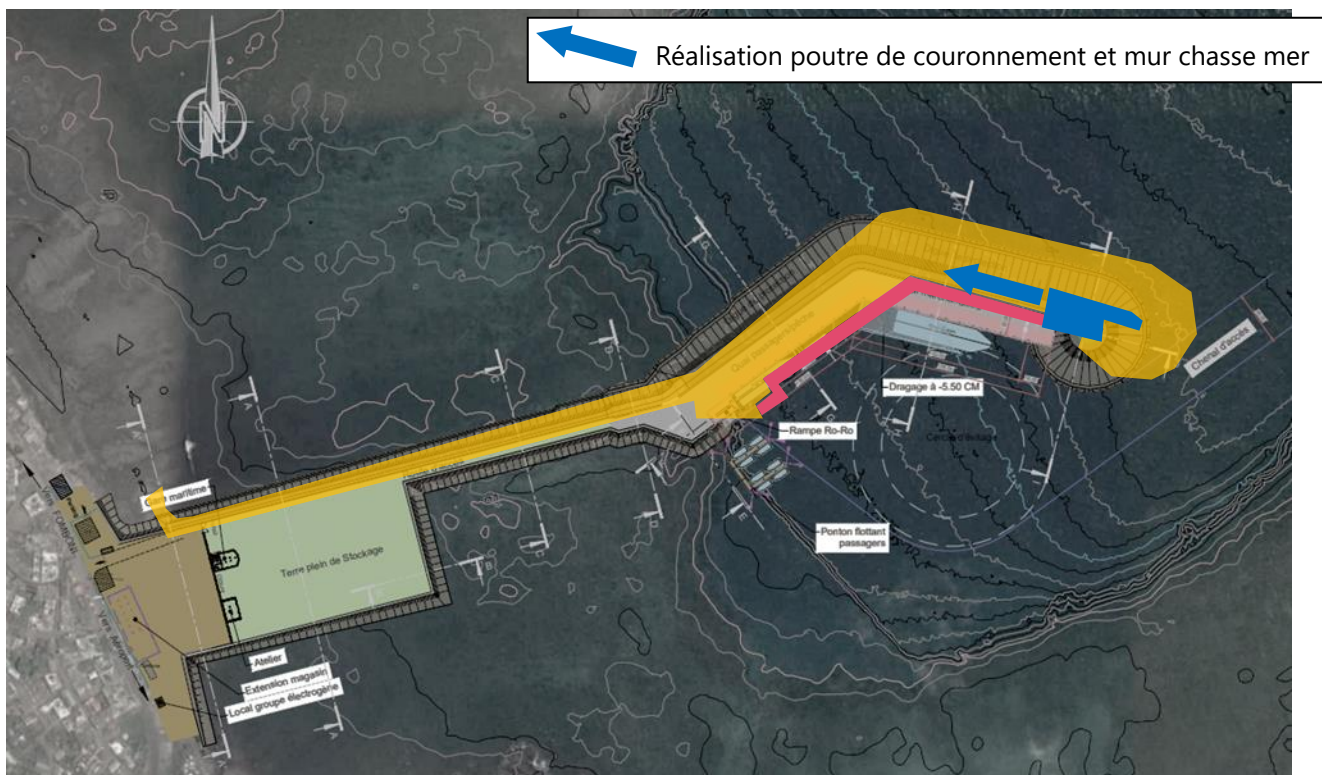


En fin de phase, le quai existant sera démolé pour laisser place à la construction de l'extrémité du quai passagers et du quai RoRo



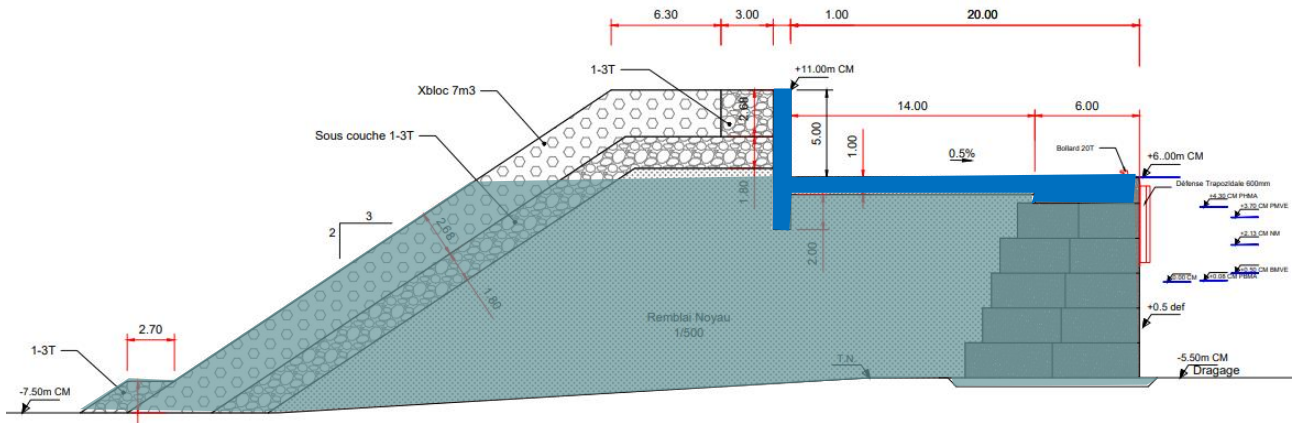


12.3.2 Poutre de couronnement et mur chasse mer

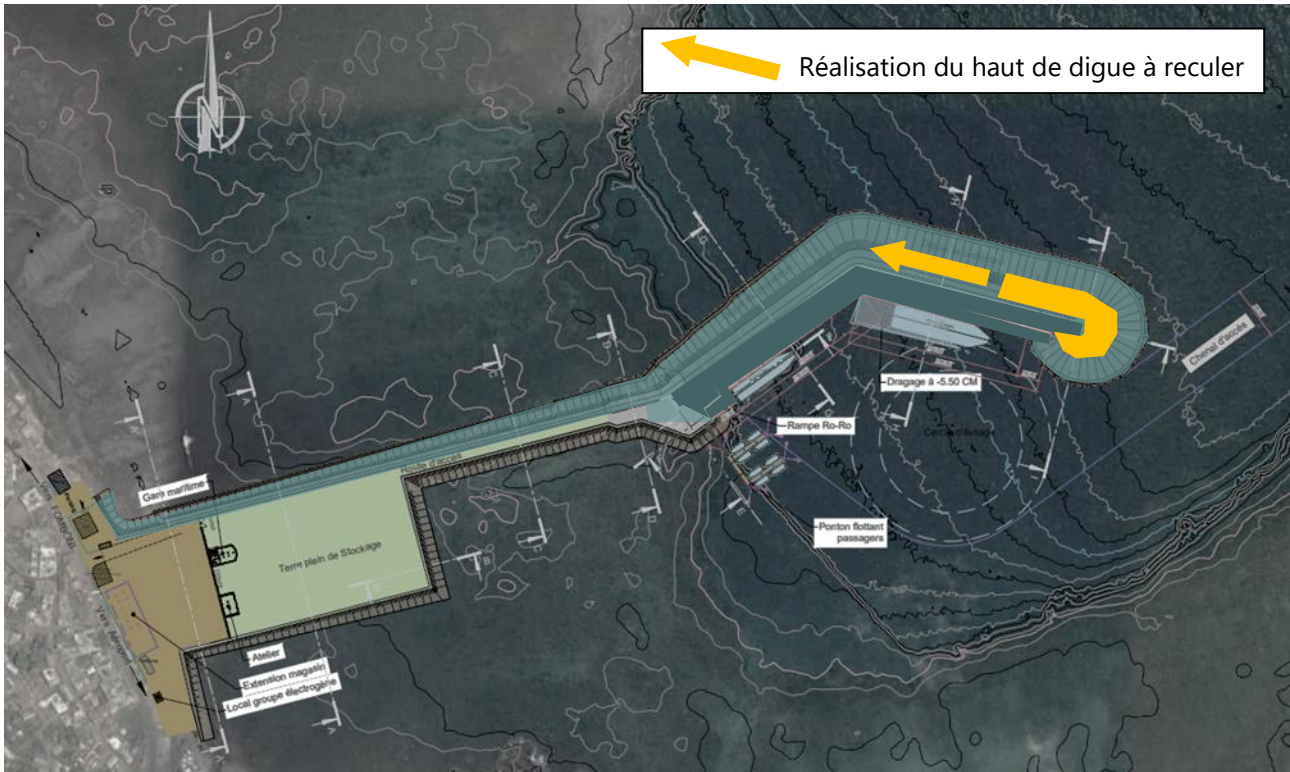


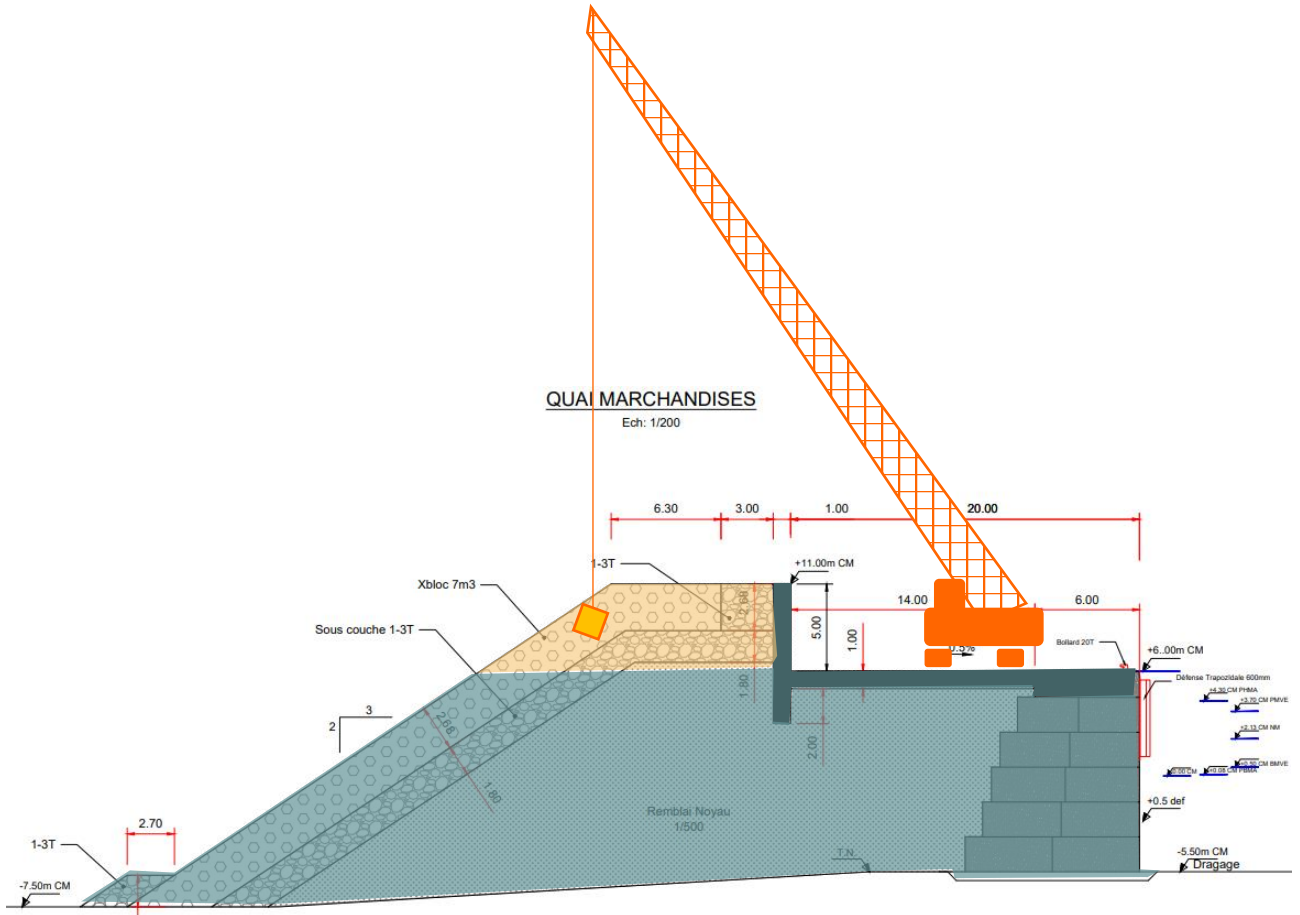
**QUAI MARCHANDISES**

Ech: 1/200

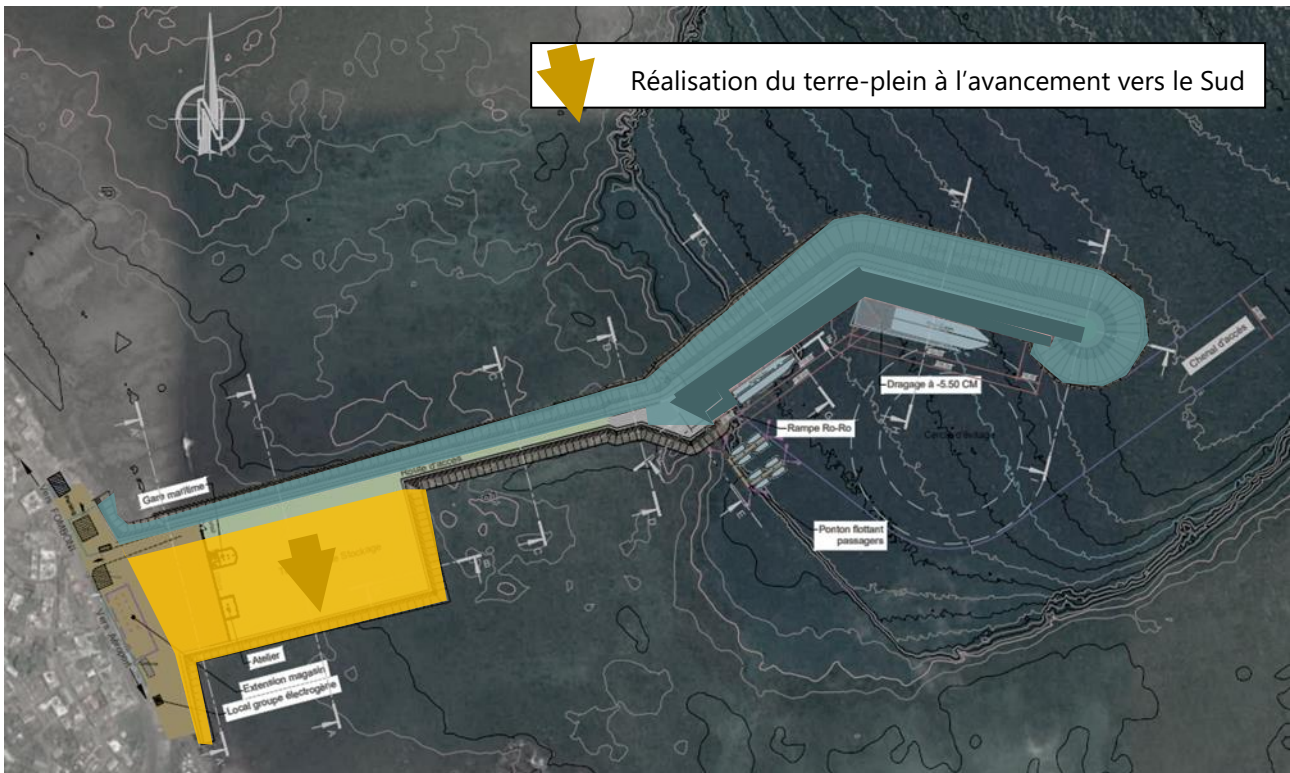


**12.3.1 Travaux des ouvrages de protection jusqu'à la cote final**

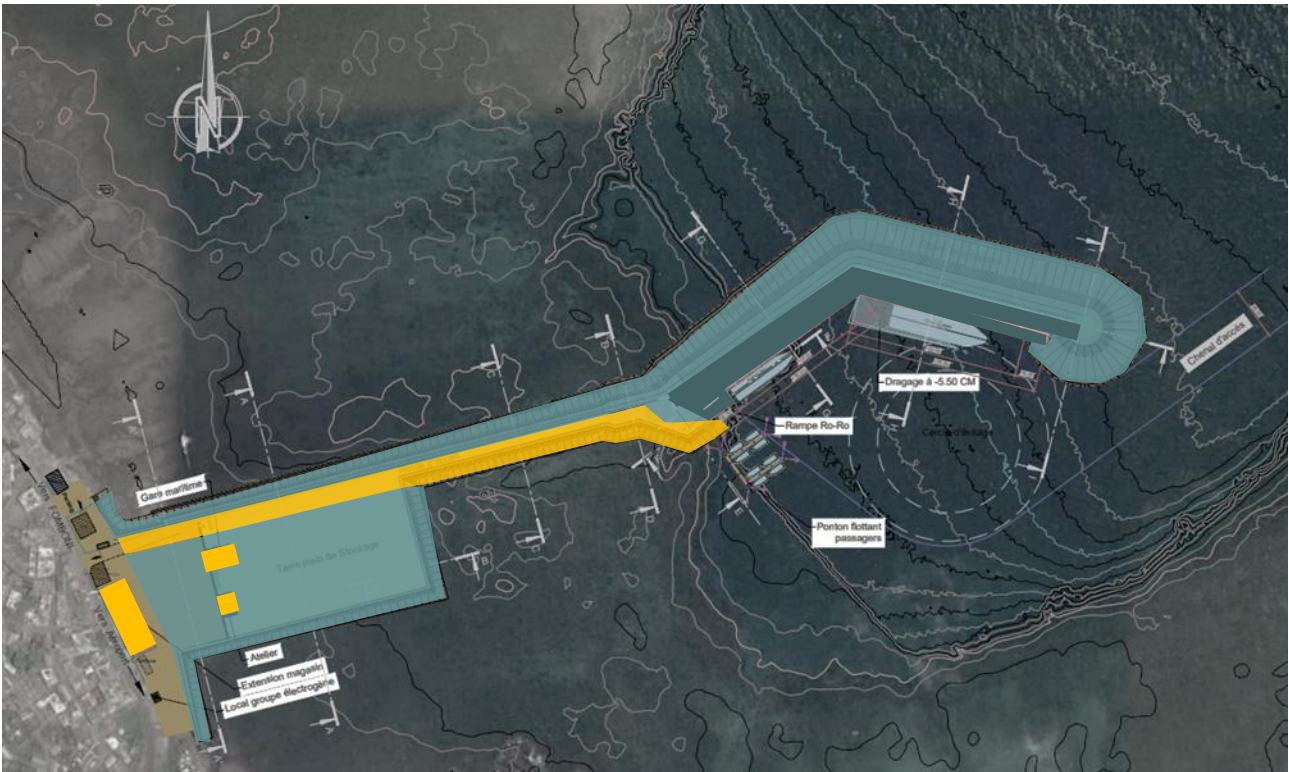




### 12.3.1 Réalisation du terre-plein



### 12.3.1 Finalisation de la digue d'accès – réalisation des réseaux et des bâtiments



### 12.3.1 Installation des pontons et de la signalisation maritime



### 12.3.2 Finitions et repli du chantier

Cette phase sera constituée des tâches suivantes :

- Mise en place des équipements
- Raccordement des réseaux
- Repli des installations de chantier

- Remise en état du site



## 12.4 Approvisionnement en matériaux

Ces aspects sont abordés plus en détail dans le cadre de la note de réponse aux commentaires de la Banque Mondiale sur l'EIES [R51] et le rapport d'expertise géologique sur les gisement exploitables de l'île de Mohéli à venir.

Les volumes nécessaires selon les différentes options sont indiqués dans le chiffrage.

## 12.5 Planning prévisionnel de travaux

Le planning est basé sur une limitation des moyens lourds à amener sur le chantier :

Un atelier de dragage /déroctage est prévu au démarrage des travaux composé d'un ponton pelle et d'un chaland.

A l'issue des dragage, la pelle est descendue à terre pour réaliser la suite du chantier et notamment la mise en œuvre des matériaux granulaires de la digue.

Le planning prend en compte une seule grue forte capacité qui réalise les travaux de pose d'enrochement, de blocs artificiels et de blocs de quai.

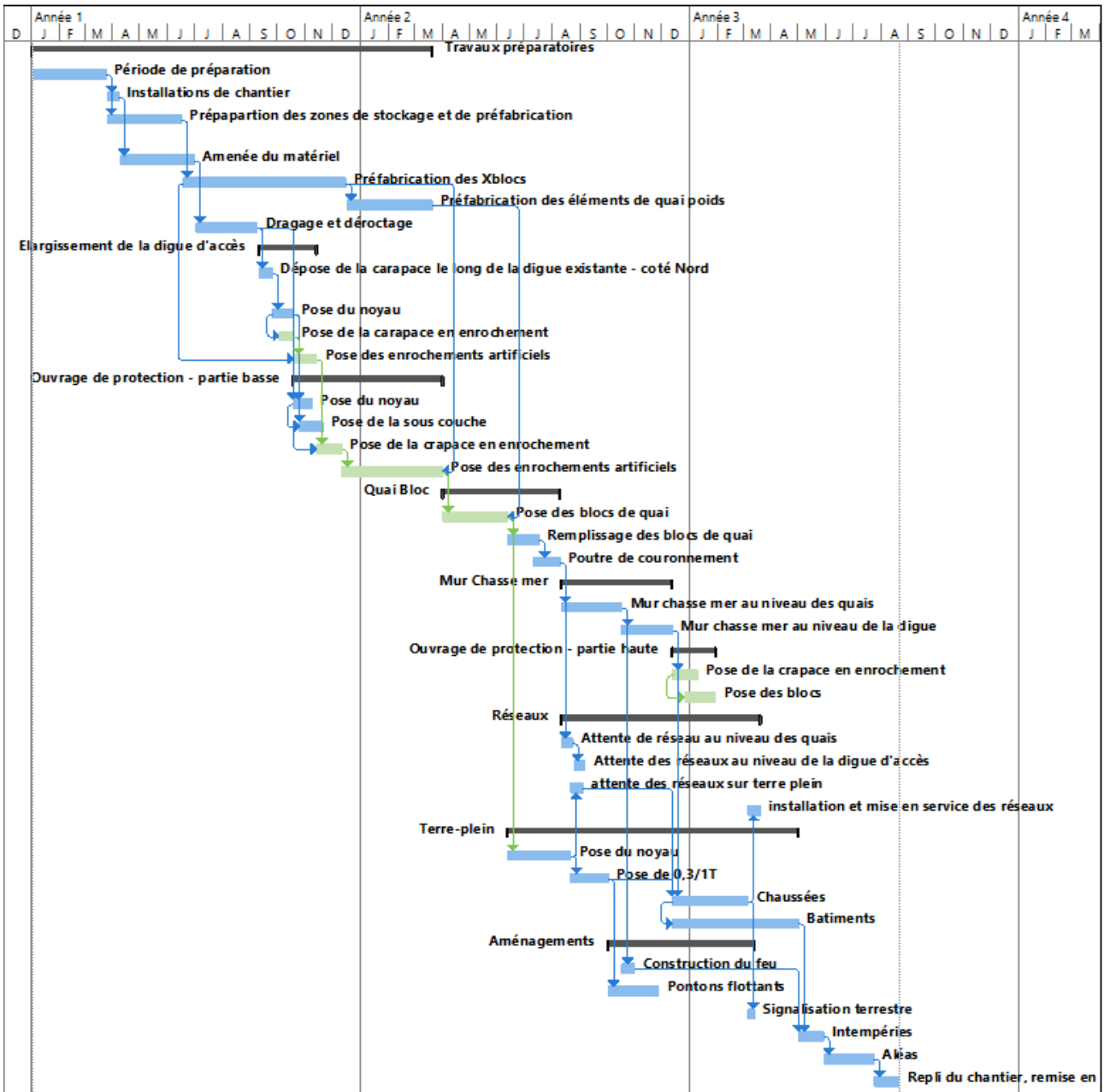


Figure 71: Vue Synoptique du planning prévisionnel de travaux

## 13. COUTS ESTIMATIFS PREVISIONNELS AU STADE APD

Nous souhaitons rappeler que le contexte géopolitique mondial, avec la crise sanitaire et la guerre russo-ukrainienne, impacte fortement les approvisionnements de matières première. La volatilité des prix de l'acier notamment est extrêmement forte (indice TP07 relatif aux « Travaux de génie civil, béton et acier pour ouvrages maritimes » ayant augmenté de 40% en 1an). Aussi, nous avons baser nos estimations de travaux sur les prix « avant évolution majeure », soit sur les prix pratiqués en 2020.

De plus, cette situation ne nous permet pas de réduire le niveau d'aléas à prendre en compte sur les prix par rapport à ceux de l'APS.

L'estimation provisoire du cout des travaux d'extension du port de Boingoma a fait l'objet d'un ajustement complet suite aux études d'APS. Les modifications majeures sont :

- Ajustement des métrés aux modifications de géométrie du projet (niveau des quai, emplacement du terre-plein...)
- Ajustement des prix généraux aux besoins envisagées en matériels lourds sur site
- Répartition des chapitre selon le type de travaux. On retrouvera ainsi les coûts du mur chasse-mer dans le chapitre Génie Civil et plus dans le chapitre ouvrage de protection.


N°	Désignation des prix	Dépenses
<b>CHAPITRE 1 : PRIX GENERAUX</b>		
	<b>Total Chapitre 1</b>	<b>6 500 000 €</b>
<b>CHAPITRE 2 : DEMOLITION / TERRASSEMENTS / TRAVAUX PREPARATOIRES</b>		
	<b>Total Chapitre 2</b>	<b>823 000 €</b>
<b>CHAPITRE 3 : OUVRAGES DE PROTECTION</b>		
	<b>Total Chapitre 3</b>	<b>18 469 900 €</b>
<b>CHAPITRE 4 : TRAVAUX DE GENIE CIVIL</b>		
	<b>Total Chapitre 4</b>	<b>17 764 040 €</b>
<b>CHAPITRE 5 : RESEAUX</b>		
	<b>Total Chapitre 5</b>	<b>341 000 €</b>
<b>CHAPITRE 6 : VOIRIES, CHAUSSEES</b>		
	<b>Total Chapitre 6</b>	<b>6 352 000 €</b>
<b>CHAPITRE 7 : EQUIPEMENTS ET SIGNALISATION</b>		
	<b>Total Chapitre 7</b>	<b>1 009 500 €</b>
<b>TOTAL HT</b>		<b>51 259 440 €</b>
	<b>Estimation basse</b>	<b>43 570 524 €</b>
	<b>Estimation haute</b>	<b>66 637 272 €</b>
	<b>Estimation basse</b>	<b>\$ 50 541 808</b>
	<b>Estimation haute</b>	<b>\$ 77 299 236</b>

Figure 72 : Résumé des couts estimatis du port de Boingoma

Le détail de l'estimation des couts est fourni en annexe du présent rapport .

# ANNEXES

# ANNEXE A – ETUDE DE PROPAGATION DE HOULES ET AGITATION DU PORT DE BOINGOMA



Union des  
**Comores**

Ministère des  
Transports Maritime



## Projet Connectivité Inter-Iles des Comores (PICMC)

Propagation de houles et agitation du  
port de **Boingoma**

Port de Boingoma





# ETUDE POUR L'AVANT-PROJET DETAILLE DES TRAVAUX D'EXTENSION DU PORT DE BOINGOMA

## PROJET CONNECTIVITE INTER-ILES DES COMORES (PICMC)

### Informations relatives au document

#### INFORMATIONS GÉNÉRALES

<b>Auteur(s)</b>	T. PLOUVIER, T.PAQUEREAU,
<b>Volume du document</b>	Propagation de houles et agitation du port de Boingoma
<b>Version</b>	0
<b>Référence</b>	NA
<b>Numéro CRM</b>	OCA0009
<b>Chrono</b>	NA

#### HISTORIQUE DES MODIFICATIONS

<b>Version</b>	<b>Date</b>	<b>Rédigé par</b>	<b>Visé par</b>	<b>Modifications</b>
0	27/06/22	Auteurs	E.ESCOBAR	Emission initiale

#### DESTINATAIRES

<b>Nom</b>	<b>Entité</b>
	PICMC
	Banque Mondiale

## SOMMAIRE

---

<b>1.1 - Méthodologie d'étude</b> .....	<b>7</b>
<b>2 - SYNTHÈSE ET CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE</b> .....	<b>8</b>
<b>3 - DESCRIPTION DE LA ZONE D'ÉTUDE</b> .....	<b>9</b>
<b>3.1 - Bathymétrie</b> .....	<b>9</b>
<b>3.2 - Etats de mer</b> .....	<b>9</b>
<b>3.3 - Niveaux d'eau</b> .....	<b>11</b>
<b>3.3.1 - Niveaux de marée astronomique</b> .....	<b>11</b>
<b>3.3.2 - Niveaux d'eau extrêmes</b> .....	<b>11</b>
<b>4 - PROPAGATION DE HOULES EXTREMES</b> .....	<b>12</b>
<b>4.1 - Contexte météo-océanique</b> .....	<b>12</b>
<b>4.1.1 - Houle</b> .....	<b>12</b>
<b>4.1.2 - Niveaux marins</b> .....	<b>12</b>
<b>4.2 - Propagation des houles jusqu'à la côte</b> .....	<b>12</b>
<b>4.2.1 - Mise en œuvre du modèle TOMOWAC</b> .....	<b>12</b>
4.2.1.1 - Paramétrisation du modèle.....	13
4.2.1.2 - Programme des simulations .....	14
<b>4.2.2 - Résultats au site de Boigoma</b> .....	<b>14</b>
4.2.2.1 - Houles propagées .....	14
<b>ÉTUDE DE L'AGITATION DANS LE PORT</b> .....	<b>18</b>
<b>4.3 - Logiciel mis en œuvre</b> .....	<b>18</b>
<b>4.4 - Modèle Numérique de terrain, emprise du modèle et maillage</b> .....	<b>18</b>
<b>4.5 - Conditions aux limites solides</b> .....	<b>19</b>
<b>4.6 - Conditions aux limites maritimes</b> .....	<b>20</b>
<b>4.7 - Résultats de simulation</b> .....	<b>21</b>
<b>4.7.1 - Matrices d'agitation</b> .....	<b>21</b>
<b>4.7.2 - Plans d'agitation</b> .....	<b>24</b>
4.7.2.1 - Agitation pour $H_s = 1.0$ m ; 3 Directions (0, 45 et 90°N); $T_p = 8$ s.....	25
<b>4.7.3 - Statistiques d'agitation sur les zones d'intérêt et performance de l'aménagement AVP</b> .	<b>27</b>
<b>5 - REFERENCES</b> .....	<b>28</b>

## LISTE DES ILLUSTRATIONS

---

Figure 1 – Point de sortie IOWAGA retenu pour les conditions d’entrée de l’étude d’agitation.....	9
Figure 2. CORRELOGRAMMES Hm0-Direction (HAUT) ET Hm0-TP (BAS) AU POINT IOWAGA étudié .....	10
Figure 3. Roses des houles des Hauteurs significatives (Gauche) et Périodes (Droite) AU POINT IOWAGA étudié .....	10
Figure 4. Résultats numériques des propagations de houle A l’approche du port (niveau haut à +5.08 m CM) – scénarii 0 à 3 (isobathes tous les 2m) .....	15
Figure 5. Résultats numériques des propagations de houle A l’approche du port (niveau Moyen à +2.13 m CM) – scénarii 4 à 7 (isobathes tous les 2m) .....	16
Figure 6. Résultats numériques des propagations de houle A l’approche du port (niveau Moyen abaissé à +1.63 m CM) – scénarii 8 à 11 (isobathes tous les 2m) .....	17
Figure 10 – Bathymétrie [mCM] sur la zone du port pour un niveau de PMVE (+3.70m CM) .....	18
Figure 11 – Localisation des zones d’intérêt pour l’étude d’agitation portuaire .....	19
Figure 12 – Coefficients de réflexion (Cr) pour des niveaux d’eau de +0.50 mCM (BMVE), +2.13 mCM (NM) et +3.70 mCM (PMVE).....	20

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau 3 – Périodes et valeurs de retour pour les niveaux d’eau décrits par AKTIS [2].....	11
Tableau 4 – Matrice d’agitation (Hm0 dans le port pour un Hm0 de 1m au large, point IOWAGA) pour les 3 zones d’intérêt et un niveau d’eau de +0.50mCM (BMVE) pour le plan masse Etudié .....	22
Tableau 5 – Idem pour un niveau d’eau de +2.13 mCM (NM) .....	23
Tableau 6 IDEM pour un niveau d’eau de +3.70 mCM (PMVE) .....	24
Tableau 7 – Statistiques de « downtime » (en % et jours/an) le plan masse AVP sur les trois zones d’étude .....	27

# GLOSSAIRE ET DEFINITIONS

## Sigles et abréviations

AVP	: AVant-Projet
BM, PM :	Basse Mer / Pleine Mer
CC	: Changement Climatique
CM	: Cote Marine (= ZH, ici)
CPM	: Compagnie des Ports du Morbihan
ME, VE	: Morte-Eau, Vive-Eau
MOA	: Maîtr(ise)(e) d'OuvrAge
MOE	: Maîtr(ise)(e) d'Œuvre
N, O, S, E	: Nord, Ouest, Sud, Est
PLU	: Plan Local d'Urbanisme
PR	: Période de Retour (d'un événement climatique)
SHOM	: Service Hydrographique et Océanographique de la Marine
ZH	: Zéro Hydrographique

## Symboles mathématiques

Cr (ou Kd)	: Coefficient de transfert pour l'agitation [-]
d50	: Diamètre médian des grains de sable [m]
Hs, Hm0	: Hauteur significative de la houle, déterministe et spectrale resp. [m] (ici, ces deux symboles seront confondus par simplicité)
K	: Coefficient de frottement de Strickler [ $m^{1/3}/s$ ]
Qb	: Transport solide potentiel (charriage+suspension) [ $m^2/s$ ] issu du code SISYPHE
Tp	: Période de pic spectrale de la houle [s]
U,V	: Composantes de vitesse de courant 2D[ $m/s$ ]
Zw	: Niveau d'eau [mZH]
$\theta_m, \theta_p$	: Direction de la houle, moyenne et de pic resp. [°]
$\tau_c, \tau_w, \tau_{cw}$	: Contrainte de cisaillement sur le fond [ $N/m^2$ ] due aux courants, aux vagues et aux courants+vagues, resp.

### **Conventions pour les directions**

Convention nautique pour les vents, la direction indiquant leur provenance.

*Exemple : 315° = vent de NO, 180° = vent de S, etc.*

### **Références planimétrique et altimétriques**

Dans cette étude, la référence planimétrique est le système WGS 84 UTM 38S (EPSG 32738). La référence altimétrique est le zéro hydrographique (ZH) ou Carte Marine (CM) du SHOM pour le port de Dzaoudzi, situé à 2.13m en dessous du zéro du Niveau Moyen (NM) du port de Boingoma.

## 1.1 - Méthodologie d'étude

Cette étude est construite en deux parties :

- **Une partie dédiée au dimensionnement des ouvrages**, décrivant les calculs de dimensionnement réalisés à partir de la propagation de houles extrêmes. Ces conditions de houles sont propagées via le code TOMAWAC.
- **Une partie agitation (§4.2.1 - )**, Permettant par chaînage des codes TOMAWAC et ARTEMIS, de produire les matrices d'agitation, plan d'agitation et statistiques d'indisponibilité dans l'enceinte du port.

## 2 - OBJET DE L'ETUDE ET SYNTHESE DES RESULTATS

Cette étude comporte deux objectifs :

- Réaliser une **étude d'agitation** relative au plan masse AVP pour conclure sur l'opérabilité du port.
- Estimer les conditions extrêmes dimensionnantes pour le port et réaliser une **étude de propagation des houles extrêmes**.

### Propagation des houles extrêmes

Les houles extrêmes ré-évaluées sont propagées jusqu'au port et servent de base pour le calcul du dimensionnement.

### Etude d'agitation

La Zone 1 proche de l'entrée du port est la plus exposée puisque son temps d'inopérabilité est estimé à 12.6 jours par an, tandis que les zones 2 et 3 sont inopérantes respectivement 10.9 et 7.9 jours par an.

### 3 - DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

#### 3.1 - Bathymétrie

L'archipel des Comores est couvert par différents jeux de données détaillés dans le précédent rapport d'APS [1]. Pour la zone spécifique de Boigoma, un levé bathymétrique a été effectué en 2014 par le SHOM. Celui-ci a été exploité en complément de la bathymétrie satellitaire EOMAP pour la construction des modèles de propagation-agitation mis en œuvre.

#### 3.2 - Etats de mer

Une analyse statistique des états de mer est faite devant le port principal de Mohéli à partir des données de la réanalyse régionale IOWAGA (point de coordonnées **11.50°S, 44.00°E**, cf. Figure 1).



**FIGURE 1 – POINT DE SORTIE IOWAGA RETENU POUR LES CONDITIONS D'ENTREE DE L'ETUDE D'AGITATION**

L'analyse des conditions au point IOWAGA montre que l'essentiel des houles proviennent du secteur Est (Figure 2 et Figure 3). 75% des houles sont inférieures à 1.46m et 95% des houles observées à ce point sont inférieures à 1.87m. La hauteur médiane des houles est de 1.17m. Les périodes pic des houles sont respectivement de 8.70s, 10.20s et 14.93s pour les périodes médianes, supérieures à 75% des autres périodes, et supérieures à 95% des autres périodes.



### 3.3 - Niveaux d'eau

#### 3.3.1 - Niveaux de marée astronomique

La marée dans l'archipel des Comores est de type semi-diurne à équivalence diurne, c'est-à-dire que l'on y observe deux PM par jour d'amplitude sensiblement égale. Les Références Altimétriques Maritimes du SHOM [2] au port de Dzaoudzi sont rappelées dans le tableau ci-dessous. Le site de étudié à Mohéli n'étant pas disponible dans le document du SHOM, on fait l'hypothèse que les conditions au port sont les mêmes qu'à Dzaoudzi.

<b>Niveau de marée</b>	<i>Références Altimétriques Marines (2019)(mCM ?)</i>
<b>Plus Haute Mer Astronomique (PHMA)</b>	<b>4.30</b>
<b>Pleine Mer de Vives-Eaux (PMVE)</b>	<b>3.70</b>
<b>Pleine Mer de Mortes-Eaux (PMME)</b>	<b>2.80</b>
<b>Niveau Moyen (NM)</b>	<b>2.13</b>
<b>Basse Mer de Mortes-Eaux (BMME)</b>	<b>1.45</b>
<b>Basse Mer de Vives-Eaux (BMVE)</b>	<b>0.50</b>
<b>Plus Basse Mer Astronomique (PBMA)</b>	<b>0.08</b>

#### 3.3.2 - Niveaux d'eau extrêmes

Les niveaux d'eau extrêmes décrits par Aktis [3] dans la Table 20 – sont la superposition du niveau de la marée astronomique et de la montée des eaux. La surcote de tempête à la fois due à la dépression (surcote barométrique) et à l'effet du vent sur la surface de l'eau est estimée à +0.60m. Les valeurs d'Aktis pour les niveaux et leurs périodes de retour sont rappelées dans le Tableau 1 ci-dessous

En considérant une période de retour centennale du niveau d'eau, et avec une surcote de Wave Setup de 0.60m, un niveau au large de 2.35m au-dessus du niveau moyen (2.13m CM), on trouve un **niveau centennial de 5.08m CM**.

<b>Tableau 1 – Périodes et valeurs de retour pour les niveaux d'eau décrits par AKTIS [3]</b>	
<b>PR[ans]</b>	<b>Niveau[m NM]</b>
<b>25</b>	2.25
<b>50</b>	2.29
<b>100</b>	<b>2.35</b>
<b>1000</b>	2.62
<b>10 000</b>	2.92

## 4 - PROPAGATION DE HOULES EXTREMES

### 4.1 - Contexte météo-océanique

Pour assurer une durée de vie de l'ouvrage de 50 ans, des conditions centennales de houle seront simulées avec un niveau d'eau centennal.

#### 4.1.1 - Houle

Dans l'étude d'AKTIS [3] (Tableau 2-12), les conditions cycloniques sont spécifiées en fonction des secteurs directionnels.

L'étude d'APS d'EGIS [1] a montré que les conditions de secteurs Nord à Est sont les plus pénalisantes pour le port étudié. On rappelle ci-dessous le tableau en question.

**TABLEAU 2-12 : VALEURS DE RETOUR DE LA HAUTEUR SIGNIFICATIVE ET PERIODE PIC DE HOULE CYCLONIQUE DE PERIODE DE RETOUR 25, 50 ET 100 ANS POUR DIFFERENTS SECTEURS DIRECTIONNELS (AKTIS, 2022)**

Secteur directionnel [°N]	Période de retour (ans)					
	25		50		100	
	Hm0 [m]	Tp [s]	Hm0 [m]	Tp [s]	Hm0 [m]	Tp [s]
0	5.0	12.1	5.9	12.6	7.0	13.1
30	5.0	10.1	5.9	10.6	6.9	11.0
60	5.0	8.6	5.9	9.1	7.0	9.6
90	5.0	9.3	6.0	9.8	7.2	10.2
120	4.8	10.3	5.8	10.7	6.9	11.1
150	4.2	11.2	5.1	11.5	6.2	11.7
180	3.6	11.5	4.6	11.6	5.5	11.7
210	4.0	11.8	4.9	11.8	5.6	11.8
240	4.2	12.2	4.9	12.2	5.6	12.1
270	4.4	12.8	5.2	12.8	5.8	12.9
300	4.8	13.3	5.7	13.5	6.5	13.6
330	5.0	13.2	6.0	13.6	7.0	14.0
Tous secteurs	6.5	11.6	7.6	11.8	8.7	12.0

#### 4.1.2 - Niveaux marins

Comme précisé dans le paragraphe 3.3.2 -, le **niveau marin centennal étudié est de 5.08m CM**.

Des calculs de propagation des houles extrêmes sont également faits pour **les niveaux de 2.13m CM et 1.63m CM** pour étudier le dimensionnement de l'ouvrage.

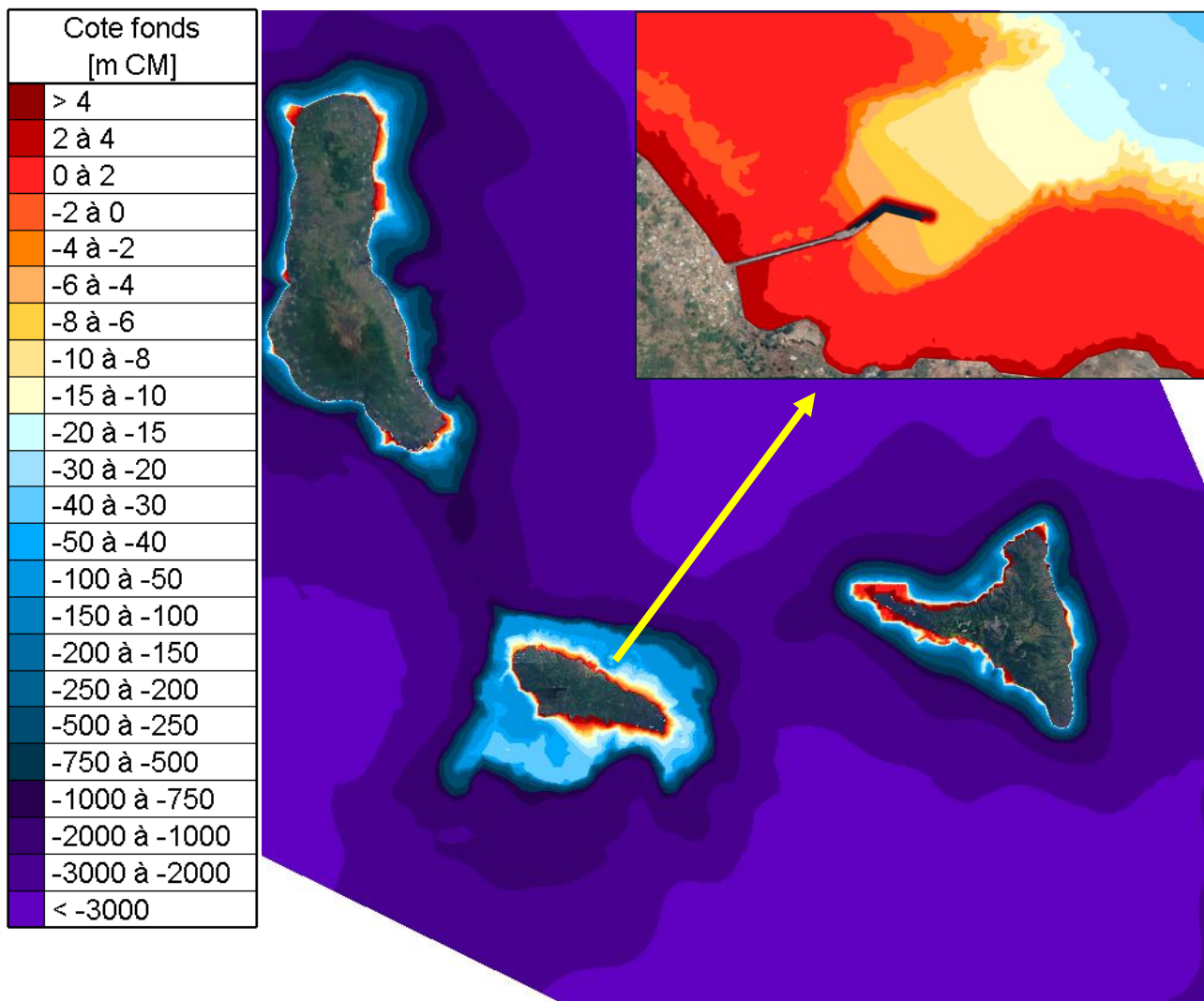
### 4.2 - Propagation des houles jusqu'à la côte

#### 4.2.1 - Mise en œuvre du modèle TOMOWAC

Les conditions de houle dimensionnantes en pied d'ouvrage sont déterminées à partir d'une modélisation de la propagation jusqu'à la côte des conditions du large, présentées au paragraphe 4.1.1 - .

Le modèle hydraulique est construit avec les codes TOMAWAC de la suite logicielle open TELEMAR-MASCARET, développée et maintenue par EDF R&D ([opentelemar.org](http://opentelemar.org)). Le code TOMAWAC permet le calcul, par la méthode des éléments finis, de la propagation des états de mer du large à la côte, en prenant en compte les effets de réfraction (bathymétrique, courants), levée (*shoaling*), interactions non linéaires entre fréquences, génération par le vent, dissipation par déferlement bathymétrique et moutonnement, dissipation par frottement sur le fond etc. Il calcule les spectres d'état de mer en tout point du domaine et en déduit les paramètres synthétiques de hauteur significative, période de pic, direction moyenne, efforts dus au déferlement des vagues etc.

Le modèle utilisé est celui déjà employé en phase APS.



#### 4.2.1.1 - Paramétrisation du modèle

Les états de mer se présentent sous la forme de spectres directionnels de type JONSWAP avec  $\gamma=2$ , et une distribution angulaire  $\cos-2s$  de  $s=25$  (houle océanique avec une courte distance d'amortissement).

Un coefficient de friction selon Strickler de  $40\text{m}^{1/3}/\text{s}$ , est pris en compte pour représenter la dissipation par frottement sur le fond.

#### 4.2.1.2 - Programme des simulations

La réflexion au niveau des ouvrages n'est pas prise en compte dans le code de propagation de houles TOMAWAC. Les houles sont propagées depuis les frontières maritimes du modèle.

**Les houles dimensionnantes** sont décrites dans le tableau ci-dessous :

Cas	Direction $\theta$ [°N]	Hauteur significative $H_s$ [m]	Période de pic $T_p$ [s]	Niveau d'eau $Z_w$ [mCM]
0	0	7	13,1	5,08
1	30	6,9	11	
2	60	7	9,6	
3	90	7,2	10,2	
4	0	7	13,1	2,13
5	30	6,9	11	
6	60	7	9,6	
7	90	7,2	10,2	
8	0	7	13,1	1,63
9	30	6,9	11	
10	60	7	9,6	
11	90	7,2	10,2	

Le vent ayant déjà levé la houle aux limites du modèle il n'est pas comptabilisé une deuxième fois dans les simulations.

#### 4.2.2 - Résultats au site de Boigoma

##### 4.2.2.1 - Houles propagées

Les résultats de propagation des houles sont présentés sur les Figure 4, Figure 5 et Figure 6 avec respectivement les niveaux +5.08 m CM, +2.13 m CM et +1.63 m CM.

Ces résultats permettent d'extraire les conditions de houles pour réaliser le dimensionnement.

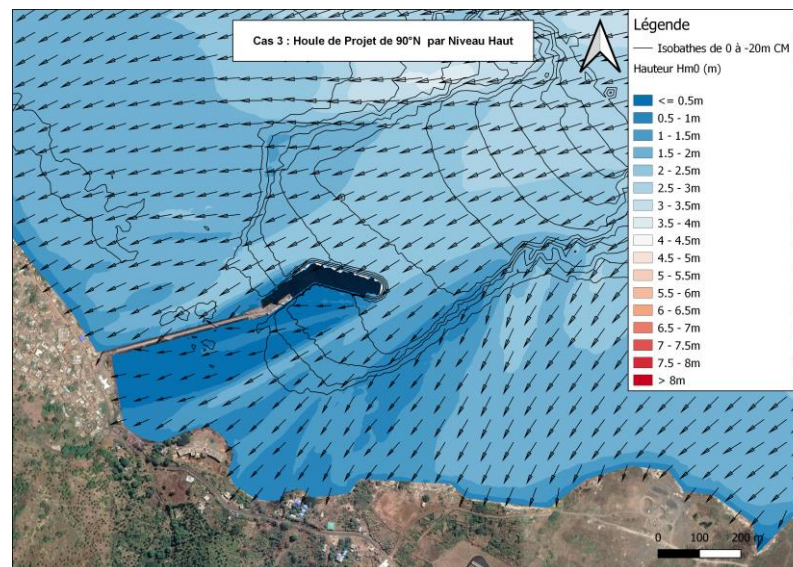
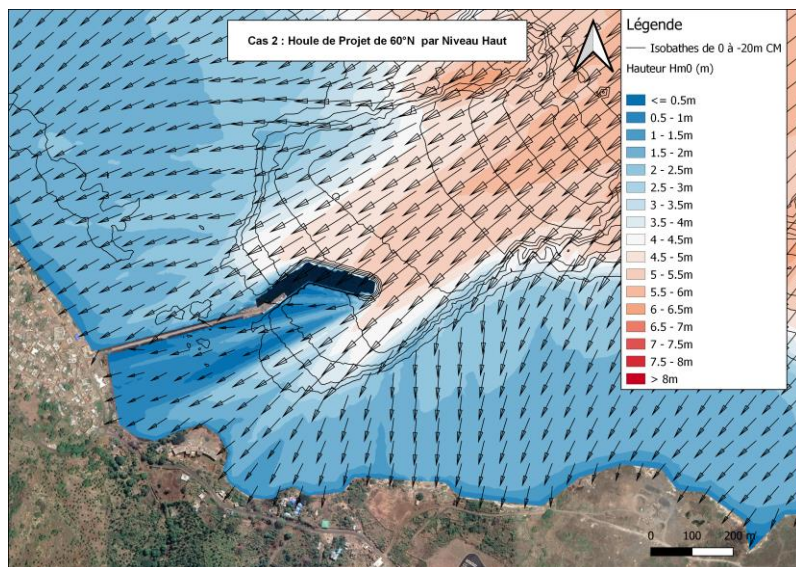
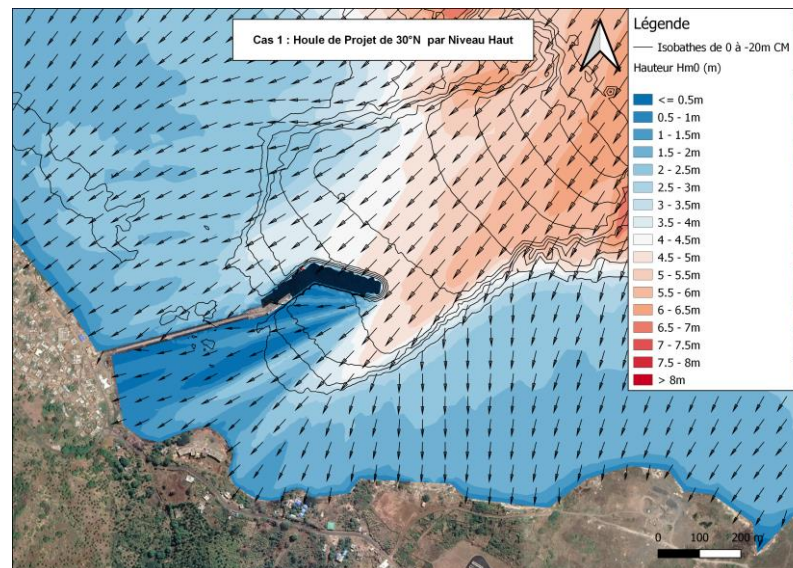
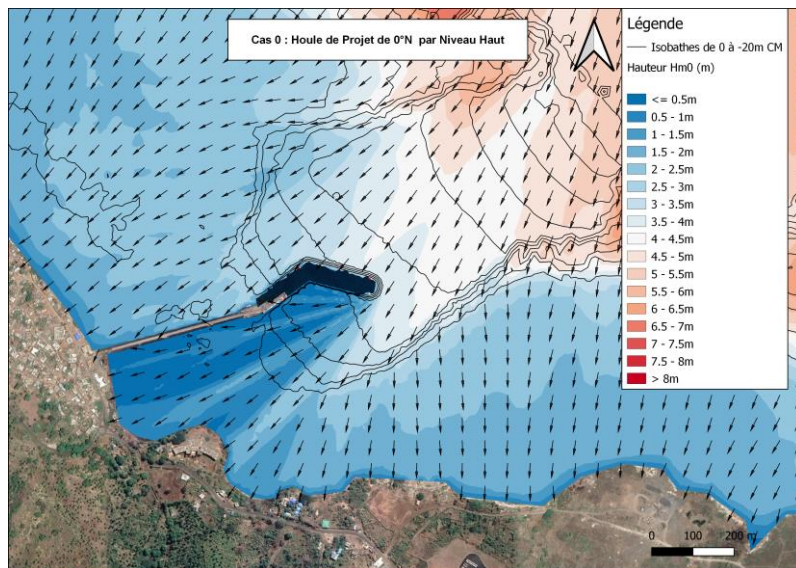


FIGURE 4. RESULTATS NUMERIQUES DES PROPAGATIONS DE HOULE A L'APPROCHE DU PORT (NIVEAU HAUT A +5.08 M CM) – SCENARI 0 A 3 (ISOBATHES TOUS LES 2M)

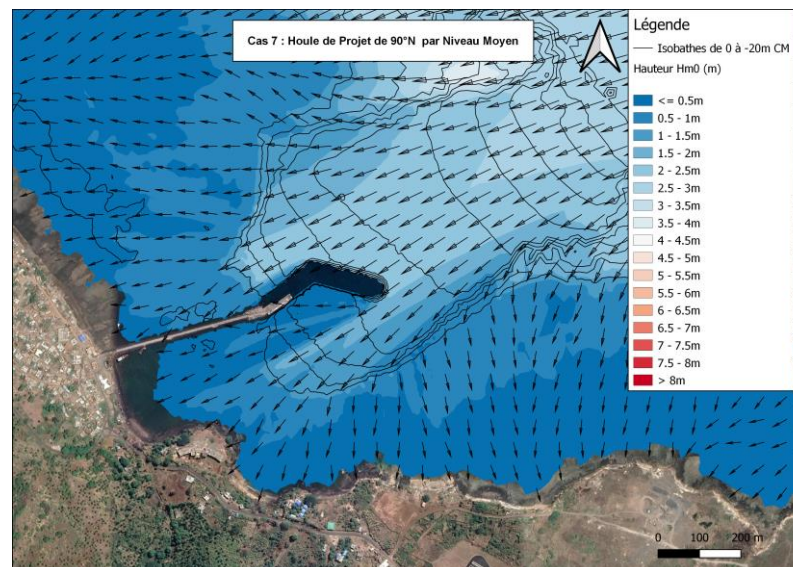
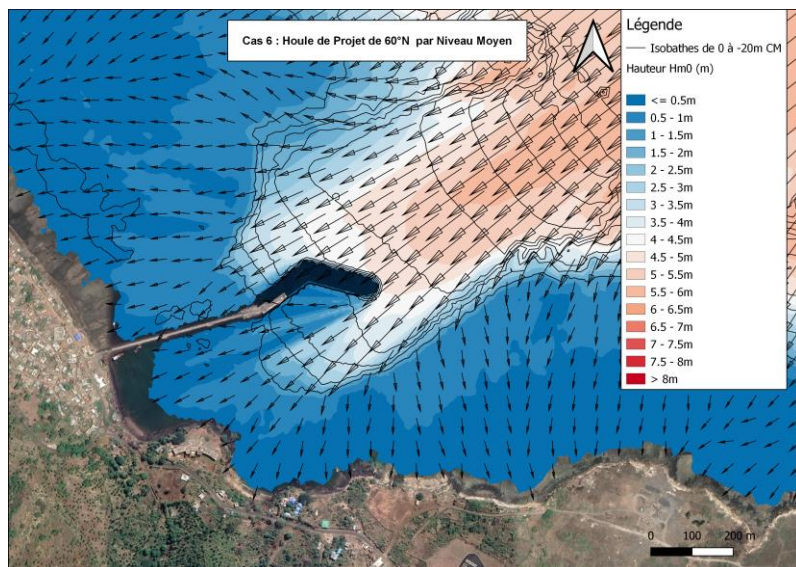
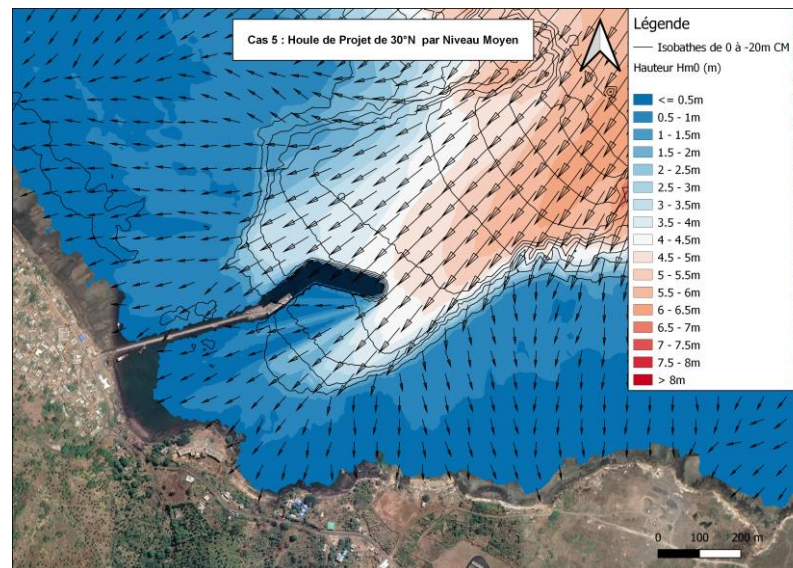
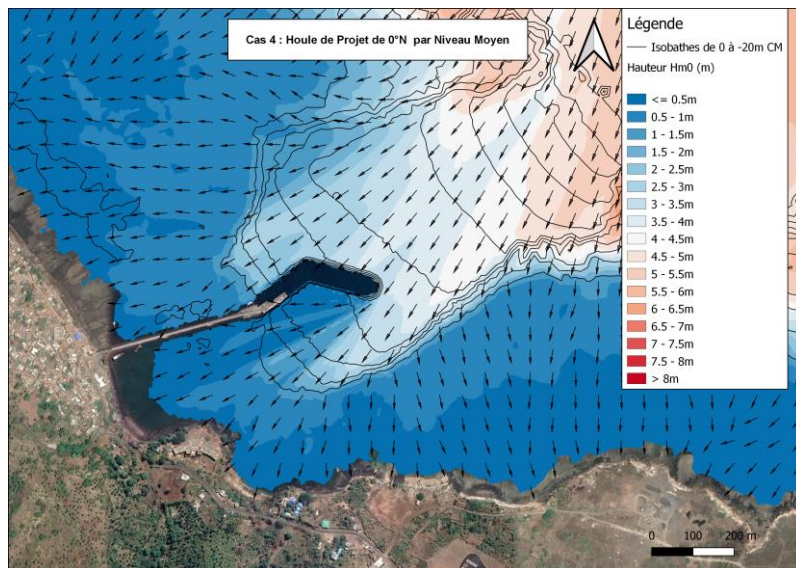
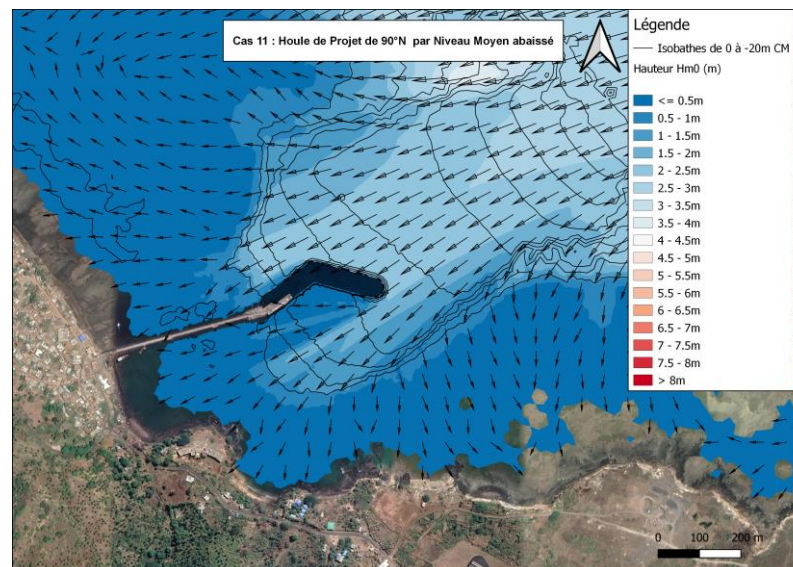
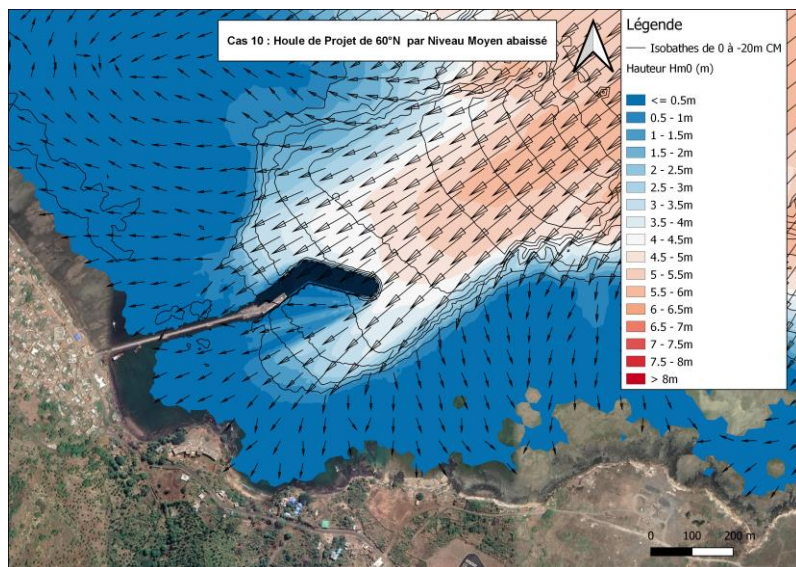
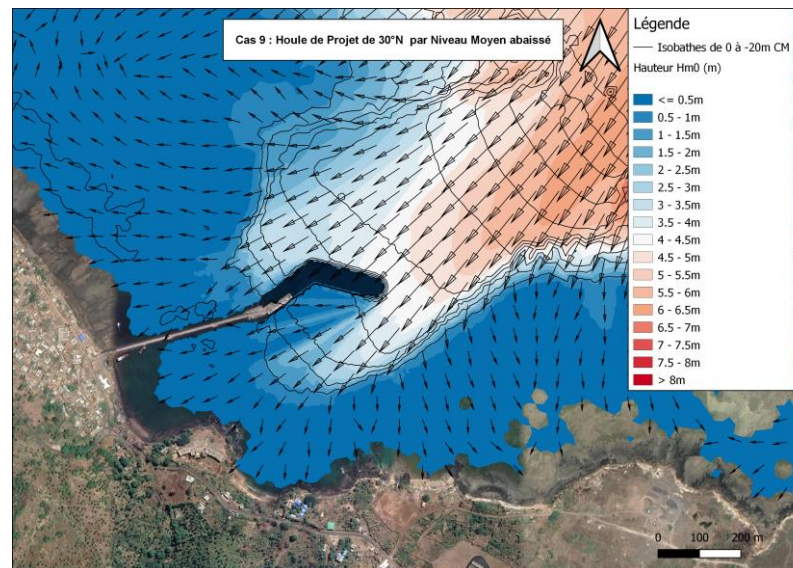
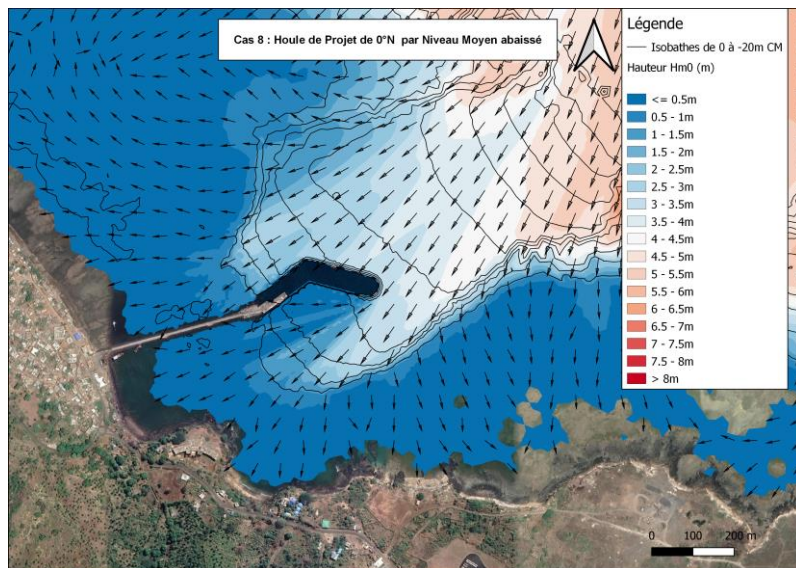


FIGURE 5. RESULTATS NUMERIQUES DES PROPAGATIONS DE HOULE A L'APPROCHE DU PORT (NIVEAU MOYEN A +2.13 M CM) – SCENARI 4 A 7 (ISOBATHES TOUS LES 2M)



**FIGURE 6. RESULTATS NUMERIQUES DES PROPAGATIONS DE HOULE A L'APPROCHE DU PORT (NIVEAU MOYEN ABAISSE A +1.63 M CM) – SCENARII 8 A 11 (ISOBATHES TOUS LES 2M)**

## 5 - ETUDE DE L'AGITATION DANS LE PORT

### 5.1 - Logiciel mis en œuvre

Le logiciel **ARTEMIS**, utilisé ici, est le code d'agitation de la suite **open TELEMAC-MASCARET**, résolvant par méthode des éléments finis les équations de Berkhoff (*Mild Slope Equation*) en zones côtières/portuaires. Il prend en compte les effets de réfraction bathymétrique, de levée (*shoaling*), de déferlement bathymétrique, de **diffraction et réflexion** sur les ouvrages, en considérant des houles régulières ou aléatoires (multi-chromatiques et multi-directionnelles), et peut s'appliquer sur des fonds rapidement variables. Les sorties principales du modèle sont la hauteur (significative en cas de houle aléatoire), la phase et l'incidence de la houle.

Le code **ARTEMIS** est utilisé en chaînage avec le code de propagation **TOMAWAC** pour une définition plus précise des états de mer aux limites du modèle d'agitation.

### 5.2 - Modèle Numérique de terrain, emprise du modèle et maillage

Le MNT utilisé dans le modèle résulte de la concaténation des éléments suivants :

- **Bathymétrie Satellitaire EOMAP (Juin 2021)** pour les zones non-couvertes par le SHOM.
- **Levé du SHOM (2014)** pour la zone du port et ses abords.

Le contour du modèle sur sa frontière solide / terrestre a été défini pour trois niveaux d'eau (BMVE, NM, PMVE), afin de représenter au mieux la position et l'influence de l'ouvrage en fonction de l'instant de la marée.

La Figure 7 illustre la bathymétrie appliquée au niveau du port pour le plan masse étudié (cas de PMVE à +3.70 m CM).

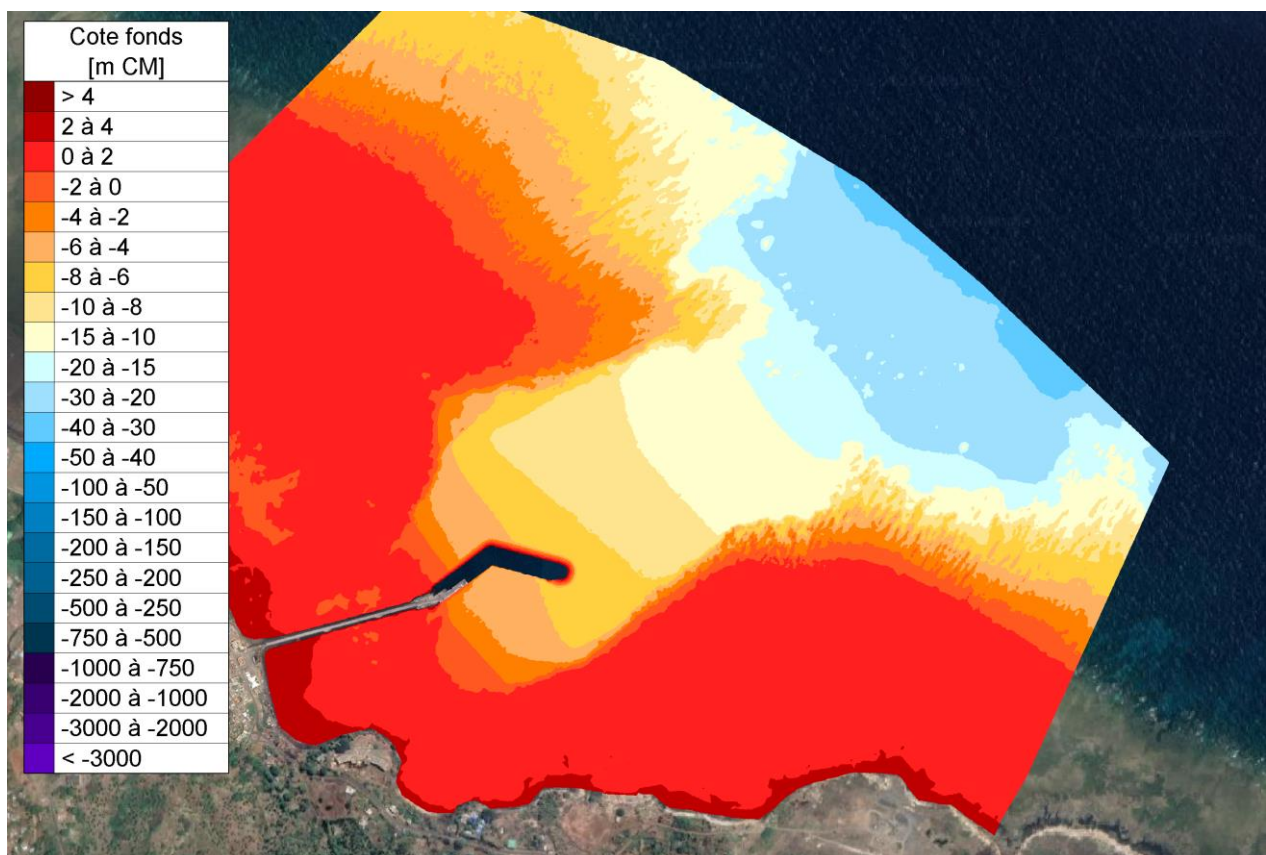


FIGURE 7 – BATHYMETRIE [mCM] SUR LA ZONE DU PORT POUR UN NIVEAU DE PMVE (+3.70M CM)

L'emprise du domaine de calcul se concentre sur la zone portuaire. Pour chaque niveau d'eau, un maillage optimisé est utilisé afin de permettre la propagation de systèmes de petites période ( $T_p < 5s$ ).

	Maillage de BMVE	Maillage de NM	Maillage de PMVE
Nombre de Nœuds	100 000	330 000	210 000
Mailles Triangulaires	200 000	660 000	420 000

Ce modèle est forcé en amont par le modèle de plus grande emprise TOMAWAC présenté dans le rapport d'étude de propagation-agitation d'EGIS de phase d'APS.

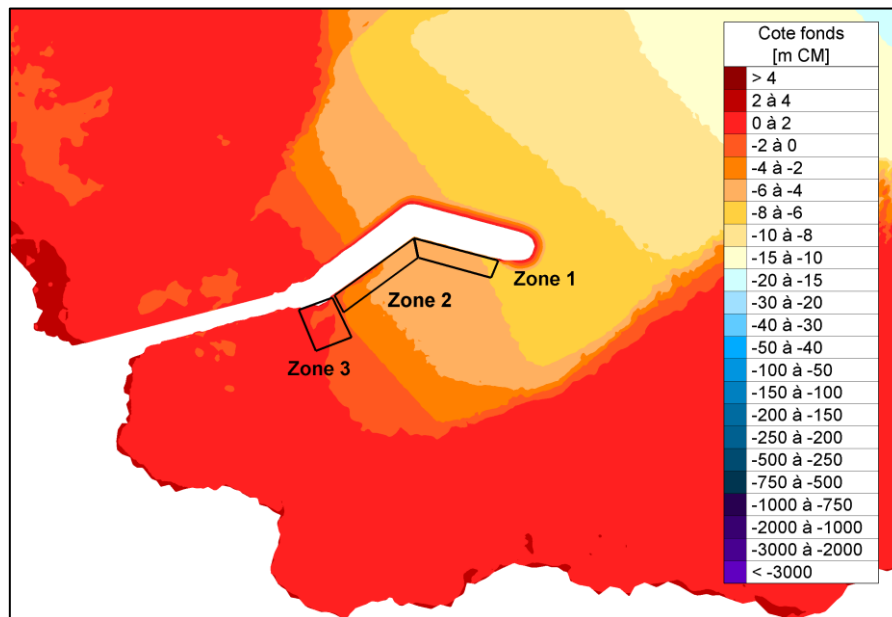


FIGURE 8 – LOCALISATION DES ZONES D'INTERET POUR L'ETUDE D'AGITATION PORTUAIRE

### 5.3 - Conditions aux limites solides

Les valeurs de coefficients de réflexions  $C_r$  considérées dans le modèle d'agitation sont les suivantes :

- $C_r = 0.9$  pour les parois verticales (réflexion quasi intégrale),
- $C_r = 0.5$  pour les talus en enrochements (réflexion partielle),
- $C_r = 0.3$  pour les abords rocheux (réflexion faible),
- $C_r = 0.2$  pour les bancs découvrants (faibles pentes mais fonds rocheux)
- $C_r = 0.1$  pour les abords sableux et les pentes douces (absorption quasi intégrale).

Ces valeurs de  $C_r$  sont classiquement utilisées dans les modèles d'agitation et sont appliquées aux frontières terrestres du modèle selon les niveaux d'eau considérés.

Des illustrations de la variabilité des capacités réfléchissantes de la côte sont données sur la Figure 9 pour les niveaux d'eau de +0.50 m CM (BMVE), +2.13 m CM (NM) et de +3.70 m CM (PMVE).

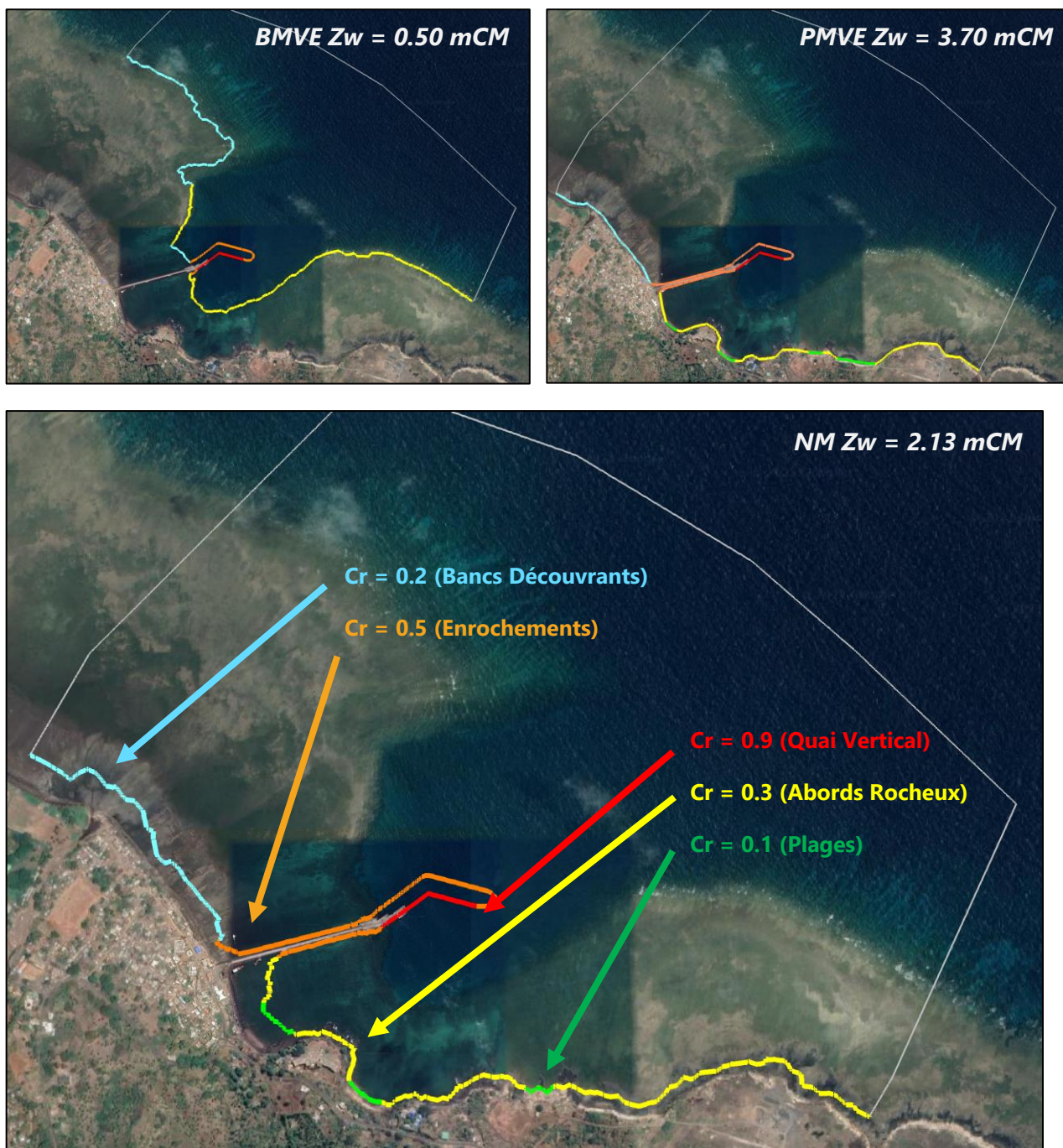


FIGURE 9 – COEFFICIENTS DE REFLEXION (CR) POUR DES NIVEAUX D'EAU DE +0.50 mCM (BMVE), +2.13 mCM (NM) ET +3.70 mCM (PMVE)

#### 5.4 - Conditions aux limites maritimes

Le forçage des états de mer aux frontières maritimes du modèle d'agitation **ARTEMIS** est assuré par un chaînage avec le modèle de propagation **TOMAWAC**. Ce procédé permet de reproduire fidèlement la variabilité de l'énergie des vagues ( $H_{m0}$ ) et de leur angle d'incidence le long de la frontière en assurant une bonne continuité de la forme spectro-directionnelle des états de mer : il est donc plus fiable, plus précis et entraîne moins d'effet de bords.

Les états de mer simulés au large sont des houles unitaires ( $H_{m0} = 1\text{m}$ ) de période pic et direction variable, propagées pour 3 niveaux de marée caractéristiques (BMVE, NM et PMVE). L'exploitation de ces résultats de simulation permet ensuite de construire une matrice de transfert des conditions du large vers l'intérieur du

port, en chacune des 3 zones d'intérêt préalablement définies, et d'en déduire les conditions d'agitation usuelles et taux d'indisponibilité au regard du critère retenu ( $H_s < 0.3m$ ).

## 5.5 - Résultats de simulation

Les résultats d'agitation sont analysés en terme es taux d'indisponibilité calculés sur chaque zone d'étude (Z1 à Z3, cf. Figure 8), pour le plan masse AVP.

### 5.5.1 - Matrices d'agitation

Les matrices d'agitation (coefficient  $K_d$ ) pour les trois zones d'étude (valeur moyennée du  $H_{m0}$  sous conditions de houle unitaire au large) sont présentées dans le Tableau 2 au Tableau 4).

De manière générale, on remarque que :

- l'agitation résiduelle a tendance à augmenter avec la période de pic ;
- les conditions de NNE à ENE (30 à 60°N) produisent les conditions d'agitations les plus importantes ;
- il n'y a pas de fortes variations de l'agitation portuaire selon le marnage.

On notera que les Zones 1 et 2 présentent des coefficients d'agitation élevés à l'état actuel, en particulier en dus à leur proximité au quai vertical et à la diffraction de la houle à l'entrée du port. La Zone 3 est légèrement moins impactée étant devant une partie en enrochements et au niveau de la remontée des fonds marins.

**TABLEAU 2 – MATRICE D'AGITATION (HM0 DANS LE PORT POUR UN HM0 DE 1M AU LARGE, POINT IOWAGA) POUR LES 3 ZONES D'INTERET ET UN NIVEAU D'EAU DE +0.50MCM (BMVE) POUR LE PLAN MASSE ETUDIE**

<b>Zone 1</b>											
<b>Direction (°N)</b>											
<b>/ Période (s)</b>	<b>0</b>	<b>15</b>	<b>30</b>	<b>45</b>	<b>60</b>	<b>75</b>	<b>90</b>	<b>105</b>	<b>120</b>	<b>345</b>	<b>360</b>
<b>5</b>	0.10	0.13	0.14	0.15	0.13	0.09	0.04	0.02	0.01	0.07	0.10
<b>6</b>	0.12	0.15	0.17	0.19	0.17	0.12	0.06	0.03	0.02	0.09	0.12
<b>8</b>	0.15	0.18	0.23	0.26	0.25	0.18	0.09	0.05	0.03	0.12	0.15
<b>10</b>	0.17	0.20	0.26	0.30	0.28	0.20	0.11	0.08	0.07	0.15	0.17
<b>12</b>	0.19	0.22	0.29	0.33	0.31	0.23	0.14	0.11	0.11	0.18	0.19

<b>Zone 2</b>											
<b>Direction (°N)</b>											
<b>/ Période (s)</b>	<b>0</b>	<b>15</b>	<b>30</b>	<b>45</b>	<b>60</b>	<b>75</b>	<b>90</b>	<b>105</b>	<b>120</b>	<b>345</b>	<b>360</b>
<b>5</b>	0.09	0.11	0.13	0.14	0.12	0.08	0.04	0.02	0.01	0.06	0.09
<b>6</b>	0.11	0.13	0.15	0.16	0.15	0.11	0.05	0.03	0.02	0.08	0.11
<b>8</b>	0.15	0.17	0.22	0.25	0.23	0.17	0.09	0.05	0.03	0.12	0.15
<b>10</b>	0.19	0.22	0.28	0.32	0.30	0.22	0.13	0.09	0.08	0.16	0.19
<b>12</b>	0.23	0.28	0.35	0.39	0.37	0.27	0.17	0.14	0.14	0.19	0.23

<b>Zone 3</b>											
<b>Direction (°N)</b>											
<b>/ Période (s)</b>	<b>0</b>	<b>15</b>	<b>30</b>	<b>45</b>	<b>60</b>	<b>75</b>	<b>90</b>	<b>105</b>	<b>120</b>	<b>345</b>	<b>360</b>
<b>5</b>	0.08	0.10	0.12	0.14	0.13	0.09	0.05	0.02	0.02	0.06	0.08
<b>6</b>	0.11	0.13	0.16	0.18	0.17	0.13	0.06	0.03	0.02	0.08	0.11
<b>8</b>	0.15	0.19	0.24	0.28	0.26	0.19	0.09	0.05	0.04	0.12	0.15
<b>10</b>	0.17	0.20	0.25	0.29	0.27	0.19	0.11	0.07	0.06	0.16	0.17
<b>12</b>	0.19	0.22	0.27	0.30	0.28	0.20	0.13	0.10	0.10	0.20	0.19

TABLEAU 3 – IDEM POUR UN NIVEAU D'EAU DE +2.13 MCM (NM)

Zone 1											
Direction (°N) /											
Période (s)	0	15	30	45	60	75	90	105	120	345	360
5	0.08	0.10	0.13	0.15	0.14	0.10	0.05	0.04	0.04	0.08	0.08
6	0.11	0.14	0.17	0.19	0.18	0.13	0.07	0.04	0.03	0.10	0.11
8	0.16	0.19	0.23	0.26	0.25	0.18	0.10	0.05	0.04	0.13	0.16
10	0.19	0.22	0.28	0.31	0.29	0.21	0.12	0.08	0.07	0.16	0.19
12	0.22	0.26	0.33	0.37	0.33	0.24	0.14	0.10	0.10	0.20	0.22

Zone 2											
Direction (°N) /											
Période (s)	0	15	30	45	60	75	90	105	120	345	360
5	0.06	0.08	0.10	0.12	0.11	0.08	0.05	0.04	0.04	0.07	0.06
6	0.09	0.10	0.13	0.15	0.14	0.10	0.06	0.04	0.04	0.09	0.09
8	0.14	0.16	0.20	0.23	0.22	0.16	0.09	0.05	0.04	0.11	0.14
10	0.19	0.23	0.29	0.33	0.30	0.22	0.12	0.09	0.07	0.17	0.19
12	0.25	0.30	0.38	0.42	0.38	0.27	0.15	0.12	0.12	0.21	0.25

Zone 3											
Direction (°N) /											
Période (s)	0	15	30	45	60	75	90	105	120	345	360
5	0.06	0.08	0.11	0.13	0.13	0.09	0.06	0.05	0.04	0.06	0.06
6	0.09	0.11	0.14	0.17	0.17	0.12	0.07	0.04	0.04	0.08	0.09
8	0.13	0.16	0.20	0.24	0.23	0.16	0.09	0.05	0.04	0.11	0.13
10	0.17	0.21	0.26	0.30	0.27	0.19	0.11	0.08	0.07	0.15	0.17
12	0.21	0.25	0.32	0.36	0.31	0.22	0.14	0.11	0.11	0.19	0.21

**TABLEAU 4 IDEM POUR UN NIVEAU D'EAU DE +3.70 MCM (PMVE)**

<b>Zone 1</b>											
<b>Direction (°N) /</b>											
<b>Période (s)</b>	<b>0</b>	<b>15</b>	<b>30</b>	<b>45</b>	<b>60</b>	<b>75</b>	<b>90</b>	<b>105</b>	<b>120</b>	<b>345</b>	<b>360</b>
<b>5</b>	0.12	0.15	0.18	0.20	0.18	0.14	0.11	0.12	0.10	0.10	0.12
<b>6</b>	0.14	0.16	0.20	0.22	0.21	0.15	0.10	0.09	0.08	0.11	0.14
<b>8</b>	0.18	0.20	0.24	0.28	0.26	0.19	0.11	0.08	0.06	0.15	0.18
<b>10</b>	0.20	0.24	0.28	0.31	0.30	0.23	0.12	0.10	0.08	0.18	0.20
<b>12</b>	0.23	0.28	0.32	0.35	0.34	0.26	0.14	0.11	0.11	0.22	0.23

<b>Zone 2</b>											
<b>Direction (°N) /</b>											
<b>Période (s)</b>	<b>0</b>	<b>15</b>	<b>30</b>	<b>45</b>	<b>60</b>	<b>75</b>	<b>90</b>	<b>105</b>	<b>120</b>	<b>345</b>	<b>360</b>
<b>5</b>	0.10	0.12	0.15	0.16	0.15	0.13	0.13	0.15	0.13	0.07	0.10
<b>6</b>	0.11	0.14	0.16	0.18	0.17	0.13	0.11	0.11	0.09	0.09	0.11
<b>8</b>	0.16	0.19	0.23	0.26	0.24	0.18	0.11	0.09	0.07	0.14	0.16
<b>10</b>	0.21	0.26	0.30	0.34	0.33	0.24	0.13	0.11	0.09	0.18	0.21
<b>12</b>	0.26	0.32	0.37	0.41	0.41	0.30	0.16	0.13	0.13	0.22	0.26

<b>Zone 3</b>											
<b>Direction (°N) /</b>											
<b>Période (s)</b>	<b>0</b>	<b>15</b>	<b>30</b>	<b>45</b>	<b>60</b>	<b>75</b>	<b>90</b>	<b>105</b>	<b>120</b>	<b>345</b>	<b>360</b>
<b>5</b>	0.08	0.10	0.14	0.16	0.16	0.14	0.14	0.16	0.14	0.06	0.08
<b>6</b>	0.10	0.13	0.16	0.19	0.18	0.14	0.11	0.12	0.10	0.08	0.10
<b>8</b>	0.14	0.17	0.20	0.24	0.22	0.16	0.11	0.09	0.08	0.11	0.14
<b>10</b>	0.19	0.22	0.26	0.29	0.27	0.20	0.12	0.10	0.08	0.15	0.19
<b>12</b>	0.23	0.28	0.32	0.35	0.33	0.25	0.14	0.12	0.12	0.18	0.23

### 5.5.2 - Plans d'agitation

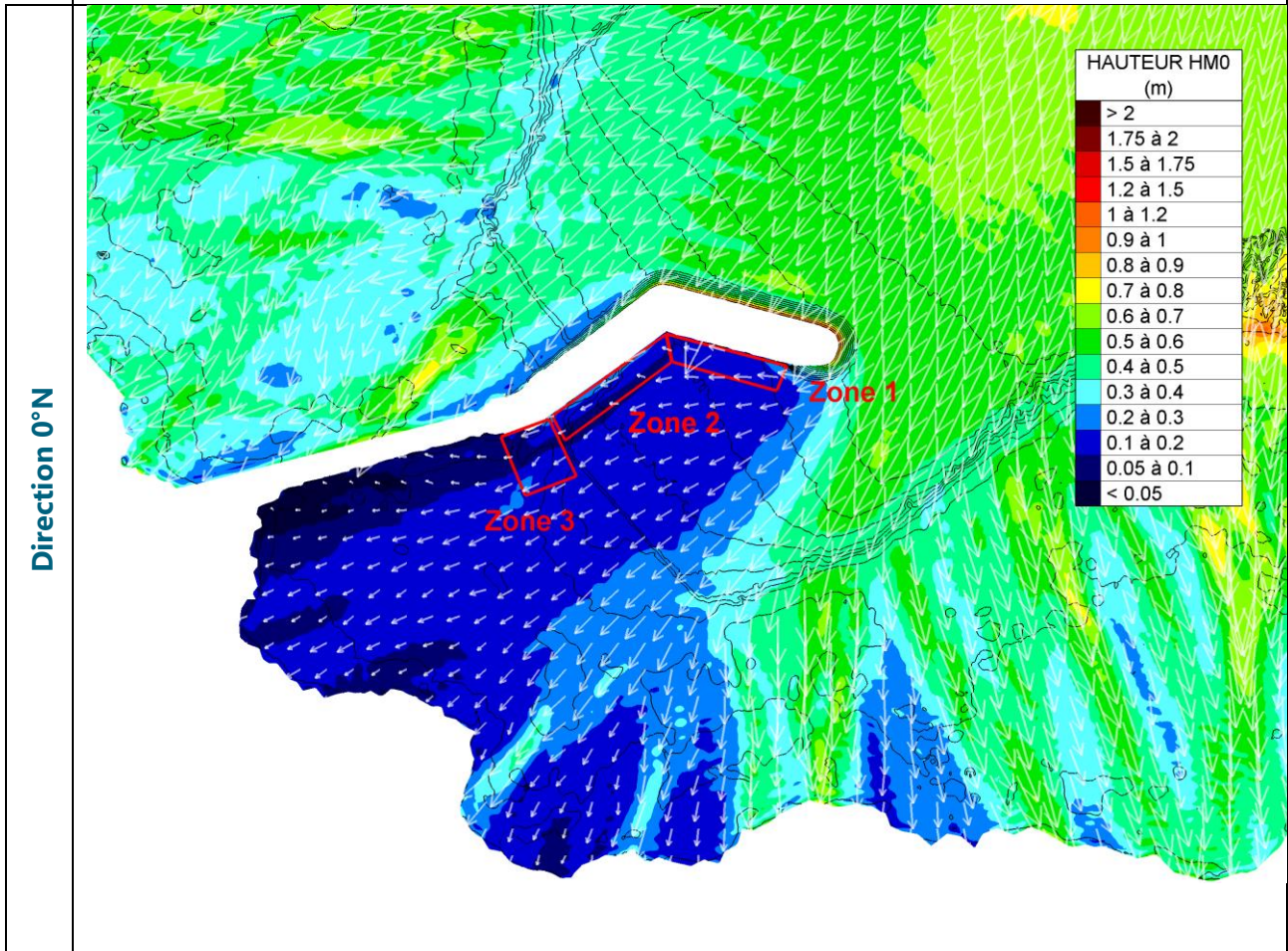
A titres d'exemple les cartes d'iso-agitation qui suivent illustrent l'agitation dans le port par Niveau Moyen et pour 3 directions simulées et une période de 8s (proche de la période médiane).

Ces résultats, liés aux matrices d'agitation précédentes, illustrent graphiquement le fait que :

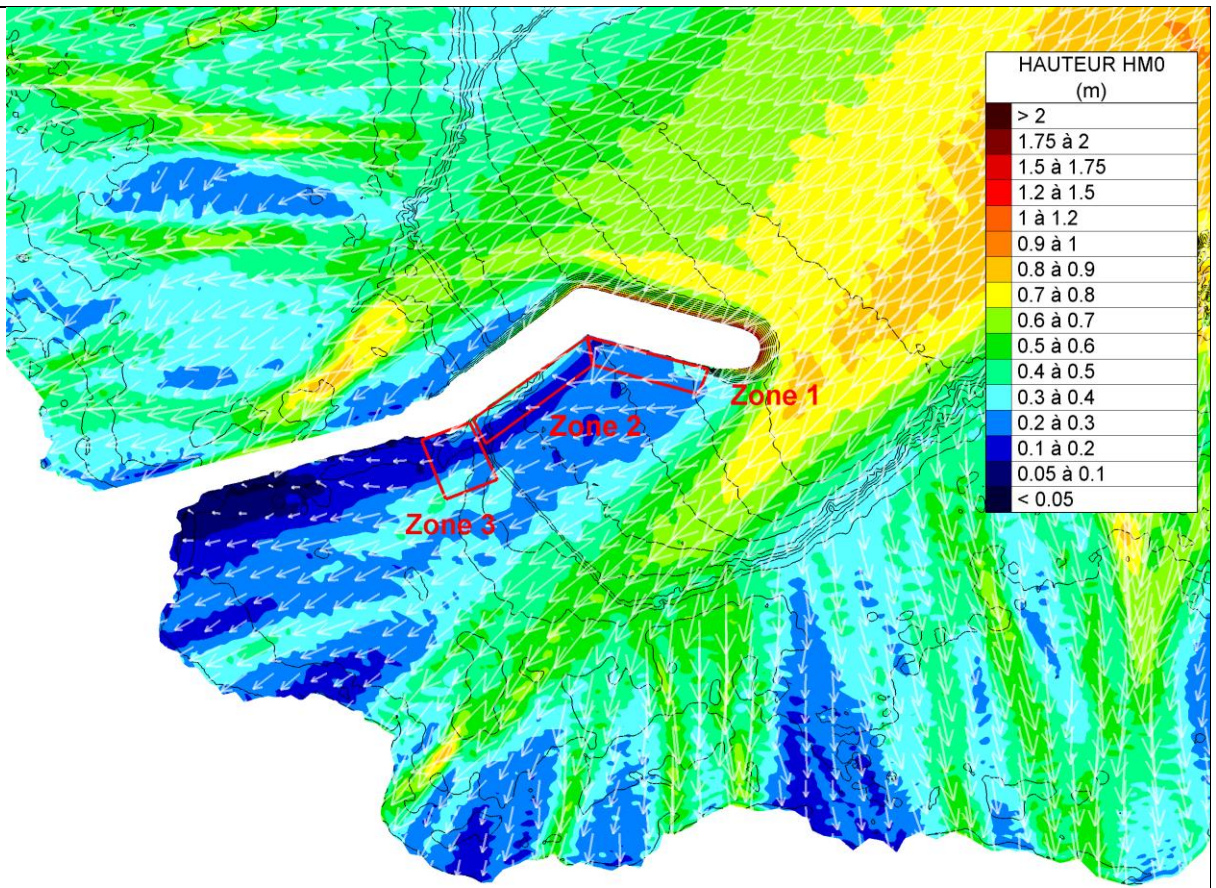
- Les houles de NE (45°N) impactent très défavorablement le port mais l'analyse des conditions de houle au point IOWAGA utilisé montre que ces évènements sont extrêmement rares.

5.5.2.1 - Agitation pour  $H_s = 1.0$  m ; 3 Directions (0, 45 et 90°N);  $T_p = 8$  s

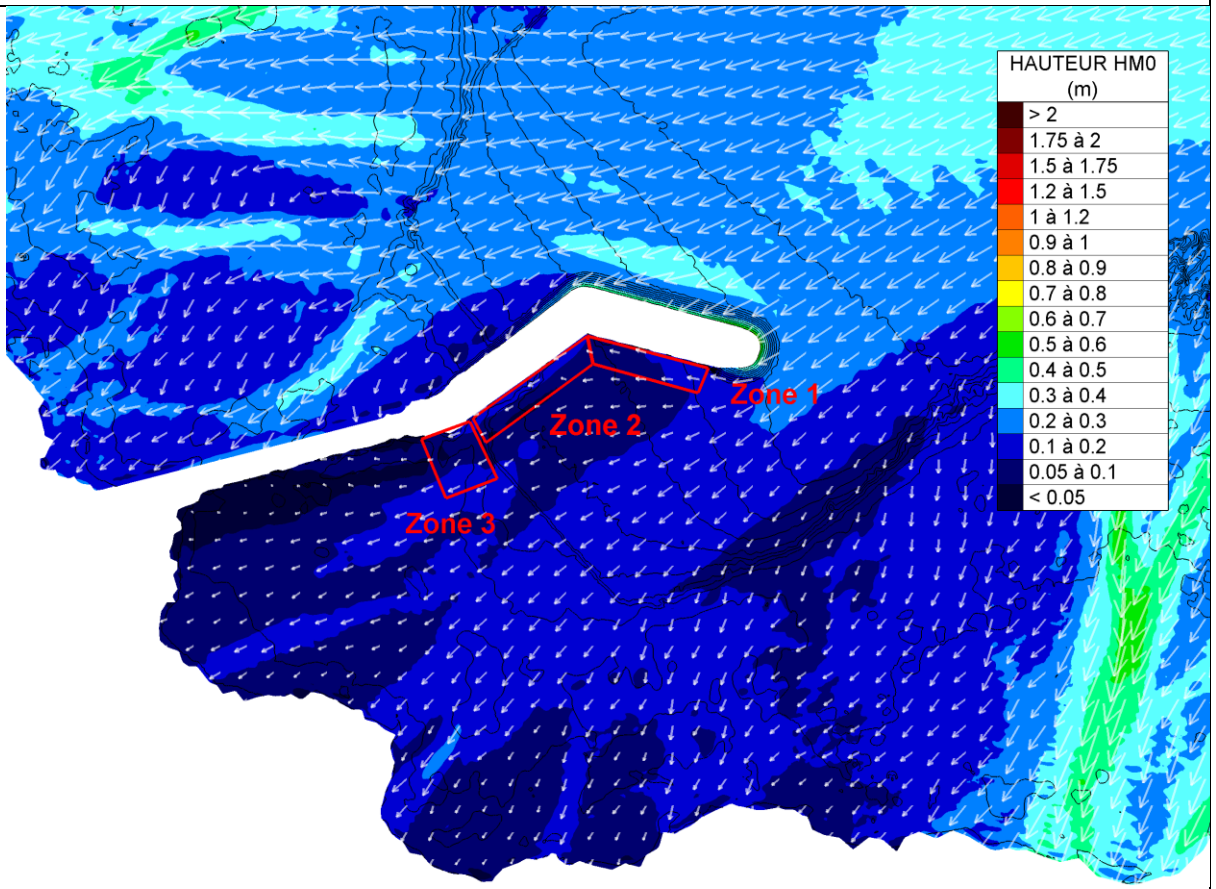
Résultats d'une houle unitaire pour le Niveau Moyen et une période  $T_{p8}$  s  
(isobathes de -8 à +2 m CM)



Direction 45°N



Direction 90°N



### 5.5.3 - Statistiques d'agitation sur les zones d'intérêt et performance de l'aménagement AVP

Afin de préciser l'opérabilité avec ce plan masse, la série chronologique d'états de mer au large (série IOWAGA 1990-2019 décrite au paragraphe 3.2 - ) est transformée en série d'agitation sur chaque zone d'intérêt à l'aide des matrices d'agitation précédemment présentées. Les coefficients de transfert  $K_d$  sont interpolés en direction, période et niveau d'eau. Pour les cas de Périodes Pic et Directions non couverts par les simulations d'agitation, des hypothèses conservatives sont faites (ex : des conditions avec  $T_p < 5s$ , le coefficient de transfert de  $T_p = 5s$  est appliqué).

Le taux d'indisponibilité ou de « downtime » (% , ou en nombre de jours par an) est calculé sur chaque zone comme le nombre d'occurrences où l'agitation est supérieure au critère **0.30m** divisé par le nombre total d'occurrences d'états de mer du jeu de données. Cet indice permet de mieux juger de l'efficacité du plan proposé. Les résultats sont donnés dans le Tableau 5.

**NB :** Ces résultats ne tiennent pas compte du renforcement de l'agitation lié au vent entre les limites du modèle et la zone d'analyse, qui ne peut être reproduit par le modèle d'agitation. Ainsi, dans la réalité, le taux d'indisponibilité sur les zones d'étude peut être légèrement plus élevé.

**TABLEAU 5 – STATISTIQUES DE « DOWNTIME » (EN % ET JOURS/AN) LE PLAN MASSE AVP SUR LES TROIS ZONES D'ETUDE**

	Inopérabilité (en % par an)	Inopérabilité (en jours par an)
<b>Zone 1</b>	3.45	12.60
<b>Zone 2</b>	2.98	10.89
<b>Zone 3</b>	2.16	7.89

Ces statistiques montrent que **les zones Z1 et Z2 sont plus exposées que la zone Z3**. A cause de la proximité avec l'entrée du port, la zone Z1 est la plus exposée. La zone Z2 subit quant à elle les houles diffractées depuis l'entrée du port. La Zone Z3 étant proche d'enrochements (et non de quais verticaux) connaît des conditions d'agitation moins fortes et cela favorise son opérabilité.

## 6 - REFERENCES

[1] EGIS, «Avant-Projet Sommaire : Port de Fomboni,» 2021.

[2] SHOM, «Références Altimétriques Maritimes – Ports de France métropolitaine et d’outre-mer,» 2019.

[3] AKTIS, «Etude de conditions météo-océaniques le long des côtes du territoire Comorien,» Avril 2022.

**EGIS Water & Maritime**

[www.egis-group.com](http://www.egis-group.com)



# ANNEXE B – DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE ET DU MUR CHASSE MER

Union des  
**Comores**  
Ministère des  
Transports Maritime  
et Aérien



## Projet Connectivité Inter-Iles des Comores (PICMC)

Etude de dimensionnement de la digue  
et du mur chasse mer du port de  
**Boingoma**

Port de Boingoma





ETUDE POUR L'AVANT-PROJET DETAILLE DES TRAVAUX D'EXTENSION DU PORT DE BOINGOMA  
 PROJET CONNECTIVITE INTER-ILES DES COMORES (PICMC)

INFORMATIONS RELATIVES AU DOCUMENT

INFORMATIONS GÉNÉRALES

<b>Auteur(s)</b>	T. PAQUEREAU--GABOREAU
<b>Volume du document</b>	Etude de dimensionnement de la digue et du mur chasse mer du port de Boingoma
<b>Version</b>	0
<b>Référence</b>	NA
<b>Numéro CRM</b>	OCA0009
<b>Chrono</b>	NA

HISTORIQUE DES MODIFICATIONS

Version	Date	Rédigé par	Visé par	Modifications
0		Auteurs	E.ESCOBAR	

DESTINATAIRES

Nom	Entité
	PICMC
	Banque Mondiale

# Sommaire

<b>1. Bibliographie</b>	<b>4</b>
<b>2. Présentation de la solution dimensionnée en APD</b>	<b>5</b>
<b>3. Dimensionnement hydrodynamique de la digue</b>	<b>7</b>
3.1 Présentation générale de l'ouvrage	7
3.2 Hypothèses	7
3.2.1 Environnement de la zone d'étude	7
3.2.2 Critères de dimensionnement	8
3.2.3 Conditions hydrodynamiques	8
3.2.3.1 Au large	8
3.2.3.2 Au droit de la zone d'étude	9
3.3 Stabilité de la carapace	12
3.3.1 Bloc artificiel Xbloc®	12
3.3.1.1 Méthodologie	12
3.3.1.2 Résultats	13
3.3.2 Enrochements	13
3.3.2.1 Méthodologie et critère de dimensionnement	13
3.3.2.2 Prise en compte de l'obliquité de la houle	16
3.3.2.3 Résultats	16
3.4 Stabilité des sous-couches	17
3.5 Stabilité de la butée de pied	18
3.6 Franchissement et stabilité de la crête	20
3.7 Stabilité du talus arrière	22
<b>4. Dimensionnement du mur de couronnement</b>	<b>22</b>
4.1 Présentation de l'ouvrage	22
4.2 Méthodologie de conception	23
4.2.1 Jensen (1984) et Bradbury et al. (1988)	23
4.2.2 Pedersen (1996) et Nørgaard et al. (2013)	25
4.2.3 Martin (1999)	27
4.3 Vérifications	30

# 1. BIBLIOGRAPHIE

- [1] AKTIS, «Etude de conditions météo-océaniques le long des côtes du territoire Comorien,» Avril 2022.
- [2] DMC, «Guidelines for Xbloc concept design,» 2018.
- [3] CIRIA, «Guide enrochements / Rock Manual on the use of rock in costal and shoreline engineering,» 2005.

## 2. PRESENTATION DE LA SOLUTION DIMENSIONNEE EN APD

La vue en plan de la solution retenue à l'APD est présentée ci-dessous :

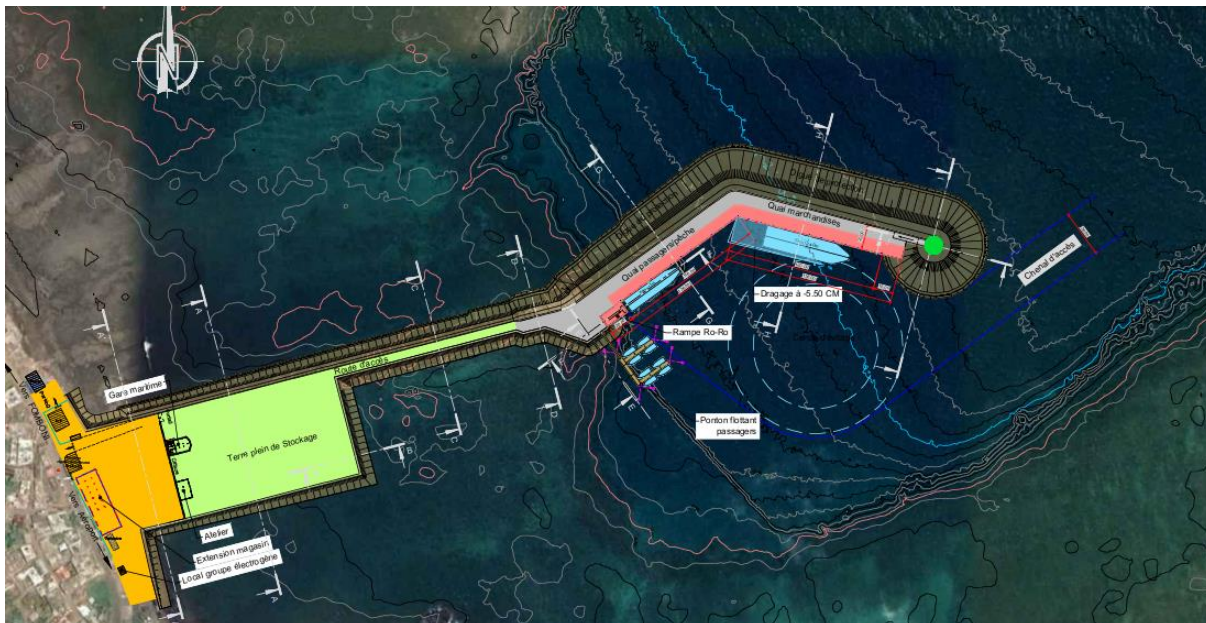


Figure 1. Vue en plan de la solution retenue à l'APD

L'ouvrage est constitué de :

- la digue d'accès, en remplacement de la digue existante, de son enracinement à la côte jusqu'à son extrémité localisée au début de la fosse (cf. isobathe rouge Figure 1),
- le brise lame, de l'extrémité de la digue d'accès au musoir.

Les coupes en travers du dimensionnement à l'APD sont présentées ci-dessous.

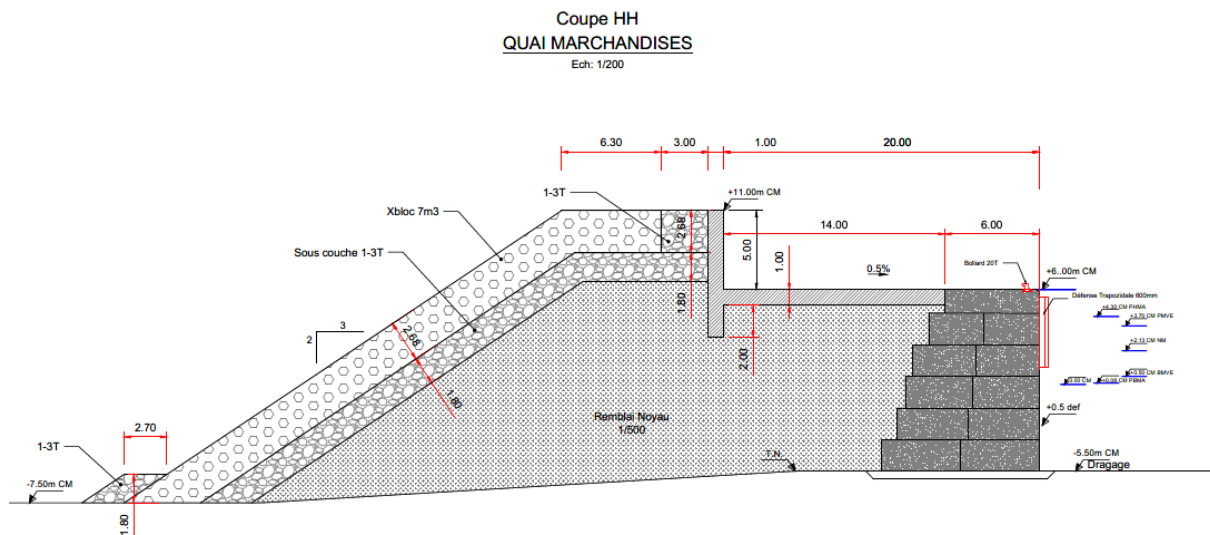


Figure 2. Coupe type du brise lame en section courante

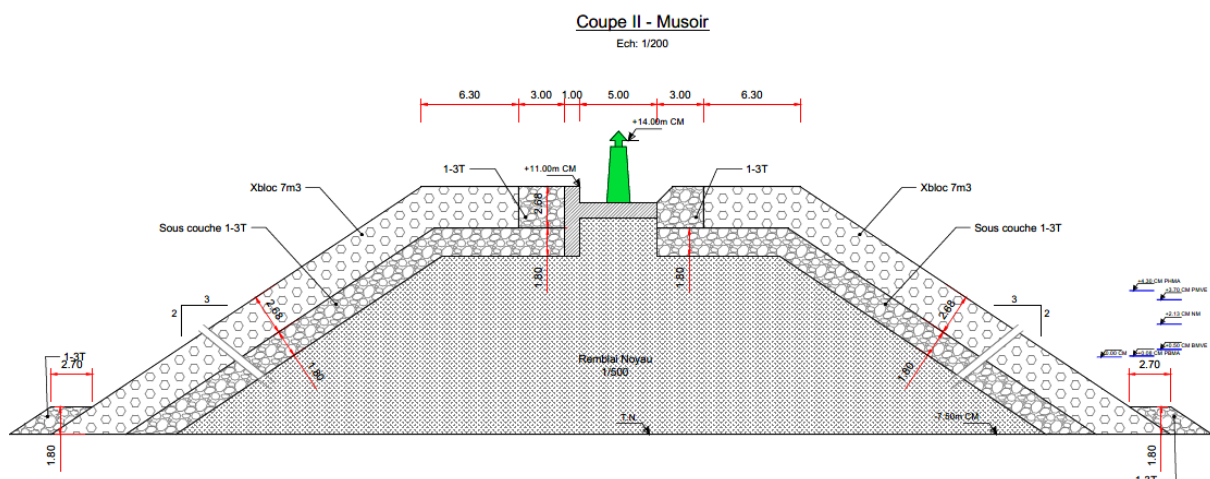


Figure 3. Coupe type du brise lame au droit du musoir

L'ouvrage consiste en une demi digue à talus en blocs artificiels de type Xbloc® et des enrochements sur sa partie exposée (nord). La carapace est arrêtée par un mur de couronnement en béton armé. Le corps de digue est constitué d'un noyau en 1-500kg. Sur la partie exploitable (sud), le quai se situe à +6.00mCM sur une largeur de 20m.

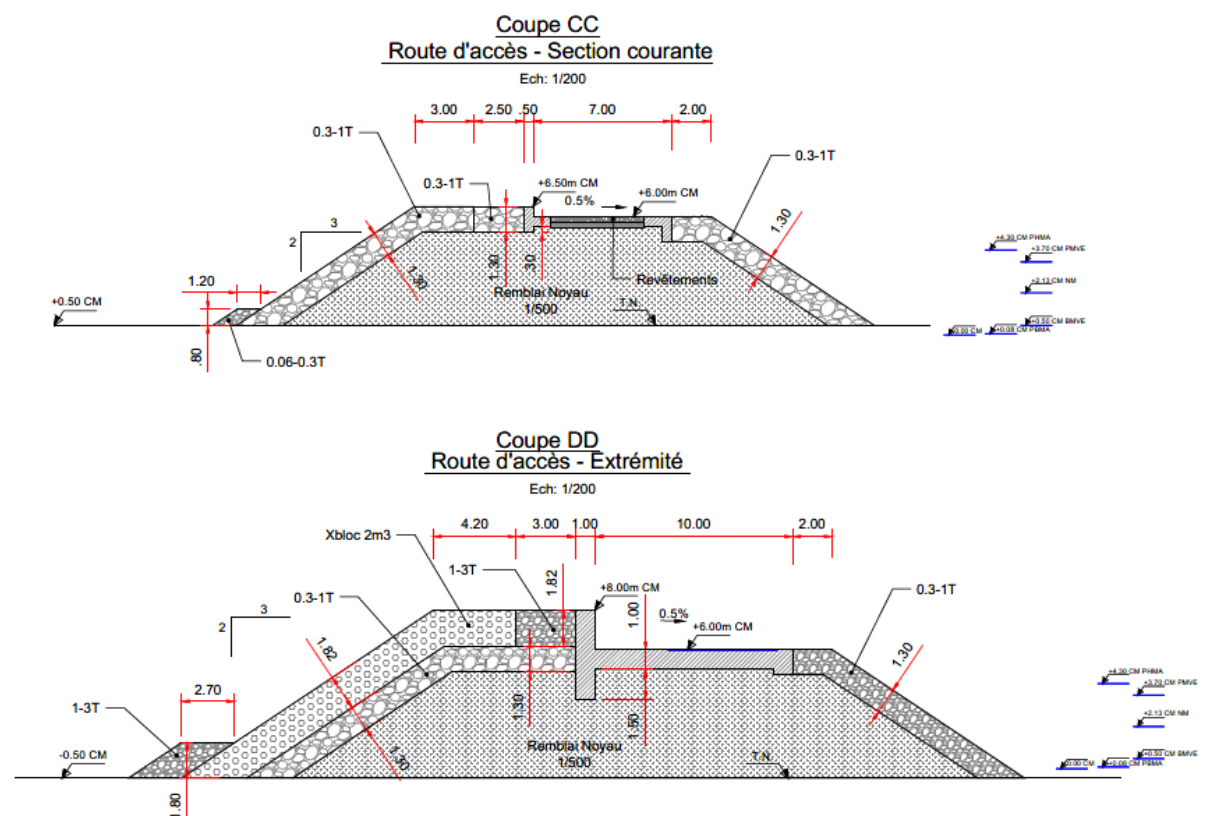


Figure 4. Coupe type de la digue d'accès

La digue d'accès existante sera démontée, puis remontée selon la solution ci-dessus, à savoir une digue à talus constituée de blocs artificiels de type Xbloc® et des enrochements sur sa carapace pour son extrémité en liaison avec le brise lame, et uniquement en enrochements pour la section courante jusqu'à l'enracinement à la côte. Les matériaux de la digue d'accès démontée seront réutilisés au maximum. Similairement au brise lame, la carapace est adossée à un mur en béton armé, et la semelle du mur est

conçue de manière à pouvoir être circulaire. Sur la partie protégée (sud), on retrouve une carapace constituée de blocs artificiels de type Xbloc® et des enrochements. La route d'accès aura une largeur de 7 et 10m respectivement pour la section courante et l'extrémité de la route d'accès, à la jonction avec le brise lame.

## 3. DIMENSIONNEMENT HYDRODYNAMIQUE DE LA DIGUE

### 3.1 Présentation générale de l'ouvrage

Le dimensionnement du brise lame et de la digue d'accès a été réalisé vis-à-vis de conditions hydrodynamiques centennales. L'objectif est d'assurer la bonne tenue de l'ouvrage tout en limitant les franchissements par paquets de mer.

La synthèse des éléments de l'ouvrage sont listés ci-dessous :

Tableau 1. Synthèse des éléments constitutifs de l'ouvrage

Section	Digue d'accès		Brise lame		
	enracinement - section courante	transition extrémité	section courbe	section courante	musoir
Cote en pied critique [mCM]	+0.5	-0.5	-5.5	-7.5	
Pente de talus (H/V)	3/2		3/2		
Altimétrie de la tête d'ouvrage [mCM]	+6.50	+8.00	+11.00		
Carapace	Enrochements 0.3-1T	Xbloc® 2m3	Xbloc® 5m3	Xbloc® 7m3	
Crête d'ouvrage	Enrochements 0.3-1T	Enrochements 1-3T			
Sous couche	-	Enrochements 0.3-1T	Enrochements 1-3T		
Butée de pied	Enrochements 0.06-0.3T	Enrochements 1-3T			
Noyau	Enrochements 1-500kg				
Carapace côté protégée	Enrochements 0.3-1T		- (quai blocs)		

### 3.2 Hypothèses

#### 3.2.1 Environnement de la zone d'étude

D'après les données bathymétriques collectées, la pente des fonds moyenne est prise à 1%. Les cotes de pied d'ouvrage retenues sont les suivantes selon les éléments constitutifs de l'ouvrage :

- pour le musoir, de -7 à -7.5mCM
- pour la partie du brise lame la plus exposée, de -5 à -7mCM, avec une section courbe de type musoir entre -5.5 et -4.5mCM
- pour la partie du brise lame protégée, de -0.5 à -5mCM
- pour l'extrémité de la digue d'accès, faisant transition avec le brise lame, de -0.5 à +0.5mCM

- pour la section courante de la digue d'accès et l'enracinement avec le terrestre, de +0.5mCM à 3mCM

Les ordres de grandeur de densité sont repris de l'APS, à savoir :

- Densité des enrochements :  $\rho_r = 2.60 \text{ t/m}^3$
- Densité des blocs artificiels Xbloc® :  $\rho_c = 2.45 \text{ t/m}^3$
- Densité de l'eau :  $\rho_w = 1.025 \text{ t/m}^3$

### 3.2.2 Critères de dimensionnement

Similairement à l'APS, la pente de talus de l'ouvrage est prise à 3H/2V. Par les hypothèses des matériaux utilisées et les règles de filtre, l'ouvrage portuaire sera considéré perméable. D'après l'EurOtop 2018, les critères limites de dimensionnement vis-à-vis des franchissements par paquets de mer sont :

- un débit franchissant moyen maximal de 10 l/s/ml,
- un volume maximal de 20 000 l/ml.

Tableau 2. Critères limites de dimensionnant vis-à-vis des franchissements par paquets de mer selon l'EurOtop 2018

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V <sub>max</sub> (l per m)
Rubble mound breakwaters; H <sub>m0</sub> > 5 m; no damage	1	2,000-3,000
Rubble mound breakwaters; H <sub>m0</sub> > 5 m; rear side designed for wave overtopping	5-10	10,000-20,000
Grass covered crest and landward slope; maintained and closed grass cover; H <sub>m0</sub> = 1 – 3 m	5	2,000-3,000
Grass covered crest and landward slope; not maintained grass cover, open spots, moss, bare patches; H <sub>m0</sub> = 0.5 – 3 m	0.1	500
Grass covered crest and landward slope; H <sub>m0</sub> < 1 m	5-10	500
Grass covered crest and landward slope; H <sub>m0</sub> < 0.3 m	No limit	No limit

### 3.2.3 Conditions hydrodynamiques

#### 3.2.3.1 Au large

Sur la base de l'analyse des états de mer cycloniques le long des côtes du territoire Comorien menée par Aktis (2022, [1]), les conditions hydrodynamiques retenues au large pour un événement centennal sont les suivantes (issues de l'étude de propagation de houle-EGIS juin 2022) :

Tableau 3. Conditions centennales d'état de mer au large (>1000m)

Cas	Direction $\theta$ [°N]	Hauteur significative Hs [m]	Période de pic T <sub>p</sub> [s]	Niveau d'eau Z <sub>w</sub> [mCM]
1	0	7	13,1	5,08
2	30	6,9	11	
3	60	7	9,6	
4	90	7,2	10,2	
5	0	7	13,1	2,13

6	30	6,9	11	1,63
7	60	7	9,6	
8	90	7,2	10,2	
9	0	7	13,1	
10	30	6,9	11	
11	60	7	9,6	
12	90	7,2	10,2	

### 3.2.3.2 Au droit de la zone d'étude

Un premier modèle numérique Tomawac de la suite numérique open Telemac-Mascaret a été construit et utilisé pour propager les houles du large à la côte, jusqu'au-devant de la zone d'étude. Une extraction au-devant de l'ouvrage, à environ 10m du pied pour éviter les artefacts numériques, a été réalisée. La ligne d'extraction et les résultats associés sont illustrés ci-dessous.

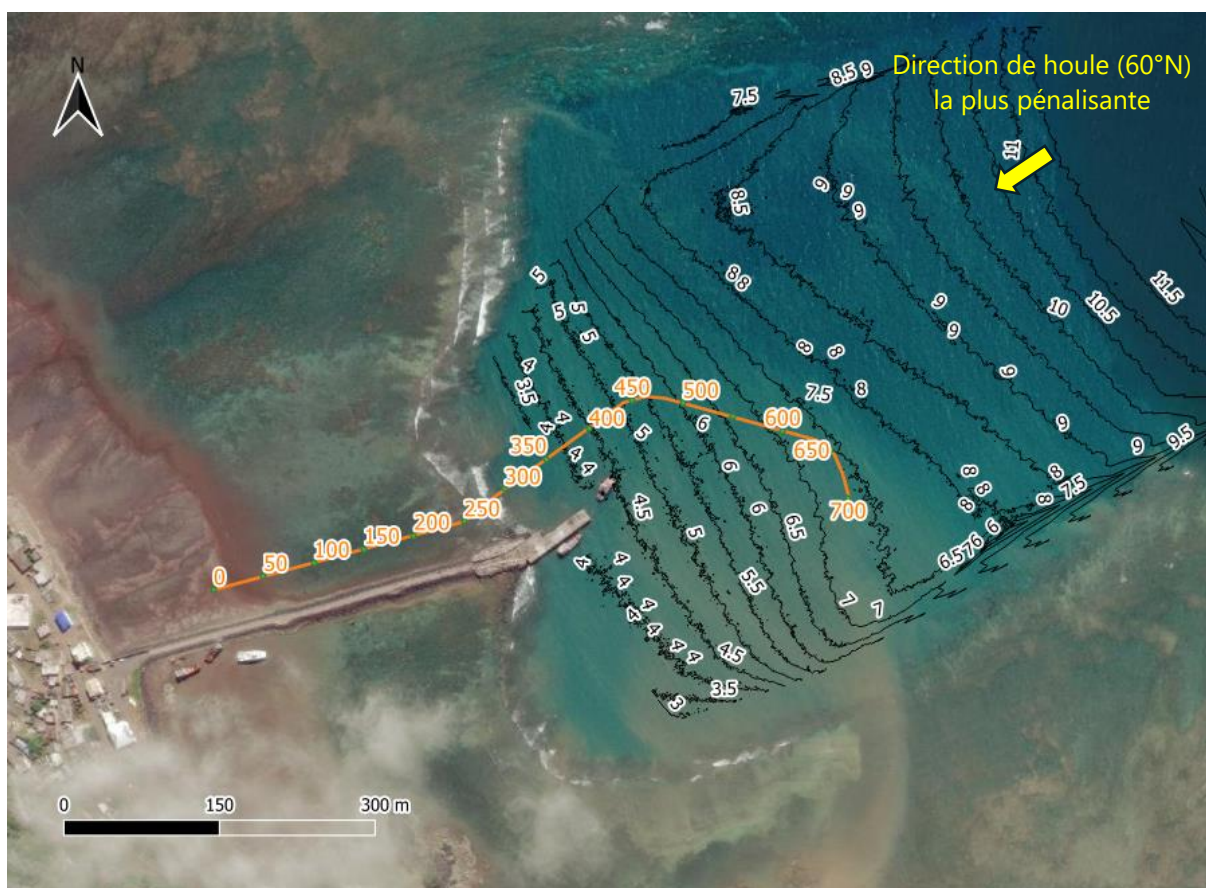


Figure 5. Localisation de la ligne d'extraction des conditions hydrodynamiques dimensionnantes au droit de l'ouvrage

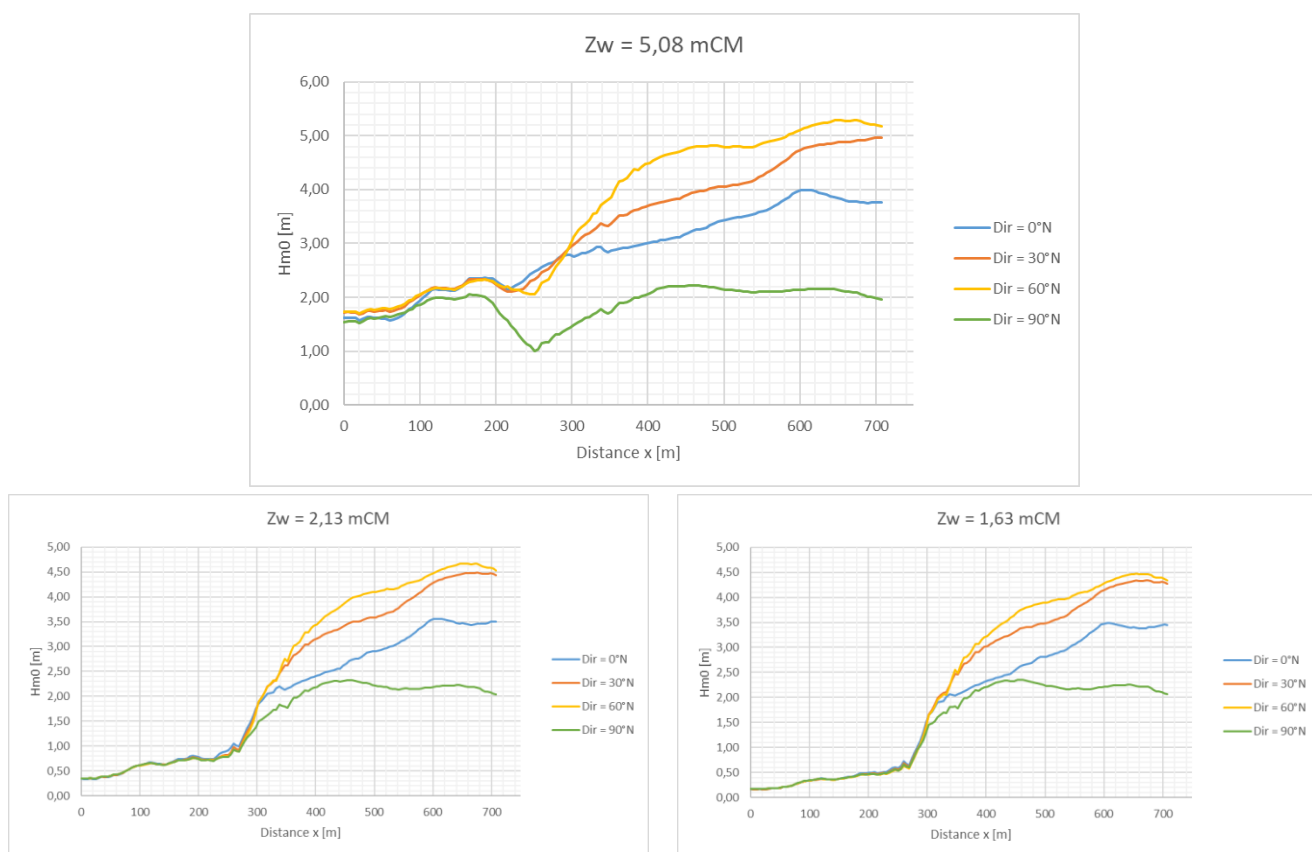


Figure 6. Extraction des conditions hydrodynamiques dimensionnantes au droit de l'ouvrage pour les divers secteurs directionnelles et niveau d'eau associés

D'après les quatre directions de propagation au large, quel que soit le niveau d'eau, les houles de 60°N sont les plus pénalisantes pour le site d'étude, entrant sans réduction d'énergie dans la passe d'accès. Les conditions hydrodynamiques dimensionnantes retenues pour la carapace sont celle de 60°N et pour un niveau d'eau haut à +5.08mCM. Selon les éléments constitutifs de l'ouvrage, nous avons :

Tableau 4. Conditions hydrodynamiques dimensionnantes retenues au droit des éléments constitutifs de l'ouvrage

Section	Digue d'accès		Brise lame		
	enracinement - section courante	transition - extrémité	section courbe	section courante	musoir
Cote en pied critique [mCM]	0,50	-0,50	-5,50	-7,50	
Niveau d'eau Zw [mCM]	5,08				
Hauteur significative spectrale Hm0_max [m]	2,33	3,85	4,82	5,29	
Hauteur significative Hs [m] d'après Battjes (2000)	2,41	4,07	5,01	5,55	
Tp associé [s]	8,70	8,49	8,94	9,39	
Direction moyenne associée [°N]	56	56	55	52	

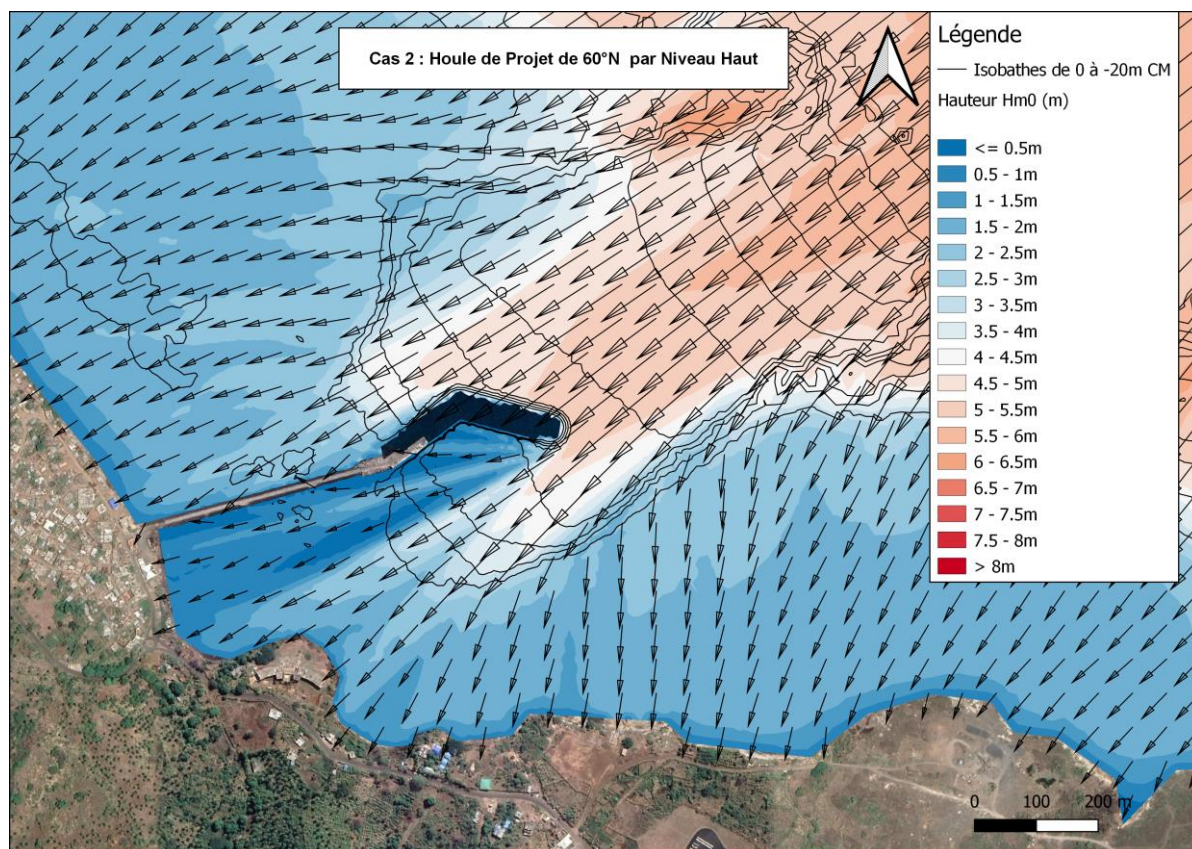


Figure 7. Résultats de la propagation de la houle de projet de 60°N par niveau haut (+5.08mCM) au droit de l'ouvrage

D'après la Figure 7, on constate sur la partie exposée de la digue d'accès un angle d'incidence de la houle très ouvert arrivant, avec une moyenne d'environ 70° vis-à-vis de la perpendiculaire.

Similairement, la partie Sud de l'ouvrage est relativement très protégée par la bathymétrie des hauts fonds et la configuration du brise lame. Il est à nuancer que la diffraction et la réflexion ne sont pas prises en compte avec le type de modèle utilisé pour la propagation de la houle. Nous pouvons néanmoins retenir les valeurs conservatives de hauteur de houle significative de 2m et 1m, respectivement pour l'extrémité et la section courante de la digue d'accès d'après la Figure 7.

Les autres conditions hydrodynamiques au-devant de l'ouvrage sont présentées ci-dessous :

Tableau 5. Valeurs des conditions hydrodynamiques au droit des éléments constitutifs de l'ouvrage pour des niveaux d'eau bas

Section	Digue d'accès		Brise lame		
	enracinement - section courante	transition - extrémité	section courbe	section courante	musoir
Niveau d'eau $Z_w$ [mCM]	1,63				
Hauteur significative spectrale $H_{m0\_max}$ [m]	0,54	2,55	3,98	4,47	
Hauteur significative $H_s$ [m] d'après Battjes (2000)	0,56	2,99	4,12	4,64	
$T_p$ associé [s]	7,62	8,16	8,67	9,13	
$Dir\_moy$ [°N]	57	58	57	52	

Section	Digue d'accès		Brise lame		
	enracinement - section courante	transition - extrémité	section courbe	section courante	musoir
Niveau d'eau Zw [mCM]	2,13				
Hauteur significative spectrale Hm0_max [m]	0,79	2,75	4,17	4,67	
Hauteur significative Hs [m] d'après Battjes (2000)	0,82	3,11	4,31	4,85	
Tp associé [s]	8,27	8,08	8,69	9,14	
Dir_moy [°N]	57	58	56	52	

Pour l'ensemble des simulations du Tableau 3, les conditions hydrodynamiques au droit du musoir du brise lame sont :

Tableau 6. Valeurs des conditions hydrodynamiques au droit du musoir du brise lame

Cas	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Direction des houles au large	0°N	30°N	60°N	90°N	0°N	30°N	60°N	90°N	0°N	30°N	60°N	90°N
Niveau d'eau Zw [mCM]	5,08				2,13				1,63			
Hauteur significative spectrale Hm0_max [m]	4,00	4,97	5,29	2,22	3,56	4,49	4,67	2,32	3,49	4,34	4,47	2,35
Hauteur significative Hs [m] d'après Battjes (2000)	4,16	5,22	5,55	2,23	3,74	4,68	4,85	2,37	3,67	4,51	4,64	2,41
Tp associé [s]	12,91	10,69	9,39	10,27	12,6	10,5	9,1	10,3	12,6	10,4	9,1	10,3
Dir_moy [°N]	34	43	52	56	39	45	52	55	40	46	52	55

### 3.3 Stabilité de la carapace

#### 3.3.1 Bloc artificiel Xbloc®

##### 3.3.1.1 Méthodologie

Le dimensionnement de la carapace en bloc artificiel Xbloc® se base sur le guide de conception de DMC datant de 2018 [2], dont la formule analytique prend en compte les considérations du Rock Manual<sup>1</sup> [3] :

$$V_t = \left[ \frac{H_s}{2,77 \Delta} \right]^3 * \text{facteur de correction}$$

Avec :

- $V_t$  : le volume théorique requis
- $H_s$  : la hauteur significatif de houle [m]
- $\Delta = \left[ \frac{\rho_c}{\rho_w} - 1 \right]$  : la densité relative du béton des Xbloc®

<sup>1</sup> Conformément au Rock Manual [2], la carapace de l'ouvrage doit être capable de résister à une surcharge de 20% de la houle dimensionnante sans dommage, soit un taux de dommage  $S_d < 2$ .

- Le facteur de correction est lié aux phénomènes locaux, typiquement la profondeur relative au-devant de la structure. Il est pour la majorité des cas pris de manière conservative à 1,5.

Pour les zones singulières tels que les sections courbes et musoir, il est recommandé une majoration de 25% du volume de bloc. Le nombre de transitions entre les blocs sera limité pour éviter des points de faiblesse et les baisses de cadence en phase travaux. Afin de respecter la règle provenant du retour d'expérience de DMC, la transition en taille des Xbloc® doit respecter le ratio 1:3 en volume. Ainsi, certaines tailles de blocs retenues pourront être supérieures à la taille de calcul.

### 3.3.1.2 Résultats

Les résultats sont les suivants :

Tableau 7. Conception de la carapace du brise lame et de la digue d'accès

Section	Digue d'accès		Brise lame		
	enracinement - section courante	transition extrémité	section courbe	section courante	musoir
Hauteur significative Hs [m] d'après Battjes (2000)	2,41	4,07	5,01	5,55	
Volume théorique Vt [m3]	0,37	1,77	3,30	4,49	
<b>Volume unitaire retenu Vr [m3]</b>	<b>0,75**</b>	<b>2</b>	<b>5*</b>	<b>5</b>	<b>7*</b>
Masse unitaire Xbloc® W50 [t]	1,8**	4,8	12,0		16,8
Hauteur caractéristique H [m]	1,31**	1,82	2,47		2,76
Épaisseur de la carapace h [m]	1,27**	1,76	2,39		2,68
Densité de pose [nb/100m2]	70**	36,4	19,8		15,8
Volume de béton [m3/m2]	0,53**	0,73	0,99		1,11
Porosité de la carapace [%]	58,7%				

(\*) Les volumes des blocs retenus sont 25% plus importants que le valeur du calcul théorique.

(\*\*) Reprises au §3.3.2.

### 3.3.2 Enrochements

Afin d'optimiser la conception, le dimensionnement est repris pour les Xbloc® à 0.75m3 de la section courante de la digue d'accès en considérant des enrochements.

#### 3.3.2.1 Méthodologie et critère du dimensionnement

La donnée principale pour le dimensionnement d'un ouvrage en enrochements est la hauteur de la houle incidente  $H_s$ , mais aussi d'autres paramètres hydrodynamiques devant l'ouvrage : période de pic  $T_p$ , angle d'incidence  $\beta$ , niveau d'eau  $Z_w$ , etc.

Les formules de Van der Meer (1988) sont largement utilisées pour le dimensionnement analytique des enrochements des carapaces soumises aux sollicitations répétées de la houle. Ces formules sont détaillées dans le Rock Manual [3].

#### Pour les conditions en eau profonde,

- pour un déferlement dit « plongeant » ( $\xi m < \xi_{cr}$ ) :

$$\frac{H_S}{\Delta \cdot D_{n50}} = c_{pl} \cdot P^{0.18} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5}$$

- pour un déferlement dit « gonflant » ( $\xi_m \geq \xi_{cr}$ ) :

$$\frac{H_S}{\Delta \cdot D_{n50}} = c_{pl} \cdot P^{-0.13} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P$$

avec :

- $N = d \times 3600 / T_M$  : nombre de vagues incidentes lors de l'état de mer, où  $d$  est la durée de l'état de mer (en heures) et  $T_M$  la période moyenne de la houle,
- $H_S$  la hauteur significative de la houle incidente en pied d'ouvrage (m),
- $\xi_m$  le paramètre calculé à partir de la période moyenne de la houle  $T_M$  :

$$\xi_m = \tan \alpha / \sqrt{(2\pi \cdot H_S) / (g \cdot T_M^2)}$$

- $\alpha$  l'angle du talus avec l'horizontale (°),
- $\Delta$  la densité relative déjaugée =  $\frac{\rho_r}{\rho_w} - 1$  et  $\rho_w = 1.025 \text{ kg/m}^3$  la densité de l'eau de mer,
- $C_{pl} = 6.2$  (avec un écart-type de  $\sigma = 0.40$ ),
- $C_s = 1.0$  (avec un écart-type de  $\sigma = 0.08$ ),
- $S_d$  le taux de dommage du talus,
- $P$  le paramètre de perméabilité nominale de l'ouvrage, compris entre 0.1 et 0.6 (voir figure ci-dessous issue du Rock Manual [3]) :

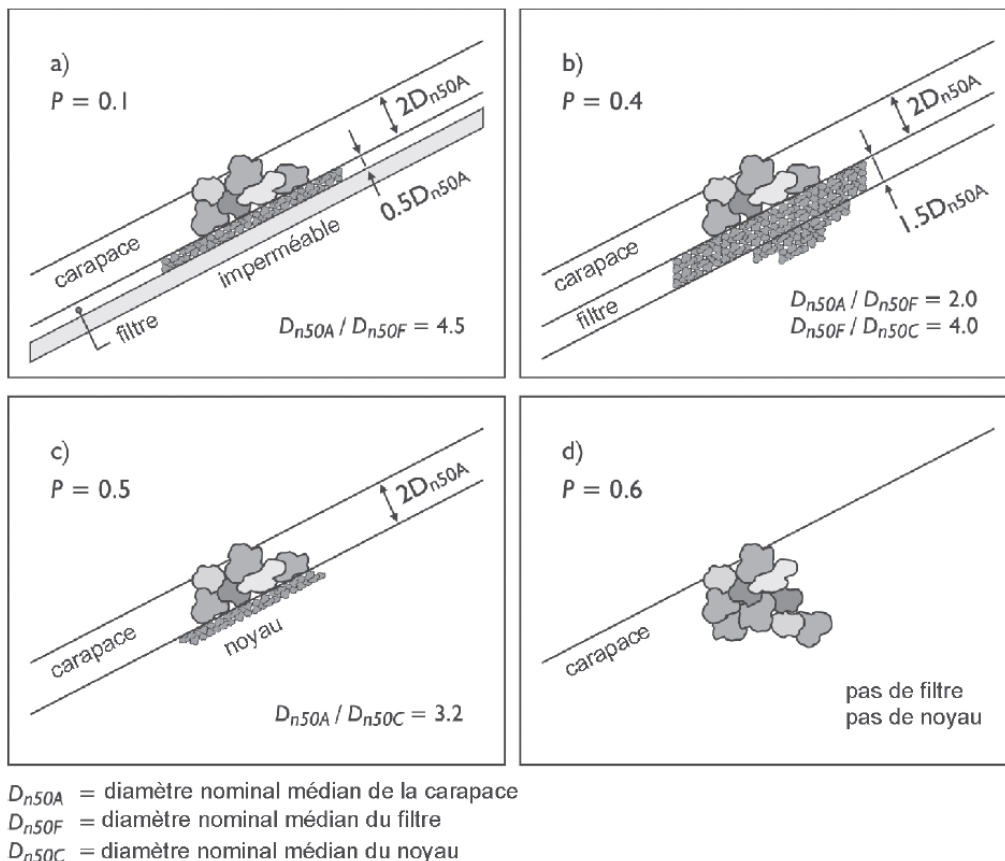


Figure 8. Paramètre de perméabilité nominale  $P$  pour la formule de Van der Meer (1988b)

La transition entre un déferlement plongeant et un déferlement gonflant est évaluée à partir de la pente du talus de l'ouvrage et peut être déterminée à l'aide de l'équation suivante, en utilisant une valeur critique de déferlement  $\xi_{cr}$  :

$$\xi_{cr} = \left[ \frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{1/P + 0.5}$$

- pour  $\xi_m < \xi_{cr}$  le déferlement est plongeant,
- pour  $\xi_m \geq \xi_{cr}$  le déferlement est gonflant.

**En eau peu profonde**, les formules de Van der Meer (1988) deviennent :

- pour un déferlement dit « plongeant » ( $\xi_m < \xi_{cr}$ ) :

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = c_{pl} \cdot P^{0.18} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left( \frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \xi_{S-1.0}^{-0.5}$$

- pour un déferlement dit « gonflant » ( $\xi_m \geq \xi_{cr}$ ) :

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = c_{pl} \cdot P^{-0.13} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left( \frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} \xi_{S-1.0}^P$$

avec :

- $C_{pl} = 8.4$ , avec un écart-type de  $\sigma = 0.70$ ,
- $C_s = 1.3$ , avec un écart-type de  $\sigma = 0.15$ ,

- $H_{2\%}$  = hauteur dépassée par les 2% des plus hautes vagues incidentes au pied de l'ouvrage (m),
- $\xi_{s-1,0}$  = paramètre de déferlement calculé à partir de la période énergétique de la houle,  $T_{m-1,0}$ :

$$\xi_{s-1,0} = \tan \alpha / \sqrt{(2\pi \cdot H_s) / (g \cdot T_{m-1,0}^2)}$$

- $T_{m-1,0}$  = période spectrale de la houle.

Le taux de dommage Sd pour un enrochement naturel en double couche est défini dans le tableau 5.23 du Rock Manual [3] :

Tableau 8. Description du taux de dommage en fonction de la pente du talus

Talus cot $\alpha$	Niveau de dommage Sd Enrochements en double couche		
	Début de dommage	Dommage intermédiaire	Rupture
1.5	2	3 - 5	8
2	2	4 - 6	8
3	2	6 - 9	12
4	3	8 - 12	17
6	3	8 - 12	17

Le niveau de dommage Sd peut être caractérisé ainsi :

- « début de dommage » : valeur de dimensionnement sécuritaire,
- « dommage intermédiaire » : léger reprofilage du talus,
- « rupture » : correspond au reprofilage de la carapace de telle manière que la couche filtre sous l'enrochement en double couche est visible.

On considère, pour le dimensionnement de la digue, que la stabilité de la carapace est assurée lors d'un état de mer extrême si **le taux de dommage Sd est inférieur à 2**, ce qui correspond à un maximum d'environ 5% des blocs d'enrochement se déplaçant au sein de la zone d'attaque de la houle.

### 3.3.2.2 Prise en compte de l'obliquité de la houle

L'obliquité est prise en compte dans le calcul à l'aide de la formule de Van Gent (2014) qui réduit la valeur de la houle appliquée sur le talus selon la formule suivante :

$$H_{s\_design} = f_{diffraction} \cdot H_s \cdot [(1 - c_\beta) \cdot \cos(\beta)^2 + c_\beta]$$

Avec :

- $\beta$  l'incidence de la houle par rapport au talus
- $f_{diffraction}$  le coefficient de diffraction, pris à 1 (conservatif)
- $c_\beta$  le coefficient d'obliquité de Van Gent (2014), pris à 0.42 pour les vagues à crête courte

### 3.3.2.3 Résultats

En prenant l'hypothèse conservatrice d'un angle d'incidence de la houle de 50° (cf. Figure 7), les résultats sont les suivants :

Tableau 9. Conception de la carapace de la section courante de la digue d'accès

Section	Digue d'accès
	enracinement - section courante
Hauteur significative $H_s$ [m] d'après Battjes (2000)	2,41
Période de pic $T_p$ associée [s]	8,70
Angle d'incidence de la houle par rapport au talus [°]	50
Hauteur significative $H_s$ de dimensionnement [m] d'après Van Gent (2014)	1,59
<b>Catégorie carapace retenue [t]</b>	<b>Enrochements 0.3-1</b>
Masse $W_{50}$ de catégorie [t]	0,63
Diamètre nominal $D_{n50}$ [m]	0,62
<b>Taux de dommage <math>S_d</math> [-]</b>	<b>1,2</b>
Épaisseur carapace $2 \cdot D_{n50}$ arrondie retenue [m]	1,30
Porosité de la carapace [%]	40%

### 3.4 Stabilité des sous-couches

Une carapace en blocs artificiels Xbloc® ou en enrochements exigent que la sous-couche ait une dimension spécifique afin notamment de garantir un transfert satisfaisant des charges, d'obtenir une perméabilité suffisante et d'assurer la stabilité des blocs des différentes couches.

Les catégories retenues d'enrochements de sous-couche du Tableau 11 sont standards d'après le Rock Manual [3] :

Tableau 10. Exigences standard applicables aux enrochements suivant l'EN 13383 (source : Rock Manual [3])

Gros enrochement	Classe de référence	ELL	NLL	NUL	EUL	$M_{em}$	
	Passant associé kg	< 5 % kg	< 10 % kg	> 70 % kg	> 97 % kg	limite inférieure kg	limite supérieure kg
	10000 – 15000	6500	10000	15000	22500	12000	13000
6000 – 10000	4000	6000	10000	15000	7500	8500	
3000 – 6000	2000	3000	6000	9000	4200	4800	
1000 – 3000	700	1000	3000	4500	1700	2100	
300 – 1000	200	300	1000	1500	540	690	

Enrochement moyen	Classe de référence	ELL	NLL	NUL	EUL	$M_{em}$	
	Passant associé kg	< 2 % kg	< 10 % kg	> 70 % kg	> 97 % kg	limite inférieure kg	limite supérieure kg
	60 – 300	30	60	300	450	120	190
10 – 60	2	10	60	120	20	35	
40 – 200	15	40	200	300	80	120	
5 – 40	1.5	5	40	80	10	20	
15 – 300 *)	3	15	300	450	45	135	

Pour les blocs artificiels imbriqués sur une seule couche tels que le Xbloc®, les limites nominales de blocs de sous couche doivent se situer dans les limites fixées par le guide de conception Xbloc® (2018, [2]), celui-ci respectant les critères de filtres du Rock Manual [3] :

Tableau 11. Conception de la sous-couche du brise lame et de la digue d'accès

Section	Digue d'accès		Brise lame		
	enracinement - section courante	transition extrémité	section courbe	section courante	musoir
Type - Volume Vr [m3]	Enrochements 0.3-1	Xbloc® 2	Xbloc® 5		Xbloc® 7
<b>Catégorie sous-couche [t]</b>	-*	<b>Enrochements 0.3-1</b>	<b>Enrochements 1-3</b>		
Diamètre nominal Dn50 [m]	-*	0,62	0,90		
Épaisseur arrondie retenue de la sous-couche e [m]	-*	1,30	1,80		

(\*) D'après les critères de filtres, la sous-couche n'est pas nécessaire pour une carapace en enrochements de catégorie 0.3-1T et un corps de digue de 1-500kg. En effet, les résultats de vérification pour les différents critères sont les suivants :

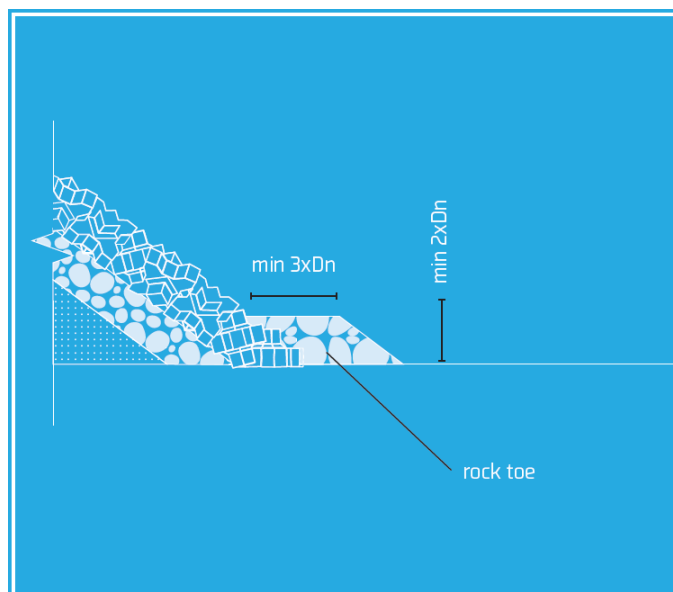
- Stabilité interne de la couche (Pilarczyk) :  $D60/D10 < 10$  pour la vérification
  - $D60/D10$  (noyau) = 6,29
  - $D60/D10$  (carapace) = 1,27
- Critère de rétention :  $D15(\text{sup}) / D85(\text{inf}) < 5$  pour la vérification
  - $D15(\text{sup}) / D85(\text{inf})$  (interface noyau/carapace) = 0,64
- Critère de perméabilité :  $D15(\text{sup}) / D15(\text{inf}) > 4$  pour la vérification
  - $D15(\text{sup}) / D15(\text{inf}) = 5,15$

A noter que les enrochements de carapace retenue à 0.3-1T au §3.3.2 sont également la conséquence des résultats de vérification des critères de filtres. En effet, pour une catégorie plus petite de 0.06-0.3T, le critère de perméabilité n'est plus respecté.

### 3.5 Stabilité de la butée de pied

Conformément aux données disponibles, le sol d'assise est considéré comme rocheux, plus précisément d'une roche basaltique affleurante. D'après les recommandations du guide de conception Xbloc® (2018, [2]), la butée de pied ne doit pas être ensouillée, et doit être conçu comme schématiquement en Figure 9. Aucun tapi anti-affouillement n'est prévu à ce stade.

Figure 9. Coupe de principe de butée de pied (source : guide de conception Xbloc® 2018, [2])



Le dimensionnement théorique de la de la butée de pied a été appréhendé à partir des formules de la formule du guide de conception Xbloc® (2018, [2]) :

$$D_{n50} = \frac{H_s}{\left[ 2 + 6.2 \left( \frac{h_t}{h} \right)^{2.27} \right] * N_{od}^{0.15} \Delta}$$

Avec :

- $D_{n50}$  : le diamètre nominal requis [m]
- $h$  : la hauteur de colonne d'eau en pied de l'ouvrage
- $h_t$  : la hauteur de colonne d'eau au-dessus de la butée de pied, soit  $h_t = h - 2 * D_{n50}$
- $N_{od}$  : la valeur de dommage associée au nombre de déplacement de bloc, préconisé à 0.5 selon le guide de conception Xbloc® (2018, [2])

L'épaisseur et la longueur de la butée seront respectivement de  $2.D_{n50}$  et  $3.D_{n50}$  conformément aux recommandations pour les Xbloc®, sans distinction entre section courante et musoir.

Tableau 12. Conception de la butée de pied du brise lame et de la digue d'accès

Section	Digue d'accès		Brise lame		
	enracinement - section courante	transition extrémité	section courbe	section courante	musoir
Cote en pied critique [mCM]	2,00	0,50	-3,00	-5,00	
Niveau d'eau $Z_w$ [mCM]	5,08				
Hauteur significative $H_s$ [m] d'après Battjes (2000)	2,41	4,07	5,01	5,55	
Diamètre nominal requis $D_{n50}$ [m]	0,33	0,65	0,60	0,64	
Poids moyen $W_{50}$ requis [t]	0,10	0,72	0,57	0,67	
<b>Catégorie butée de pied retenue [t]</b>	<b>Enrochements 0.06-0.3</b>		<b>Enrochements 1-3</b>		

Section	Digue d'accès		Brise lame		
	enracinement - section courante	transition extrémité	section courbe	section courante	musoir
Masse W50 enrochements [t]	0,162		1,87		
Diamètre nominal Dn50 retenu [m]	0,40		0,90		
Épaisseur de la butée de pied 2 x Dn50 [m]	0,80		1,80		
Largeur de la butée de pied 3 x Dn50 [m]	1,20		2,70		

A noter que les conditions hydrodynamiques dimensionnantes d'une butée de pied sont généralement pour des niveaux bas, dont les conditions de déferlement sont susceptibles de désolidariser les enrochements. En ce sens, une vérification aux autres niveaux du Tableau 5 a été réalisée. Les résultats montrent que les conditions à +5.08mCM restent dimensionnantes pour la butée de pied.

### 3.6 Franchissement et stabilité de la crête

La crête du brise lame et de la digue d'accès se composent comme suit :

- Berme en Xbloc® composée de 3 blocs selon les recommandations, ce qui équivaut à 2.28xD avec D la hauteur d'un bloc d'après le guide de conception Xbloc® [2]. Le bloc retenu reste le même que celui du talus.
- Berme en enrochements entre la berme en Xbloc® et le mur de couronnement, composée de 3 blocs selon les règles de l'art. Cette berme est une disposition constructive pour faciliter le calage contre le mur de couronnement et pour limiter d'autant plus les franchissements sur les quais.

La détermination de la cote d'arase du brise lames est faite de manière à respecter les critères fixés de franchissements par paquets de mer selon l'EurOtop 2018 (cf. §3.2.2), qui va de pair avec la largeur de la carapace en crête.

Il est convenu d'avoir le mur de couronnement à la même cote d'arase que la berme de crête. De plus, compte tenu de l'angle d'incidence des ouvrages vis-à-vis des houles, une obliquité de 30° est considérée pour la digue d'accès. Les résultats suivants sont issus des formules empiriques de l'EurOtop 2018 :

Tableau 13. Conception de la cote de d'arase et largeur de crête du brise lame et de la digue d'accès selon les critères de dimensionnement de l'EurOtop 2018

		Brise lame			Digue d'accès	
		Musoir	Section courante	Section courbe	transition extrémité	enracinement - section courante
Niveau du pied de l'ouvrage [mCM]	$Z_{toe}$	-7,50	-7,00	-5,50	-0,50	0,50
<b>Cote de crête et du mur de couronnement [mCM]</b>	<b><math>Z_c</math></b>	<b>11,00</b>	<b>11,00</b>	<b>11,00</b>	<b>8,00</b>	<b>6,50</b>
<b>Largeur de crête [m]</b>	<b>Gc</b>	<b>9,3</b>	<b>8,7</b>	<b>8,7</b>	<b>7,2</b>	<b>5,5</b>
<b>dont largeur enrochements</b>		<b>3,0</b>	<b>3,0</b>	<b>3,0</b>	<b>3,0</b>	<b>5,5</b>

		Brise lame		Digue d'accès		
		Musoir	Section courante	Section courbe	transition extrémité	enracinement - section courante
Niveau d'eau [mCM]	$Z_w$	5,08				
Houle $H_{m0}$ en pied [m]	$H_{m0,toe}$	5,29	4,82	3,85	2,33	
Tp en pied [s]	$T_{p,toe}$	9,39	9,39	8,74	8,49	
Obliquité de la houle [°]	$\beta$	0	0	0	30	50

<b>Débit moyen maximal [l/s/m]</b>	<b>q max design</b>	<b>6,0</b>	<b>7,1</b>	<b>2,6</b>	<b>6,9</b>	<b>6,1</b>
<b>Volume maximal individuel</b>	<b>Vmax</b>	<b>1563</b>	<b>1852</b>	<b>799</b>	<b>853</b>	<b>557</b>
Vérification des critères		oui	oui	oui	oui	oui

Pour concevoir la catégorie des enrochements en crête, le calcul a été fait en se basant sur la formule d'estimation de vitesse d'une vague franchissante sur la berme et le talus arrière (cf. tableau 5.55 du Rock Manual [3]). Le calcul du Dn50 se fait via la formule de Pylarzick (p569 et 653 du Rock Manual [3]). De manière conservative, une sensibilité sur la période de pic  $T_p$  jusqu'à 14s est réalisée. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 14. Conception de la crête du brise lame et de la digue d'accès

Section	Digue d'accès		Brise lame		
	enracinement - section courante	transition extrémité	section courbe	section courante	musoir
Berme d'arase	Enrochements 0,3-1	Xbloc® 2	Xbloc® 5		Xbloc® 7
Berme - hauteur [m]	1,30	1,82	2,47		2,76
Berme - largeur [m]	-	4,15	5,63		6,29
Hauteur significative $H_s$ [m] d'après Battjes (2000)	2,41	4,07	5,01		5,55
Berme enrochements – Dn50 requis [m]	0,40	1,12	0,77		
Berme enrochements – W50 requis [t]	0,16	3,61	1,18		
<b>Catégorie standard enrochements retenue [t]</b>	<b>Enrochements 0,3-1</b>	<b>Enrochements 1-3</b>			
Masse W50 enrochements retenue [t]	0,63	1,87			
Diamètre nominal Dn50 retenu [m]	0,62	0,90			
Berme enrochements 3 x Dn50 [m]	1,90	2,70			
Berme enrochements – largeur retenue [m]	2,50	3,00			
<b>LARGEUR TOT [m]</b>	<b>5,50</b>	<b>7,20</b>	<b>8,70</b>		<b>9,30</b>

### 3.7 Stabilité du talus arrière

La stabilité du talus arrière est cohérent avec le dimensionnement de la crête d'ouvrage basé sur les franchissements par paquets de mer.

## 4. DIMENSIONNEMENT DU MUR DE COURONNEMENT

### 4.1 Présentation de l'ouvrage

Le mur de couronnement est choisi en forme de T pour des raisons de vérification au glissement et au renversement. Il est ainsi constituée d'une semelle, d'une bêche et d'un voile. Le mur est fondé sur le noyau via un géotextile et le béton de propreté.

Dans un souci d'optimisation, le mur de couronnement a une géométrie variable selon la section de l'ouvrage, dont les dimensions générales sont les suivantes :

Figure 10. Coupes de principe du mur de couronnement selon la section d'ouvrage

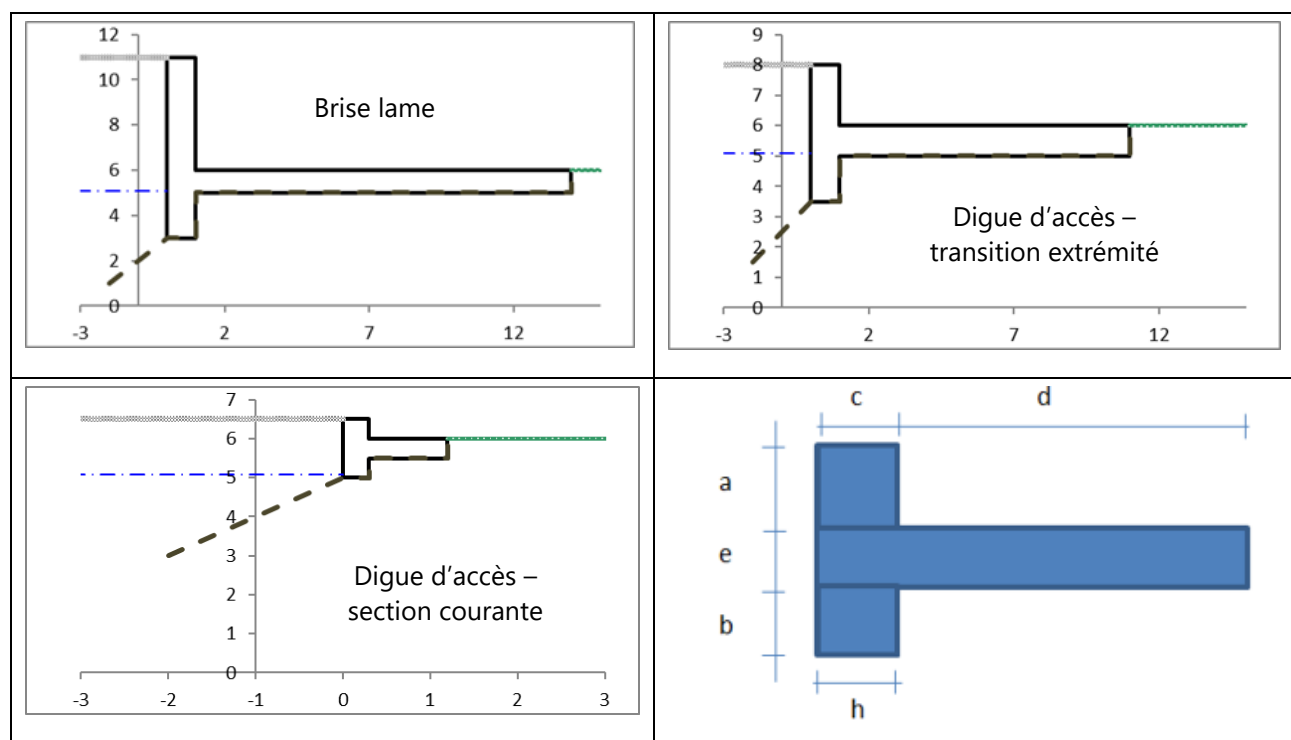


Tableau 15. Dimensions du mur de couronnement selon la section d'ouvrage

	Digue d'accès – section courante	Digue d'accès – transition extrémité	Brise lame
Hauteur du mur a [m]	0.5	2	5
Hauteur de la bêche b [m]	0.5	1.5	2
Largeur du voile c = h [m]	0.3	1	1
Largeur de semelle d [m]	0.9	10	13
Epaisseur de la semelle e [m]	0.5	1	1
Section du mur [m <sup>2</sup> ]	0.9	14.5	21

## 4.2 Méthodologie de conception

Pour la conception d'un mur de couronnement, deux vérifications à la stabilité sont à apprécier conformément au Rock Manual [3] :

- La vérification au glissement :  $f \cdot (F_G - F_U) \geq F_H$ , avec :
  - $F_G = (M - V \cdot \rho_w) \cdot g = V \cdot (\rho_p - \rho_w) \cdot g$  : le poids propre déjaugé du mur (en N) avec  $M$  et  $V$  respectivement la masse et le volume du parapet ;
  - $F_U$  : la force sous-pression induite par la houle (en N) ;
  - $F_H$  : la force horizontale induite par l'impact de la houle (en N)
  - $f$  : le coefficient de friction entre la sous-couche et la structure du mur (-). Cette valeur est généralement prise autour de 0,5.
  
- La vérification au renversement :  $(M_G - M_U) \geq M_H$ , avec :
  - $M_G$  : le moment stabilisant dû au poids propre déjaugé (en Nm) ;
  - $M_U$  : le moment déstabilisant dû aux forces de sous pressions (en Nm) ;
  - $M_H$  : le moment déstabilisant dû aux forces horizontales d'impact (en Nm).

Le Rock Manual [3] propose trois formules permettant d'estimer les pressions dues à la houle s'appliquant horizontalement sur un mur de couronnement :

- Jensen (1984) et Bradbury et al. (1988)
- Pedersen (1996), modifié Nørgaard et al.
- Martin (1999)

Les formulations sont présentées ci-dessous. A noter que compte tenu de la forme en T du mur de couronnement, la butée de bêche est mobilisable dans la vérification au glissement, à hauteur de 60%.

### 4.2.1 Jensen (1984) et Bradbury et al. (1988)

La formule empirique proposée par Jensen (1984) et Bradbury et al. (1988) se base sur des données issues des essais sur modèles physiques pour quelques exemples de murs de couronnement. Le tableau ci-dessous présente les intervalles des paramètres appliqués lors des différents essais.

	$R_{ca}$	$s_{op} = H_s / L_{op}$	$H_s / R_{ca}$
A	5.60 – 10.60	0.016 – 0.036	0.760 – 2.50
B	1.50 – 3.00	0.005 – 0.011	0.820 – 2.40
C	0.10 *)	0.023 – 0.070	0.90 – 2.10
D	0.14 *)	0.040 – 0.050	1.43
E	0.18 *)	0.040 – 0.050	1.11

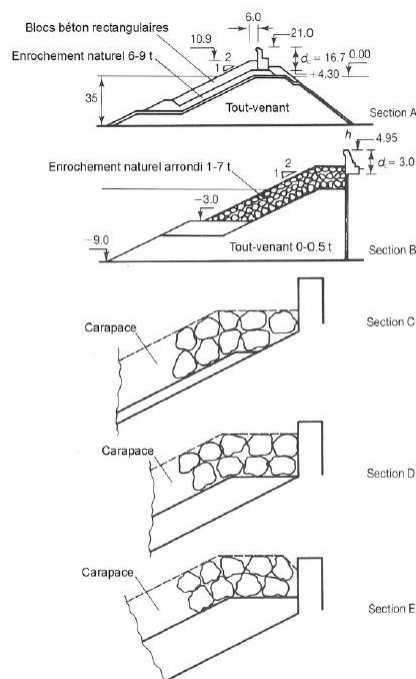


Figure 5.82 Sections des murs de couronnement des essais de Jensen (1984) et de Bradbury et al. (1988)

Tableau 16. Intervalles des paramètres appliqués lors des essais sur modèles réduits selon Jensen (1984) et Bradbury et al. (1988), \*) : ces valeurs se rapportent à des essais sur modèles réduits

Dans notre cas, la section type E est retenue.

La force horizontale maximale est définie selon Jensen (1984) et Bradbury et al. (1988) comme suit :

$$F_H = (\rho_w \cdot g \cdot d_c \cdot L_{op}) \cdot \left( a \cdot \frac{H_s}{R_{ca}} - b \right)$$

Avec :

- $d_c$  : la hauteur du mur/parapet (en m)
- $L_{op}$  : la longueur d'onde au large correspondante à la période de pic (en m)
- $H_s$  : la hauteur de houle significative en pied d'ouvrage (en m)
- $R_{ca}$  : la revanche entre le niveau d'eau et la berme en pied de mur/parapet (en m)
- $a, b$  : des coefficients empiriques basés sur les sections du Tableau 16 et Tableau 17.

Tableau 17. Valeurs des coefficients empiriques appliqués lors des essais sur modèles réduits selon Jensen (1984) et Bradbury et al. (1988)

Section	Valeurs au dépassement de 0.1%	
	a	b
A	0.051	0.026
B	0.025	0.016
C	0.043	0.038
D	0.028	0.025
E	0.011	0.010

La force des sous-pressions est définie par :

$$F_U = (\rho_w \cdot g \cdot B_c \cdot L_{op}/2) \cdot \left( a \cdot \frac{H_s}{R_{ca}} - b \right)$$

Avec  $B_c$  la largeur du mur (en m).

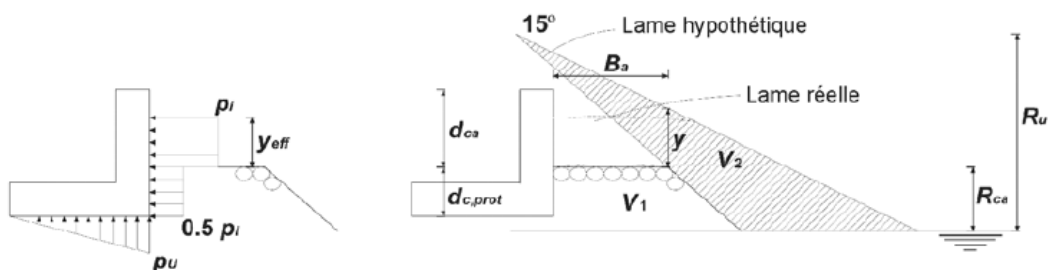
#### 4.2.2 Pedersen (1996) et Nørgaard et al. (2013)

Les efforts de la houle sur la bêche de la dalle sont estimés avec la formule de Nørgaard et al. (2013). Cette méthode est basée sur celle de Pedersen (1996) qui suppose que l'eau se brise perpendiculairement sur la face avant du côté de la mer avec une vitesse uniformément égale à celle du run-up mesuré au bord de la crête. Le domaine de validité de cette formule est défini dans le tableau suivant :

Tableau 18. Intervalles du domaine de validité selon Nørgaard et al. (2013)

Table 3: Validated ranges by Nørgaard et al. (2013) formula.		
Parameters	Ranges $f_c = 0$	Ranges $f_c > 0$
$\xi_{0m}$	2.30-4.90	3.31-4.64
$H_s/A_c$	0.50-1.63	0.52-1.14
$R_c/A_c$	0.78-1	1-1.70
$A_c/B$	0.58-1.21	0.58-1.21
$H_{m0}/h$	0.19-0.55	0.19-0.55
$s_{0m}$	0.018-0.073	0.02-0.041
$h/L_{0m}$	0.06-0.10	0.06-0.066

Les paramètres pour cette méthode sont décrits ci-dessous :



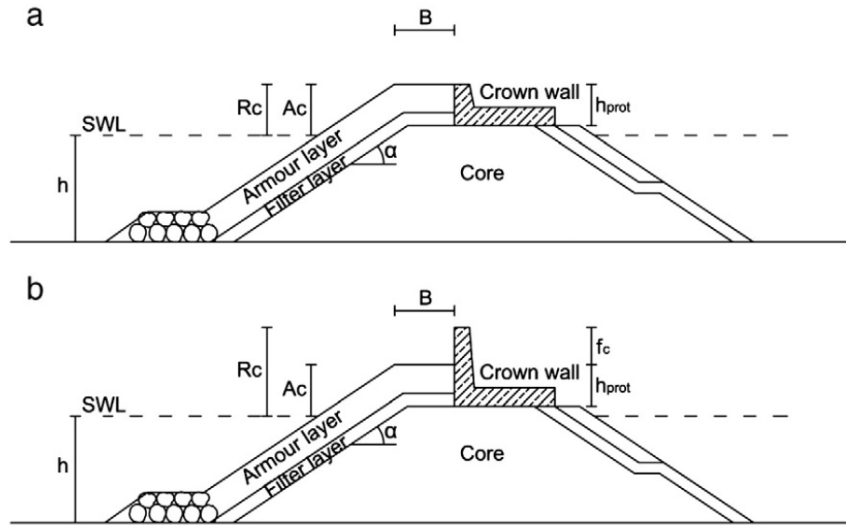


Fig. 1. a) Crown wall with vertical face protected by armour units. b) Crown wall with partly protected and partly un-protected vertical faces.

Figure 11. Distribution des pressions et définition des paramètres selon Pedersen (1996) (en haut) et Nørgaard et al. (2013) (en bas)

Les différents paramètres géométriques sont :

- $p_i$  : la pression d'impact horizontale sur la zone non-protégée (en Pa)
- $p_u$  : la sous-pression présente sous le mur (en Pa)
- $d_{ca} = f_c$  : hauteur du mur non-protégée (en m)
- $d_{c,prot} = h_{prot}$  : hauteur du mur protégée (en m)
- $R_{ca} = A_c$  : la revanche de la crête en enrochement (en m)
- $B_a = B$  : la largeur de crête devant le mur de couronnement (en m)

La différence entre les deux méthodes se fait lors du calcul du run-up  $R_{u0.1\%}$ . Nørgaard a adapté les formules de Van der Meer et Stam (1992) notamment en utilisant  $H_{0.1\%}$  au lieu de  $H_s$ . Ceci permet de prendre en compte les faibles profondeurs et de mieux prévoir les efforts de houle.

$$R_{u0.1\%} = 0,603 \cdot H_{0.1\%} \cdot \xi_{m0} \quad \xi_{m0} \leq 1.5$$

$$R_{u0.1\%} = 0,722 \cdot H_{0.1\%} \cdot \xi_{m0}^{0.55} \quad \xi_{m0} > 1.5$$

Avec :

- $R_{u,0.1\%}$  : le run-up (m)
- $H_{0.1\%}$  : la hauteur de houle avec une probabilité de dépassement de 0.1% (en m). Cette valeur peut être obtenue par la formule de Battjes et Groenendijk (2000) à l'aide de la hauteur spectrale de houle  $H_{m0}$ , la profondeur d'eau et la pente des fonds
- $\xi_{m0}$  : le paramètre de déferlement :  $\xi_{m0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{2\pi/g \times H_s/T_m^2}}$  (-)
- $L_{om}$  : la longueur d'onde au large déterminée à partir de la période moyenne (m),  $L_{om} = \frac{gT_m^2}{2\pi}$
- $\alpha$  : l'angle du talus (°)
- $H_s$  : la hauteur de houle significative (m)
- $T_m$  : la période moyenne (s)

La force totale horizontale avec la probabilité de dépassement de 0.1%, prenant en compte l'influence de la berme, est :

$$F_{H,0.1\%} = 0,21 \cdot \sqrt{\frac{L_{om}}{B_a}} \cdot \left( 1,6 \cdot p_i \cdot y_{eff} + V \cdot \frac{p_i}{2} \cdot d_{c,prot} \right)$$

Avec :

- $p_i = g \cdot \rho_w \cdot \max(R_{u,0.1\%} - R_{ca}; 0)$  : la pression d'impact horizontale de la vague sur la zone non-protégée (en Pa)
- $y_{eff} = \min(y/2; d_{ca})$  : la lame hypothétique déduite de la lame réelle  $y = \frac{R_{u,0.1\%} - R_{ca}}{\sin \alpha} \cdot \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)}$  (en m)
- $V = \min\left(\frac{V_2}{V_1}; 1\right)$  : une surface avec  $V_1$  et  $V_2$  définis sur la Figure 11 (en m2)

En particulier, le moment associé à l'impact de vague  $M_{H,0.1\%}$  est :

$$M_{H,0.1\%} = 0,55 \cdot (d_{c,prot} + y_{eff}) \cdot F_{H,0.1\%}$$

De même, la sous-pression induite par la houle  $p_{U,0.1\%}$  est :

$$p_{U,0.1\%} = 1,0 \cdot V \cdot p_i$$

#### 4.2.3 Martin (1999)

La méthode de Martin (1999) calcule les efforts de houle dans le cas où les vagues ont déferlé avant d'entrer en contact avec le mur. Dans ce cas, la méthode considère que la pression de la houle a deux pics :

- Le premier pic, pression d'impact, est généré par le changement brutal de direction du front de la vague à cause du mur,
- Le deuxième pic, pression d'effondrement, est induit par la masse d'eau qui redescend du mur à grande vitesse après que le niveau maximal de run-up a été atteint.

Ces pressions ne se cumulent pas car elles ne se produisent pas simultanément.

La formule de Martin ne s'applique que pour les ouvrages non impactés par le déferlement de la houle. Le graphique ci-dessous présente les situations d'impact et de non-impact en fonction de la largeur relative de la berme et de la hauteur relative de la crête. Les formules de Martin sont applicables lorsque les ratios  $R_{ca}/H$  et  $B_a/H$  se trouvent dans la région non-impactée.

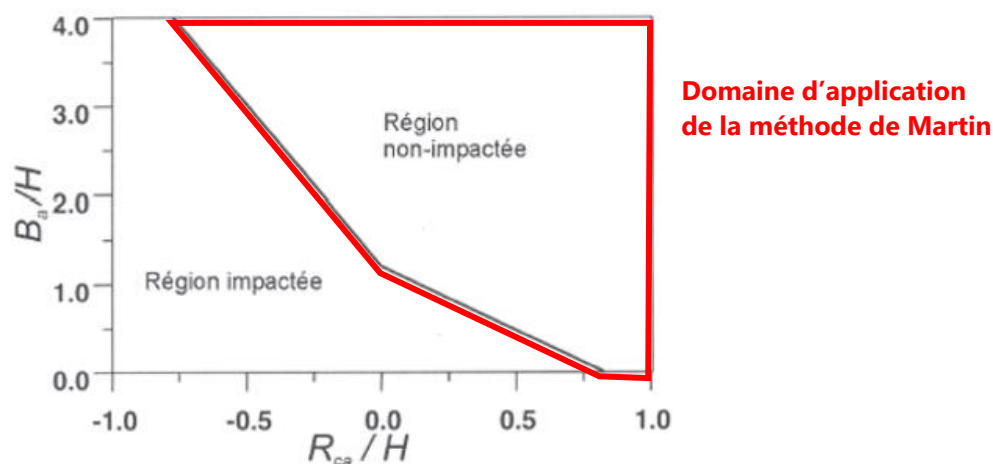


Figure 12. Définition empirique des situations d'impact et de non-impact selon Martin (1999)

Martin (1999) prend pour hypothèse la distribution des pressions illustrées par la figure suivante :

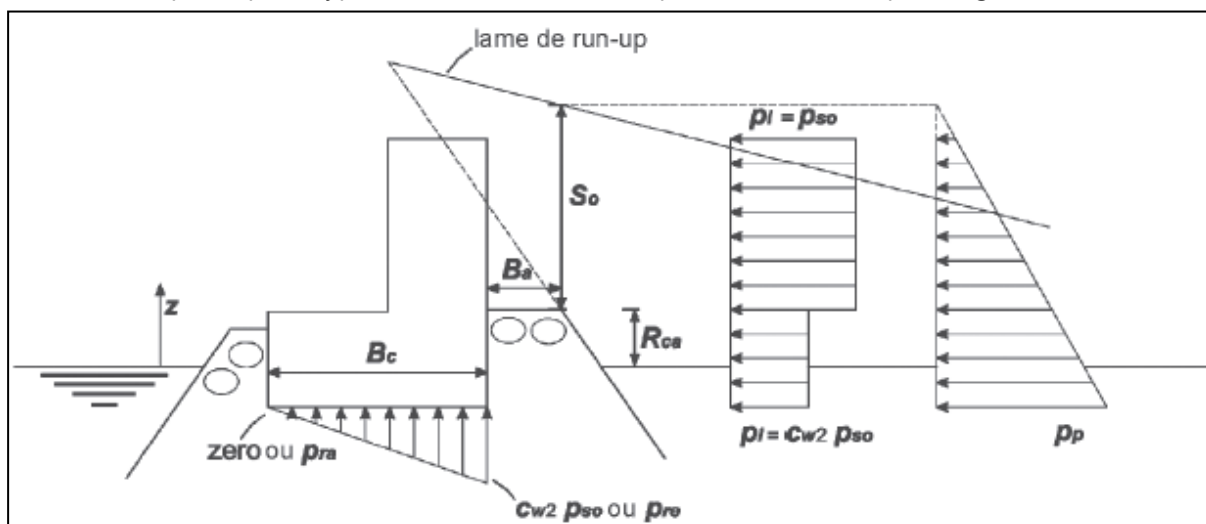


Figure 13. Distribution des pressions et définition des paramètres selon Martin (1999)

### ■ Pression d'impact

La pression d'impact sur la zone non-protégée de la face avant du mur,  $p_i = p_{so}$ , se calcule de la façon suivante :

$$p_i = p_{so} = c_{w1} \cdot \rho_w \cdot g \cdot S_0$$

Avec :

- $S_0$  : le run-up maximal, défini par  $S_0 = H \cdot (1 - R_{ca}/R_u)$  (en m)
- $c_{w1} = 2.9 \cdot \left(\frac{R_u}{H} \cdot \cos \alpha\right)^2$
- $g$  : la constante gravitationnelle (en m/s<sup>2</sup>)
- $\rho_w$  : la masse volumique de l'eau de mer (en t/m<sup>3</sup>)
- $\alpha$  : la pente du talus en enrochement (en °)
- $H$  : la hauteur de houle de calcul en pied d'ouvrage  $H_{99.8\%}$  (en m)
- $R_{ca}$  : la différence entre le niveau de l'eau et le niveau d'arase de la carapace (en m)

- $R_u$  : le run-up de la houle défini par  $\frac{R_u}{H} = A_u \cdot (1 - \exp(-B_u \cdot \xi))$  (en m)
- $\xi$  : le paramètre de déferlement défini par  $\xi = \tan \alpha / \sqrt{H/L_0}$  (-)
- $L_0$  : la longueur d'onde au large (en m)

Sur la zone du mur de couronnement protégée par la berme de la carapace, la distribution de la pression est donnée par l'équation suivante :

$$p_i = c_{w2} \cdot p_{so}$$

Avec:

- $c_{w2} = 0.8 \exp(-10.9 B_a / L_p)$
- $B_a$  : la largeur de la berme de la carapace (en m)
- $L_p$  : la longueur d'onde en pied d'ouvrage calculée à partir de la période pic de la houle (en m)

Le graphe ci-dessous présente les coefficients de run-up  $A_u$  et  $B_u$  en fonction de la porosité de la carapace.

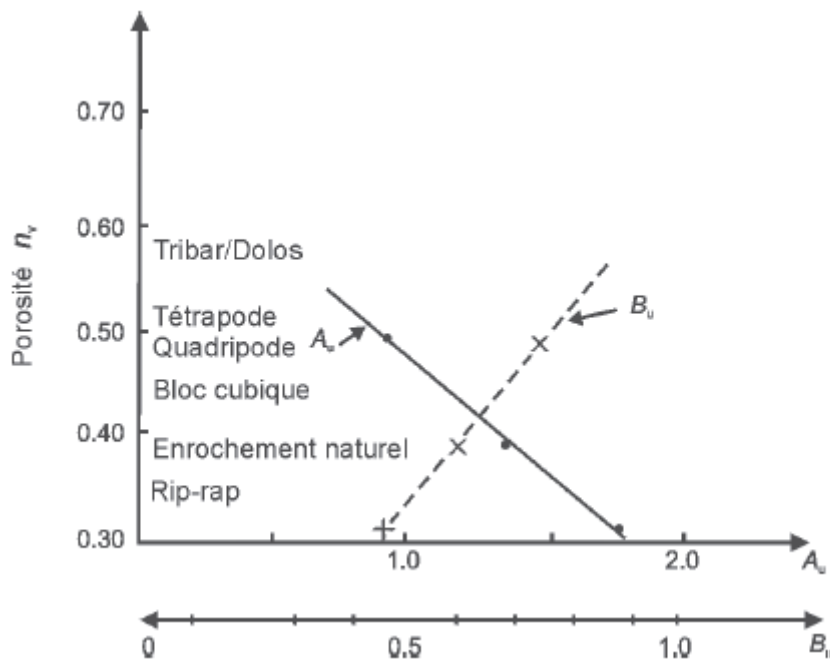


Figure 14. Définition empirique des coefficients de run-up  $A_u$  et  $B_u$  en fonction de la porosité de la carapace selon Martin (1999)

Dans notre cas, nous avons des blocs artificiels en tête d'ouvrage. Il est retenu une porosité de 0,5 de manière conservative.

#### ■ Pression d'effondrement

La pression d'effondrement se calcule de la façon suivante :

$$p_p = c_{w3} \cdot \rho_w \cdot g \cdot (S_o + R_{ca} - z)$$

Avec :

- $c_{w3} = a \cdot \exp(c_o)$
- $c_o = c \cdot (H/L_p - b)^2$

z est ici pris à 0 de manière conservative.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs des coefficients a, b et c en fonction du paramètre  $B_u$  défini dans la figure suivante et du diamètre nominal médian qui constitue la berme supérieure de la carapace.

Tableau 19. Coefficients empiriques entrant dans le calcul de la pression d'effondrement

$B_u / D_{n50}$	a	b	c
1	0.446	0.068	259.0
2	0.362	0.069	357.1
3	0.296	0.073	383.1

### 4.3 Vérifications

Les résultats des vérifications pour les conditions hydrodynamiques dimensionnantes sont les suivants :

Tableau 20. Vérifications au glissement et renversement du mur de crête du brise lame

		Jensen (1984) & Bradbury et al. (1988)	Pedersen (1996)	Martin (1999)	
Formulation valide		non	oui	Effondrement	Impact
Vérification glissement	$\Sigma F_x$ [kN/m]	-	120,6	244,6	-0,3
	$\Sigma F_y \times \tan \phi$ [kN/m]		297,0	297,0	297,0
	Ratio (coef. 1,2)		2,5	1,21	ok
Vérification renversement	$\Sigma M_{\text{moteur}}$ [kN.m/m]		773,2	382,5	144,0
	$\Sigma M_{\text{résistant}}$ [kN.m/m]		4716,3	4716,3	4716,3
	Ratio (coef. 1,5)		6,10	12,3	32,8

Une vérification à la stabilité a été réalisée sur les éléments de la section courante (Xbloc® 5m3), notamment en prenant en compte une largeur de crête de 8.70m contre 9.30m, et un diamètre de bloc de 2.47m contre 2.76m.

Tableau 21. Vérifications au glissement et renversement du mur de crête de la digue d'accès – transition extrémité

		Jensen (1984) & Bradbury et al. (1988)	Pedersen (1996)	Martin (1999)	
Formulation valide		non	oui	Effondrement	Impact
Vérification glissement	$\Sigma F_x$ [kN/m]	-	22,9	21,7	3,8
	$\Sigma F_y \times \tan \phi$ [kN/m]		28,3	28,3	28,3
	Ratio (coef. 1,2)		1,24	1,31	7,5
Vérification renversement	$\Sigma M_{\text{moteur}}$ [kN.m/m]		32,8	10,6	5,9
	$\Sigma M_{\text{résistant}}$ [kN.m/m]		79,7	79,7	79,7
	Ratio (coef. 1,5)		2,4	7,6	13,4

Tableau 22. Vérifications au glissement et renversement du mur de crête de la digue d'accès – enracinement section courante

		Jensen (1984) & Bradbury et al. (1988)	Pedersen (1996)	Martin (1999)	
				Effondrement	Impact
Formulation valide		non	oui	oui	
Vérification glissement	$\Sigma F_x$ [kN/m]	-	-4,6	1,9	3,8
	$\Sigma F_y \times \tan \phi$ [kN/m]		12,7	12,7	28,3
	Ratio (coef. 1,2)		ok	6,55	7,5
Vérification renversement	$\Sigma M_{\text{moteur}}$ [kN.m/m]		10,7	3,6	4,9
	$\Sigma M_{\text{résistant}}$ [kN.m/m]		16,5	16,5	16,5
	Ratio (coef. 1,5)		1,5	4,6	3,4

Pour l'ensemble des sections, la stabilité aux conditions hydrodynamiques pour les niveaux d'eau bas a également été vérifiée. La stabilité des murs de couronnement proposée est assurée.

# ANNEXE C – DIMENSIONNEMENT DES QUAIS BLOCS



Union des  
**Comores**  
Ministère des  
Transports Maritime  
et Aérien



## Projet Connectivité Inter-Iles des Comores (PICMC)

Dimensionnement des quais blocs au  
port de **Boingoma**

Port de Boingoma





# ETUDE POUR L'AVANT-PROJET DETAILLE DES TRAVAUX D'EXTENSION DU PORT DE BOINGOMA

## PROJET CONNECTIVITE INTER-ILES DES COMORES (PICMC)

### INFORMATIONS RELATIVES AU DOCUMENT

#### INFORMATIONS GÉNÉRALES

<b>Auteur(s)</b>	M. BEUTIER
<b>Volume du document</b>	Dimensionnement des quais blocs au port de Boingoma
<b>Version</b>	0
<b>Référence</b>	NA
<b>Numéro CRM</b>	OCA0009
<b>Chrono</b>	NA

#### HISTORIQUE DES MODIFICATIONS

Version	Date	Rédigé par	Visé par	Modifications
0	27/06/2022	M. BEUTIER	C. BENNEHARD R. Misa	

#### DESTINATAIRES

Nom	Entité
	PICMC
	Banque Mondiale

# Sommaire

<b>1. Quai blocs fondé à -5.50 Cm.....</b>	<b>4</b>
1.1 Hypothèses .....	4
1.1.1 Géométrie et matériaux .....	4
1.1.2 Hypothèses géotechniques .....	4
1.1.3 Les paramètres moyen de frottements .....	5
1.1.4 Les efforts.....	6
1.1.4.1 Les efforts non considérés.....	6
1.1.4.2 Les efforts considérés.....	7
1.1.5 Les combinaisons d'action .....	10
1.2 Les vérifications.....	13
1.2.1 Les calculs des efforts non pondérés .....	13
1.2.2 Les calculs des torseurs non pondérés.....	16
1.2.3 Les calculs de vérifications .....	19
1.2.3.1 Glissement.....	19
1.2.3.2 Renversement.....	20
1.2.3.3 Contraintes .....	20
1.2.4 Synthèse des résultats .....	22
1.2.4.1 Les torseurs résultants.....	22
1.2.4.2 Les vérifications.....	26
1.3 Conclusions du dimensionnement.....	27
<b>2. Quai blocs fondé à -6.50 Cm.....</b>	<b>28</b>
2.1 Géométrie.....	28
2.2 Vérification .....	28
<b>3. Quai blocs fondé à -3.50 Cm.....</b>	<b>30</b>
3.1 Géométrie.....	30
3.2 Vérification .....	30

# 1. QUAI BLOCS FONDE A -5.50M CM

## 1.1 Hypothèses

### 1.1.1 Géométrie et matériaux

Le quai est fondé à -5.50m CM avec 6 rangés de blocs superposés.

Le bloc supérieur est en béton armé coulé en place et fera office de poutre de couronnement. Les autres blocs sont en béton non armé, rempli de matériaux de remblai.

L'ensemble des blocs a une largeur fixe de 3m

Les dimensions sont illustrées dans le tableau suivant :

#### Géométrie du quai (m)

BLOC n°	largeur	hauteur	longueur	e <sub>i2</sub>	e <sub>i3</sub>	e <sub>i4</sub>	d <sub>i1</sub>	d <sub>i2</sub>	Poids du béton (t)	hauteur cumulée
6 (en bas)	9,50	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	0,00	17,6	2,00
5	9,00	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	0,50	16,8	4,00
4	8,50	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	0,50	16,1	6,00
3	8,00	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	0,50	15,3	8,00
2	7,00	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	1,00	13,8	10,00
1	6,00	1,50	3,0	3,00	0,50	0,50	0,00	1,00	37,9	11,50
Hauteur totale (m)		11,50								

#### Valeurs représentatives des propriétés des matériaux de structures

$\gamma$ béton (t/m <sup>3</sup> )	2,30
$\gamma'$ béton (t/m <sup>3</sup> )	1,30

#### Paramètres Eau

Hauteur côté mer (m)	6,00
Hauteur côté terre (m)	4,50
$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,03

### 1.1.2 Hypothèses géotechniques

L'absence de données géotechnique sur le sol de fondation nous a conduit à poser les hypothèses suivantes :

## Valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques

	Remblai interne	Remblai externe	Ballast	Sol de fondation
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,00	17,00	-	-
$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	7,00	7,00	-	-
$\varphi$ (°)	45,00	45,00	42	30
$\varphi$ (radians)	0,79	0,79	0,73	0,52
Inclinaison		0		
delta (radians)		0		
inclinaison talus B (radians)		0		
inclinaison rideau L (radians)		0		
inclinaison perpendiculaire rideau (radians)		1,57		
Coefficient de poussée	-	0,172	-	-
Adhérence c (kPa)	0,00	0,00	0,00	0,00

### Paramètres de frottement aux interfaces

Béton coulé en place pour le bloc supérieur (O/N)	O
Béton coulé en place pour les autres blocs (O/N)	N
(Ces données interviennent pour le calcul du frottement béton/remblai interne au niveau du bloc supérieur)	
Frottement béton/béton $\tan \varphi$ (compris entre 0.4 et 0.6)	0,5

Angle de frottement à l'interface béton-assise	45 °
	0,785 rad
<b>Q<sub>ultime</sub> terrain support (MPa)</b>	1

La valeur de  $Q_{ultime}$  sera à confirmer par des essais géotechniques de type pressiométrique et/ou pénétrométrique. Dans l'attente de ces essais, la capacité portante du sol de fondation a été estimé à dire d'experts. Toutes modifications apportées à ces valeurs pourraient entraîner des modifications/adaptations conséquente sur le design du quai.

### Niveau du sol de fondation :

Le sol de fondation est considéré 0,50m sous le niveau du TN.

### 1.1.3 Les paramètres moyen de frottements

Ce sont les paramètres qui définissent l'interface de contact entre les matériaux. Le frottement entre les matériaux est matérialisé par la tangente ( $\varphi_a$ ) représenté par le tableau ci-dessous.

	Définition des angles de frottement							
	Béton/Béton		Béton/mat. sup		Béton/mat. inf		Mat. sup/Mat. inf	
	tg $\varphi_a$	°	tg $\varphi_a$	°	tg $\varphi_a$	°	tg $\varphi_a$	°
1	0,5	26,56	0,6	30,96	0,6	30,96	0,6	30,96
2	0,5	26,56	0,6	30,96	0,6	30,96	0,6	30,96
3	0,5	26,56	0,6	30,96	0,6	30,96	0,6	30,96
4	0,5	26,56	0,6	30,96	0,6	30,96	0,6	30,96
5	0,5	26,56	0,6	30,96	0,6	30,96	0,6	30,96
6	0,5	26,56	0,6	30,96	0,6	30,96	0,6	30,96

## 1.1.4 Les efforts

### 1.1.4.1 Les efforts non considérés

#### **Accostage :**

Les efforts d'accostage ne sont pas vérifiés ni intégrés dans les combinaisons de charge. L'effort sur le quai est globalement stabilisateur.

La vérification du dimensionnement des défenses est intégrée dans la note générale APD.

#### **Houle et courant :**

Les efforts de houle et de courant ne sont pas intégrés dans les vérifications. Le bassin « intérieur », côté quais, étant très protégé, les efforts liés à la houle et au courant sont négligeables par rapport aux autres efforts pris en compte.

#### **Séisme :**

Comme indiqué dans la note d'hypothèse générale, l'île de Mohéli est située en zone de sismicité 3. En l'absence de données géotechnique et bathymétrique récente sur la zone chantier, nous n'avons pas menés de calculs aux séismes. Ce calcul sera à mener en phase d'exécution, par l'entreprise titulaire, à la réception des résultats de la campagne géotechnique.

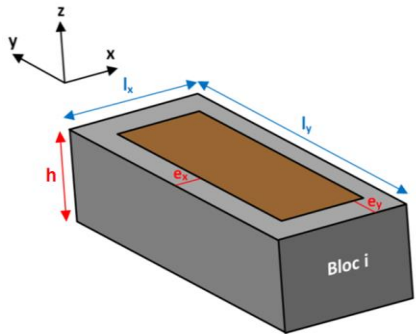


### 1.1.4.2 Les efforts considérés

#### Les efforts permanents :

##### - Poids propre des blocs

L'effort provoqué par le poids des blocs est calculé à partir des volumes par mètre linéaire de chaque bloc.



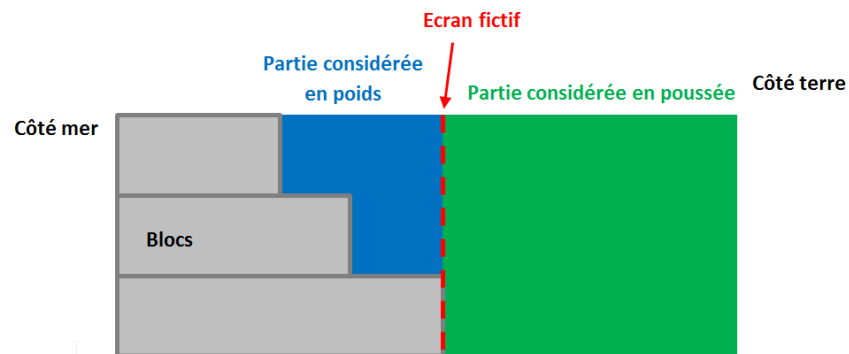
$$V_{int} = \frac{(l_x - 2e_x) \cdot (l_y - 2e_y) \cdot h}{l_y}$$

$$V_{ext} = \frac{[l_x \cdot l_y - (l_x - 2e_x) \cdot (l_y - 2e_y)] \cdot h}{l_y}$$

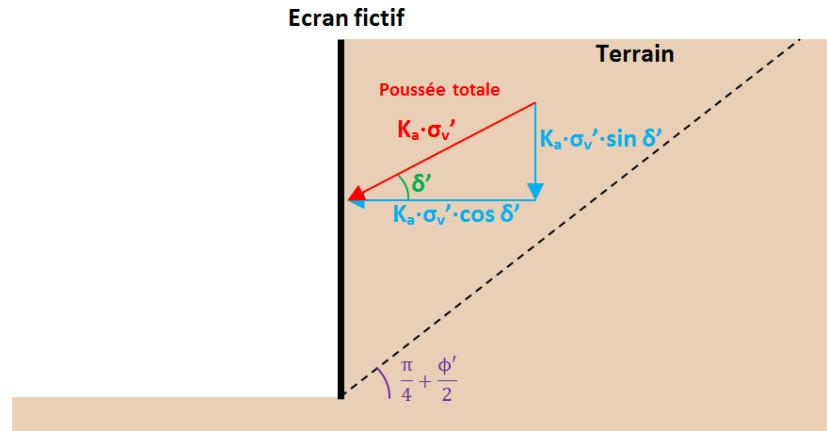
La force de chaque bloc est additionnée pour obtenir l'effort vertical à la base du bloc inférieur.

##### - Poussée du terrain à l'arrière du quai

Une partie du sol repose directement sur les blocs tandis qu'une autre réalise un effort de poussée se transmettant par frottement.



- Partie considérée en poids : Le calcul de cette première composante de la poussée statique des terres est semblable à celui destiné au poids des blocs.
- Partie considérée en poussée :



$$P_H = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma^* \cdot K_a \cdot \cos(\delta_d)$$

$$P_V = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma^* \cdot K_a \cdot \sin(\delta_d)$$

Le coefficient de poussée est calculé selon la formule de Harvard pour un écran vertical (avec  $\lambda=0$  et  $\beta=0$ ) :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi'_d)}{\cos(\delta_d) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d)}{\cos(\delta_d)}} \right]^2}$$

Avec :

- $\phi'_d$  la valeur de calcul de l'angle de frottement :  $\phi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}}\right)$
- $\delta_d$  la valeur de calcul de l'angle de la poussée dynamique :  $\delta_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \delta'}{\gamma_{\phi'}}\right)$

- **Action de l'eau**

- o Poussée d'Archimède :

La poussée d'Archimède est calculée en multipliant le volume d'eau par mètre linéaire, évalué géométriquement, par la densité de l'eau. Le point d'application de l'effort résultant est aussi calculé géométriquement, identifiant le centre de gravité du volume immergé.

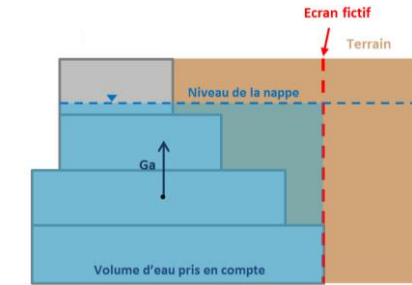
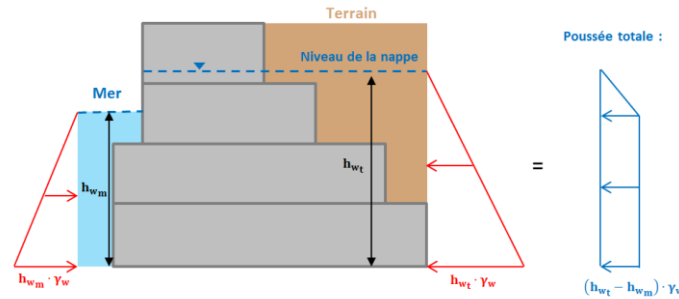
- o Poussée horizontale de l'eau :

Les efforts hydrostatiques appliqués sur le quai sont :

- Côté mer :  $P_{mer} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_{wm}^2$
- Côté terrain :  $P_{ter} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_{wt}^2$

La poussée totale due à l'eau est donc :

$$P_{tot} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot (h_{wt}^2 - h_{wm}^2)$$



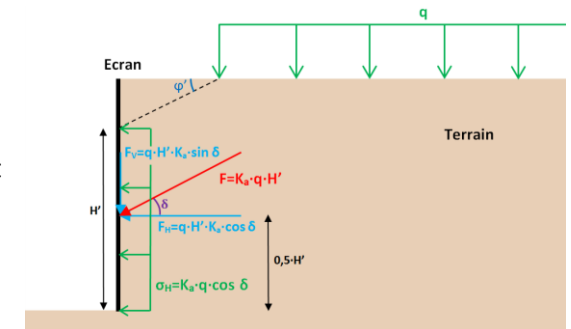
**Les efforts variables :**

- **Efforts d'amarrage :** 20KN/ml (cf. justification dans la note d'hypothèse générale)
- **Charge de pré-stockage :** 2t/m<sup>2</sup> (cf. note d'hypothèse générale)

La poussée d'une surcharge semi-infinie (*surcharge de type Caquot*) provoque un effort vertical (F<sub>V</sub>) et un effort horizontal (F<sub>H</sub>) sur l'écran fictif :

$F_H = q \cdot H' \cdot K_a \cdot \cos(\delta)$  appliquée à une hauteur de  $\frac{H'}{2}$  par rapport à la base de l'écran

$F_V = q \cdot H' \cdot K_a \cdot \sin(\delta)$  appliquée sur la longueur de l'écran



- **Charge roulante de reach stacker :** 2x500KN espacés de 3ml. En l'absence de données sur le matériel d'exploitation du quai nous avons déterminé ces charges à partir du modèle de reach stacker DRG450 65S5)

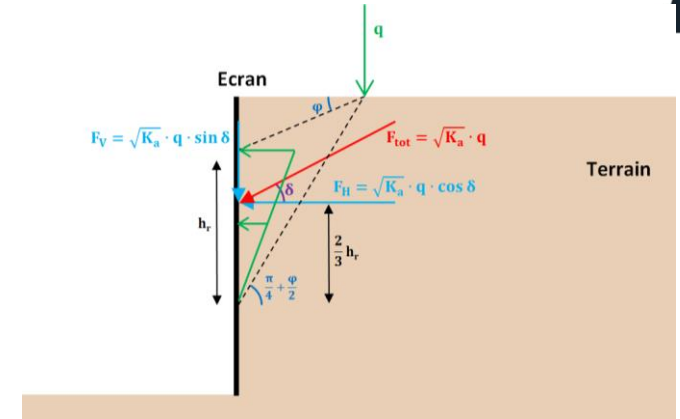
Afin de calculer la poussée effectuée par une surcharge linéaire sur un écran vertical, le guide ROSA 2000 recommande à nouveau la méthode de Krey, déjà utilisée pour une surcharge répartie. La valeur de la poussée totale (intégrale des contraintes au long de l'écran) est  $F = q \cdot \sqrt{K_a}$ .

Nous rappelons que lorsque  $\delta=0$ ,  $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ .

Avec:

$$\sigma_{\max} = \frac{2q \cdot \sqrt{K_a}}{h_r}$$

Dans notre cas, nous avons vérifié la stabilité de l'ouvrage pour une charge roulante appliquée en bord à quai, puis entre 6m et 10m du bord à quai et enfin au-delà des 10m du bord à quai (au-delà du pied de l'ouvrage). Chacun des scénarios apportant des contraintes favorable ou défavorable vis-à-vis du glissement, du renversement et du poinçonnement du sol de fondation.



### 1.1.5 Les combinaisons d'action

Conformément à la note d'hypothèse nous rappelons dans les tableaux ci-dessous les coefficients partiels  $\gamma$  et les coefficients d'accompagnement  $\psi$  à prendre en compte pour les actions décrites au §1.1.4.

Coefficients d'accompagnement						Coefficients partiels				
						Actions	$\gamma$ ELU F	$\gamma$ ELU A	$\gamma$ ELS	
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi$ Acc	$\psi$ Sism	Perm.	<b>G défav</b>	1,35	1	1
							<b>G fav</b>	1	1	1
						Variables	<b>q1</b>	1,5	1	1
							<b>Q7</b>	1,2	0	1
							<b>Q8</b>	1,2	0	1
							<b>AM</b>	1,5	1	1

q1 : charge de stockage

Q7 : Effort sous essieu avant droit reach staker

Q8 : Effort sous essieu avant gauche reach staker

AM : effort d'amarrage

G : poids propre

Les combinaisons seront définies comme ci-après :

- États Limites de Service quasi permanent (ELS qp) :

$$\sum G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- États Limites de Service fréquents (ELS freq) :

$$\sum G_{kj} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- États Limites de Service caractéristiques (ELS car) :

$$\sum G_{kj} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- États Limites Ultime Fondamental (ELU Fond) :

$$\sum \gamma_G G_k + \gamma_{Q1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Les combinaisons étudiées sont les suivantes :

	Gdefav	Gfav	AM	q1	Q7	Q8
ELSqp_1	1	1	0.2	0.4	0	0
ELSqp_2	1	1	0.2	0	0	0
ELSqp_3	1	1	0	0,4	0	0
ELSqp_4	1	1	0	0	0	0
ELScar_1	1	1	1	1	0	0
ELScar_2	1	1	1	0.77	0	0
ELScar_3	1	1	1	0	0	0
ELScar_4	1	1	0	0.77	0	0
ELScar_5	1	1	0	0	0	0

	Gdefav	Gfav	AM	q1	Q7	Q8
ELScar_6	1	1	1	1	0,77	0,77
ELScar_7	1	1	1	0,77	1	0,77
ELScar_8	1	1	1	0,77	0,77	1
ELScar_9	1	1	1	0,77	0,77	0,77
ELSfre_1	1	1	0.2	0.77	0	0
ELSfre_2	1	1	0.2	0.6	0	0
ELSfre_3	1	1	0.2	0	0	0
ELSfre_4	1	1	0	0,6	0	0
ELSfre_5	1	1	0	0	0	0
ELSfre_6	1	1	1	0.6	0	0
ELSfre_7	1	1	1	0	0	0
ELSfre_8	1	1	0,2	0,4	0,5	0
ELSfre_9	1	1	0,2	0,4	0	0,5
ELSfre_10	1	1	0,2	0,4	0	0
ELSfre_11	1	1	0	0	0,5	0
ELSfre_12	1	1	0	0	0	0,5
ELUfond_1(*)	1.35	1	0	1.5	0	0
ELUfond_2	1.35	1	1.5	0	0	0
ELUfond_3	1.35	1	1.5	1.5	0	0
ELUfond_4	1.35	1	1.5	1.15	0	0
ELUfond_5	1.35	1	0	1.5	1.2	0,92
ELUfond_6	1.35	1	1.5	0	1.2	0,92
ELUfond_7	1.35	1	1.5	1.5	1.2	0,92

	Gdefav	Gfav	AM	q1	Q7	Q8
ELUfond_8	1.35	1	0	0	1.2	0,92
ELUacc_1	1	1	0	0.3	0	0
ELUacc_2	1	1	0	0	0	0
ELUacc_3	1	1	0,3	0,3	0	0

(\*) Le nombre de combinaisons étudiées à l'ELU étant conséquent, elles ne sont pas toutes répertoriées dans le tableau. Les combinaisons ELU vérifiées sont détaillées au § 1.2.4.1

## 1.2 Les vérifications

### 1.2.1 Les calculs des efforts non pondérés

On calcule toutes les actions par mètre linéaire appliquées sur le quai afin de les combiner et réaliser les vérifications de stabilités.

Les tableaux ci-dessous détaillent les valeurs des composantes verticale et horizontale ainsi que les bras de levier correspondants par rapport au centre de la base du bloc (point 0) des efforts suivants :

- **PP Blocs** : Action due au poids des blocs (poids propre + efforts inertiels en dynamique),
- **PP Sol** : Action due au poids du sol reposant sur les blocs
- **pSol** : Action du sol sur l'écran fictif
- **Ga** : Poussée d'Archimède,
- **pEau** : Poussée hydrostatique de l'eau,
- **qi** : Action due à la charge qi,
- **Am** : Action due à l'amarrage,

DONNEES DE BASE POUR LES CALCULS														
Bloc n°	Géométrie					Materiau ext			Materiau int			Couches de sol		
	zinf	zsup	l	xe	xo	yhum	ysat	V	yhum	ysat	V	h1	h2	h3
	m'	m'	m	m'	m'	kN/m3	kN/m3	m3/ml	kN/m3	kN/m3	m3/ml	m	m	m
1	4,5	6	6	6	3	24	24	9	20,5	20,5	0	1,5	0	0
2	2,5	4,5	7	7	3,5	24	24	6	20,5	20,5	8	3,5	0	0
3	0,5	2,5	8	8	4	24	24	6,667	20,5	20,5	9,333	5,5	0	0
4	-1,5	0,5	8,5	8,5	4,25	24	24	7	20,5	20,5	10	7,5	0	0
5	-3,5	-1,5	9	9	4,5	24	24	7,333	20,5	20,5	10,67	9,5	0	0
6	-5,5	-3,5	10	10	5	24	24	8	20,5	20,5	12	11,5	0	0
7														
8														
9														
10														

Propriétés des sols							
	y sec	y hu	y sat	φ'	c'	Ka	δ
	-	-	-	°	kPa	-	°
Sol 1	17	20,5	20,5	45	0	0,162	30,15
Sol 2	0	0	0	0	0	0	0
Sol 3	0	0	0	0	0	0	0

Critères de signes :

**Nota :** Les calculs des efforts et les vérifications qui y sont attachées sont menés pour le cas où le reach stacker circule à 6m du bord à quai puisque ce cas de charge est le plus défavorable pour la stabilité au glissement et au renversement de l'ouvrage. Les calculs pour un reach stacker circulant en bord à quai et au-delà des 10m du bord à quai ont été mené mais ne sont pas présentés dans la note pour un soucis de lisibilité de la note. Ils pourront être fournis sur demande.

		H Eau côté Mer	H Eau côté Terre	EFFORTS A LA BASE DU BLOC 1																	
				FORCES PERMANENTES								FORCES VARIABLES									
				PP Blocs		PP Sol		pSol		Ga		pEau		q1		Q7		Q8		Am	
		H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V
<b>ELU Fond</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-199</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-1,98</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>92,34</b>	<b>-11,5</b>	<b>0</b>	<b>-5,15</b>	<b>-120</b>	<b>0</b>	<b>-1000</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0	0	0	0,5	0	0	0	0,5	0	0,75	0	0	-3	0	0	2	0
<b>ELU Acc</b>	<b>kN/ml</b>	4	6	<b>0</b>	<b>-199</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-1,98</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>92,34</b>	<b>-11,5</b>	<b>0</b>	<b>-5,15</b>	<b>-120</b>	<b>0</b>	<b>-1000</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4	6	0	0	0	0	0,5	0	0	0	0,5	0	0,75	0	0	-3	0	0	2	0
<b>ELS C</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-199</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-1,98</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>92,34</b>	<b>-11,5</b>	<b>0</b>	<b>-5,15</b>	<b>-120</b>	<b>0</b>	<b>-1000</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0	0	0	0,5	0	0	0	0,5	0	0,75	0	0	-3	0	0	2	0
<b>ELS F</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-199</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-1,98</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>92,34</b>	<b>-11,5</b>	<b>0</b>	<b>-5,15</b>	<b>-120</b>	<b>0</b>	<b>-1000</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0	0	0	0,5	0	0	0	0,5	0	0,75	0	0	-3	0	0	2	0
<b>ELS QP</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-199</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-1,98</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>92,34</b>	<b>-11,5</b>	<b>0</b>	<b>-5,15</b>	<b>-120</b>	<b>0</b>	<b>-1000</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0	0	0	0,5	0	0	0	0,5	0	0,75	0	0	-3	0	0	2	0
		H Eau côté Mer	H Eau côté Terre	EFFORTS A LA BASE DU BLOC 2																	
				FORCES PERMANENTES								FORCES VARIABLES									
				PP Blocs		PP Sol		pSol		Ga		pEau		q1		Q7		Q8		Am	
		H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V
<b>ELU Fond</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-507</b>	<b>0</b>	<b>-30,8</b>	<b>-10,8</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>251,4</b>	<b>-42,3</b>	<b>0</b>	<b>-12</b>	<b>-140</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-108</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,196	0	-3	1,167	0	0	0	1,409	0	1,75	-0	0	2,5	0,84	0	4	3,5
<b>ELU Acc</b>	<b>kN/ml</b>	4	6	<b>0</b>	<b>-507</b>	<b>0</b>	<b>-30,8</b>	<b>-10,8</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>251,4</b>	<b>-51,3</b>	<b>0</b>	<b>-12</b>	<b>-140</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-108</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	0	0	1	0,196	0	-3	1,167	0	0	0	0	0	1,75	-0	0	2,5	0,84	0	4	3,5
<b>ELS C</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-507</b>	<b>0</b>	<b>-30,8</b>	<b>-10,8</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>251,4</b>	<b>-42,3</b>	<b>0</b>	<b>-12</b>	<b>-140</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-108</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,196	0	-3	1,167	0	0	0	1,409	0	1,75	-0	0	2,5	0,84	0	4	3,5
<b>ELS F</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-507</b>	<b>0</b>	<b>-30,8</b>	<b>-10,8</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>251,4</b>	<b>-42,3</b>	<b>0</b>	<b>-12</b>	<b>-140</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-108</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,196	0	-3	1,167	0	0	0	1,409	0	1,75	-0	0	2,5	0,84	0	4	3,5
<b>ELS QP</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-507</b>	<b>0</b>	<b>-30,8</b>	<b>-10,8</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>251,4</b>	<b>-42,3</b>	<b>0</b>	<b>-12</b>	<b>-140</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-108</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,196	0	-3	1,167	0	0	0	1,409	0	1,75	-0	0	2,5	0,84	0	4	3,5
		H Eau côté Mer	H Eau côté Terre	EFFORTS A LA BASE DU BLOC 3																	
				FORCES PERMANENTES								FORCES VARIABLES									
				PP Blocs		PP Sol		pSol		Ga		pEau		q1		Q7		Q8		Am	

				H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V		
<b>ELU Fond</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-858</b>	<b>0</b>	<b>-103</b>	<b>-26,6</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>451,4</b>	<b>-73,1</b>	<b>0</b>	<b>-18,9</b>	<b>-160</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-207</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	<b>0</b>	<b>-858</b>	0	-3,38	1,833	0	0	-0	2,395	0	2,75	-0	0	-2	4,029	0	6	4
<b>ELU Acc</b>	<b>kN/ml</b>	4	6	<b>0</b>	<b>-858</b>	<b>0</b>	<b>-103</b>	<b>-26,6</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>451,4</b>	<b>-92,3</b>	<b>0</b>	<b>-18,9</b>	<b>-160</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-207</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4	6	<b>0</b>	<b>-858</b>	0	-3,38	1,833	0	0	-0	2,287	0	2,75	-0	0	-2	4,029	0	6	4
<b>ELS C</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-858</b>	<b>0</b>	<b>-103</b>	<b>-26,6</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>451,4</b>	<b>-73,1</b>	<b>0</b>	<b>-18,9</b>	<b>-160</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-207</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	<b>0</b>	<b>-858</b>	0	-3,38	1,833	0	0	-0	2,395	0	2,75	-0	0	-2	4,029	0	6	4
<b>ELS F</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-858</b>	<b>0</b>	<b>-103</b>	<b>-26,6</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>451,4</b>	<b>-73,1</b>	<b>0</b>	<b>-18,9</b>	<b>-160</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-207</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	<b>0</b>	<b>-858</b>	0	-3,38	1,833	0	0	-0	2,395	0	2,75	-0	0	-2	4,029	0	6	4
<b>ELS QP</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-858</b>	<b>0</b>	<b>-103</b>	<b>-26,6</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>451,4</b>	<b>-73,1</b>	<b>0</b>	<b>-18,9</b>	<b>-160</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-207</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	<b>0</b>	<b>-858</b>	0	-3,38	1,833	0	0	-0	2,395	0	2,75	-0	0	-2	4,029	0	6	4
<b>EFFORTS A LA BASE DU BLOC 4</b>																					
		H Eau côté Mer	H Eau côté Terre	<b>FORCES PERMANENTES</b>										<b>FORCES VARIABLES</b>							
				<b>PP Blocs</b>		<b>PP Sol</b>		<b>pSol</b>		<b>Ga</b>		<b>pEau</b>		<b>q1</b>		<b>Q7</b>		<b>Q8</b>		<b>Am</b>	
		H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V
<b>ELU Fond</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-1231</b>	<b>0</b>	<b>-159</b>	<b>-49,4</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>654,1</b>	<b>-104</b>	<b>0</b>	<b>-25,7</b>	<b>-170</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-276</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,461	0	-3,76	2,5	0	0	0	3,389	0	3,75	-0	0	-1,75	6,764	0	8	4,25
<b>ELU Acc</b>	<b>kN/ml</b>	4	6	<b>0</b>	<b>-1231</b>	<b>0</b>	<b>-159</b>	<b>-49,4</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>654,1</b>	<b>-133</b>	<b>0</b>	<b>-25,7</b>	<b>-170</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-276</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4	6	0	0,461	0	-3,76	2,5	0	0	0	3,276	0	3,75	-0	0	-1,75	6,764	0	8	4,25
<b>ELS C</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-1231</b>	<b>0</b>	<b>-159</b>	<b>-49,4</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>654,1</b>	<b>-104</b>	<b>0</b>	<b>-25,7</b>	<b>-170</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-276</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,461	0	-3,76	2,5	0	0	0	3,389	0	3,75	-0	0	-1,75	6,764	0	8	4,25
<b>ELS F</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-1231</b>	<b>0</b>	<b>-159</b>	<b>-49,4</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>654,1</b>	<b>-104</b>	<b>0</b>	<b>-25,7</b>	<b>-170</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-276</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,461	0	-3,76	2,5	0	0	0	3,389	0	3,75	-0	0	-1,75	6,764	0	8	4,25
<b>ELS QP</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-1231</b>	<b>0</b>	<b>-159</b>	<b>-49,4</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>654,1</b>	<b>-104</b>	<b>0</b>	<b>-25,7</b>	<b>-170</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-276</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,461	0	-3,76	2,5	0	0	0	3,389	0	3,75	-0	0	-1,75	6,764	0	8	4,25
<b>EFFORTS A LA BASE DU BLOC 5</b>																					
		H Eau côté Mer	H Eau côté Terre	<b>FORCES PERMANENTES</b>										<b>FORCES VARIABLES</b>							
				<b>PP Blocs</b>		<b>PP Sol</b>		<b>pSol</b>		<b>Ga</b>		<b>pEau</b>		<b>q1</b>		<b>Q7</b>		<b>Q8</b>		<b>Am</b>	
		H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V
<b>ELU Fond</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-1626</b>	<b>0</b>	<b>-236</b>	<b>-79,3</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>877,2</b>	<b>-135</b>	<b>0</b>	<b>-32,6</b>	<b>-180</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>0</b>	<b>-1000</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,538	0	-4,05	3,167	0	0	0	4,386	0	4,75	-0	0	-1,5	0	-4,5	10	4,5
<b>ELU Acc</b>	<b>kN/ml</b>	4	6	<b>0</b>	<b>-1626</b>	<b>0</b>	<b>-236</b>	<b>-79,3</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>877,2</b>	<b>-174</b>	<b>0</b>	<b>-32,6</b>	<b>-180</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>0</b>	<b>-1000</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>

Bras lev	m	4	6	0	0,538	0	-4,05	3,167	0	0	0	4,27	0	4,75	-0	0	-1,5	0	-4,5	10	4,5
<b>ELS C</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-1626</b>	<b>0</b>	<b>-236</b>	<b>-79,3</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>877,2</b>	<b>-135</b>	<b>0</b>	<b>-32,6</b>	<b>-180</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,538	0	-4,05	3,167	0	0	0	4,386	0	4,75	-0	0	-1,5	0	0	10	4,5
<b>ELS F</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-1626</b>	<b>0</b>	<b>-236</b>	<b>-79,3</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>877,2</b>	<b>-135</b>	<b>0</b>	<b>-32,6</b>	<b>-180</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,538	0	-4,05	3,167	0	0	0	4,386	0	4,75	-0	0	-1,5	0	0	10	4,5
<b>ELS QP</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-1626</b>	<b>0</b>	<b>-236</b>	<b>-79,3</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>877,2</b>	<b>-135</b>	<b>0</b>	<b>-32,6</b>	<b>-180</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>0</b>	<b>-1000</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,538	0	-4,05	3,167	0	0	0	4,386	0	4,75	-0	0	-1,5	0	-4,5	10	4,5
<b>EFFORTS A LA BASE DU BLOC 6</b>																					
		H Eau côté Mer	H Eau côté Terre	<b>FORCES PERMANENTES</b>																	
				<b>PP Blocs</b>		<b>PP Sol</b>		<b>pSol</b>		<b>Ga</b>		<b>pEau</b>		<b>q1</b>		<b>Q7</b>		<b>Q8</b>		<b>Am</b>	
				H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V	H	V
<b>ELU Fond</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-2064</b>	<b>0</b>	<b>-431</b>	<b>-116</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1180</b>	<b>-165</b>	<b>0</b>	<b>-39,5</b>	<b>-200</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,818	0	-4,34	3,833	0	0	0	5,384	0	5,75	-0	0	-1	0	-4	12	5
<b>ELU Acc</b>	<b>kN/ml</b>	4	6	<b>0</b>	<b>-2064</b>	<b>0</b>	<b>-431</b>	<b>-116</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1180</b>	<b>-215</b>	<b>0</b>	<b>-39,5</b>	<b>-200</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4	6	0	0,818	0	-4,34	3,833	0	0	0	5,266	0	5,75	-0	0	-1	0	-4	12	5
<b>ELS C</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-2064</b>	<b>0</b>	<b>-431</b>	<b>-116</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1180</b>	<b>-165</b>	<b>0</b>	<b>-39,5</b>	<b>-200</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,818	0	-4,34	3,833	0	0	0	5,384	0	5,75	-0	0	-1	0	-4	12	5
<b>ELS F</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-2064</b>	<b>0</b>	<b>-431</b>	<b>-116</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1180</b>	<b>-165</b>	<b>0</b>	<b>-39,5</b>	<b>-200</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,818	0	-4,34	3,833	0	0	0	5,384	0	5,75	-0	0	-1	0	-4	12	5
<b>ELS QP</b>	<b>kN/ml</b>	4,5	6	<b>0</b>	<b>-2064</b>	<b>0</b>	<b>-431</b>	<b>-116</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1180</b>	<b>-165</b>	<b>0</b>	<b>-39,5</b>	<b>-200</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>0</b>	<b>-500</b>	<b>-20</b>	<b>0</b>
Bras lev	m	4,5	6	0	0,818	0	-4,34	3,833	0	0	0	5,384	0	5,75	-0	0	-1	0	-4	12	5

## 1.2.2 Les calculs des torseurs non pondérés

Les tableaux ci-dessous présentent les torseurs (Force horizontale, Force normale et Moment) dus à chaque action indépendante par rapport au centre des interfaces de chaque bloc (point O), pour tous les états-limites.

BLOC 1	ELU Fond			ELU Acc			ELS C			ELS F			ELS QP		
	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 
Gblocs	0	-198,5	<b>0</b>	0	-198,5	<b>0</b>	0	-198,5	<b>0</b>	0	-198,5	<b>0</b>	0	-198,5	<b>0</b>
Gsol	-1,977	0	<b>-0,988</b>	-1,977	0	<b>-0,988</b>	-1,977	0	<b>-0,988</b>	-1,977	0	<b>-0,988</b>	-1,977	0	<b>-0,988</b>
Geau	-11,54	92,34	<b>-5,771</b>	-11,54	92,34	<b>-5,771</b>	-11,54	92,34	<b>-5,771</b>	-11,54	92,34	<b>-5,771</b>	-11,54	92,34	<b>-5,771</b>
q1	-5,147	-120	<b>-3,86</b>	-5,147	-120	<b>-3,86</b>	-5,147	-120	<b>-3,86</b>	-5,147	-120	<b>-3,86</b>	-5,147	-120	<b>-3,86</b>
Q7	0	-1000	<b>3000</b>	0	-1000	<b>3000</b>	0	-1000	<b>3000</b>	0	-1000	<b>3000</b>	0	-1000	<b>-1000</b>
Q8	0	0	<b>0</b>	0	0	<b>0</b>	0	0	<b>0</b>	0	0	<b>0</b>	0	0	<b>500</b>
AM	-20	0	<b>-40</b>	-20	0	<b>-40</b>	-20	0	<b>-40</b>	-20	0	<b>-40</b>	-20	0	<b>-40</b>

BLOC 2	ELU Fond			ELU Acc			ELS C			ELS F			ELS QP		
	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 
Gblocs	0	-506,5	<b>-99,25</b>	0	-506,5	<b>-99,25</b>	0	-506,5	<b>-99,25</b>	0	-506,5	<b>-99,25</b>	0	-506,5	<b>-99,25</b>
Gsol	-10,76	-30,75	<b>79,695</b>	-10,76	-30,75	<b>79,695</b>	-10,76	-30,75	<b>79,695</b>	-10,76	-30,75	<b>79,695</b>	-10,76	-30,75	<b>79,695</b>
Geau	-42,32	251,37	<b>-59,64</b>	-51,3	251,37	<b>-67,55</b>	-42,32	251,37	<b>-59,64</b>	-42,32	251,37	<b>-59,64</b>	-42,32	251,37	<b>-59,64</b>
q1	-12,01	-140	<b>-21,02</b>	-12,01	-140	<b>-21,02</b>	-9,808	-145,7	<b>2,7753</b>	-12,01	-140	<b>-21,02</b>	-12,01	-140	<b>-21,02</b>
Q7	0	-500	<b>1250</b>	0	-500	<b>1250</b>	0	-500	<b>-1250</b>	0	-500	<b>1250</b>	0	-500	<b>1250</b>
Q8	-107,6	0	<b>-90,42</b>	-107,6	0	<b>-90,42</b>	0	-500	<b>250</b>	-107,6	0	<b>-90,42</b>	-107,6	0	<b>-90,42</b>
AM	-20	0	<b>-80</b>	-20	0	<b>-80</b>	-20	0	<b>-80</b>	-20	0	<b>-80</b>	-20	0	<b>-80</b>

BLOC 3	ELU Fond			ELU Acc			ELS C			ELS F			ELS QP		
	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 
Gblocs	0	-857,8	<b>-352,5</b>	0	-857,8	<b>-352,5</b>	0	-857,8	<b>-352,5</b>	0	-857,8	<b>-352,5</b>	0	-857,8	<b>-352,5</b>
Gsol	-26,57	-102,5	<b>298,21</b>	-26,57	-102,5	<b>298,21</b>	-26,57	-102,5	<b>298,21</b>	-26,57	-102,5	<b>298,21</b>	-26,57	-102,5	<b>298,21</b>
Geau	-73,1	451,44	<b>-175,1</b>	-92,34	451,44	<b>-211,2</b>	-73,1	451,44	<b>-175,1</b>	-73,1	451,44	<b>-175,1</b>	-73,1	451,44	<b>-175,1</b>
q1	-18,87	-160	<b>-51,9</b>	-18,87	-160	<b>-51,9</b>	-18,87	-160	<b>-51,9</b>	-18,87	-160	<b>-51,9</b>	-18,87	-160	<b>-51,9</b>
Q7	0	-500	<b>1000</b>	0	-500	<b>1000</b>	0	-500	<b>1000</b>	0	-500	<b>1000</b>	0	-500	<b>1000</b>

Q8	-207,1	0	<b>-834,3</b>	-207,1	0	<b>-834,3</b>	-207,1	0	<b>-834,3</b>	-207,1	0	<b>-834,3</b>	-207,1	0	<b>-834,3</b>
AM	-20	0	<b>-120</b>	-20	0	<b>-120</b>	-20	0	<b>-120</b>	-20	0	<b>-120</b>	-20	0	<b>-120</b>

BLOC 4	ELU Fond			ELU Acc			ELS C			ELS F			ELS QP		
	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 
Gblocs	0	-1231	<b>-567</b>	0	-1231	<b>-567</b>	0	-1231	<b>-567</b>	0	-1231	<b>-567</b>	0	-1231	<b>-567</b>
Gsol	-49,41	-158,9	<b>473,63</b>	-49,41	-158,9	<b>473,63</b>	-49,41	-158,9	<b>473,63</b>	-49,41	-158,9	<b>473,63</b>	-49,41	-158,9	<b>473,63</b>
Geau	-103,9	654,08	<b>-352</b>	-133,4	654,08	<b>-436,9</b>	-103,9	654,08	<b>-352</b>	-103,9	654,08	<b>-352</b>	-103,9	654,08	<b>-352</b>
q1	-25,74	-170	<b>-96,51</b>	-25,74	-170	<b>-96,51</b>	-25,74	-170	<b>-96,51</b>	-25,74	-170	<b>-96,51</b>	-25,74	-170	<b>-96,51</b>
Q7	0	-500	<b>875</b>	0	-500	<b>875</b>	0	-500	<b>875</b>	0	-500	<b>875</b>	0	-500	<b>875</b>
Q8	-276,1	0	<b>-1868</b>	-276,1	0	<b>-1868</b>	-276,1	0	<b>-1868</b>	-276,1	0	<b>-1868</b>	-276,1	0	<b>-1868</b>
AM	-20	0	<b>-160</b>	-20	0	<b>-160</b>	-20	0	<b>-160</b>	-20	0	<b>-160</b>	-20	0	<b>-160</b>

BLOC 5	ELU Fond			ELS C			ELS C			ELS QP			ELS QP		
	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 
Gblocs	0	-1626	<b>-874,7</b>	0	-1626	<b>-874,7</b>	0	-1626	<b>-874,7</b>	0	-1626	<b>-874,7</b>	0	-1626	<b>-874,7</b>
Gsol	-79,28	-235,8	<b>704,25</b>	-79,28	-235,8	<b>704,25</b>	-79,28	-235,8	<b>704,25</b>	-79,28	-235,8	<b>704,25</b>	-79,28	-235,8	<b>704,25</b>
Geau	-134,7	877,23	<b>-590,6</b>	-174,4	877,23	<b>-744,7</b>	-134,7	877,23	<b>-590,6</b>	-134,7	877,23	<b>-590,6</b>	-134,7	877,23	<b>-590,6</b>
q1	-32,6	-180	<b>-154,8</b>	-32,6	-180	<b>-154,8</b>	-32,6	-180	<b>-154,8</b>	-32,6	-180	<b>-154,8</b>	-32,6	-180	<b>-154,8</b>
Q7	0	-500	<b>750</b>	0	-500	<b>750</b>	0	-500	<b>-1750</b>	0	-500	<b>750</b>	0	-500	<b>750</b>
Q8	0	-1000	<b>4500</b>	0	-1000	<b>4500</b>	0	-500	<b>-250</b>	0	-1000	<b>4500</b>	0	-1000	<b>4500</b>
AM	-20	0	<b>-200</b>	-20	0	<b>-200</b>	-20	0	<b>-200</b>	-20	0	<b>-200</b>	-20	0	<b>-200</b>

BLOC 6	ELU Fond			ELU Acc			ELS C			ELS F			ELS QP		
	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 	H kN/ml	V kN/ml	M kNm/m 
Gblocs	0	-2064	<b>-1687</b>	0	-2064	<b>-1687</b>	0	-2064	<b>-1687</b>	0	-2064	<b>-1687</b>	0	-2064	<b>-1687</b>

Gsol	-116,2	-430,5	<b>1423,7</b>	-116,2	-430,5	<b>1423,7</b>	-116,2	-430,5	<b>1423,7</b>	-116,2	-430,5	<b>1423,7</b>	-116,2	-430,5	<b>1423,7</b>
Geau	-165,4	1179,9	<b>-890,7</b>	-215,5	1179,9	<b>-1135</b>	-165,4	1179,9	<b>-890,7</b>	-165,4	1179,9	<b>-890,7</b>	-165,4	1179,9	<b>-890,7</b>
q1	-39,46	-200	<b>-226,9</b>	-39,46	-200	<b>-226,9</b>	-39,46	-200	<b>-226,9</b>	-39,46	-200	<b>-226,9</b>	-39,46	-200	<b>-226,9</b>
Q7	0	-500	<b>500</b>	0	-500	<b>500</b>	0	-500	<b>500</b>	0	-500	<b>500</b>	0	-500	<b>500</b>
Q8	0	-500	<b>2000</b>	0	-500	<b>2000</b>	0	-500	<b>2000</b>	0	-500	<b>2000</b>	0	-500	<b>2000</b>
AM	-20	0	<b>-240</b>	-20	0	<b>-240</b>	-20	0	<b>-240</b>	-20	0	<b>-240</b>	-20	0	<b>-240</b>

## 1.2.3 Les calculs de vérifications

### 1.2.3.1 Glissement

Cette vérification quantifie à partir d'un facteur de sécurité la résistance d'un bloc donné à glisser par rapport à sa base. On rappelle qu'un facteur de sécurité est défini par :  $F.S. = \frac{\text{force résistante}}{\text{force déstabilisante}}$

Le facteur de sécurité envers le renversement du bloc i est calculé de la façon suivante :

$$FS_{\text{glissement}_i} = \frac{\left( \frac{V_{\text{tot}_i} \cdot \tan \varphi_i + c_i}{\gamma_g} \right)}{H_{\text{tot}_i}}$$

Avec :

- $V_{\text{tot}_i}$  la somme des forces verticales appliquées à la base du bloc i,
- $H_{\text{tot}_i}$  la somme des forces horizontales appliquées à la base du bloc i,
- $\varphi_i$  l'angle de frottement moyen à la base du bloc i ,
- $c_i$  la cohésion à l'interface du bloc i (prise nulle par défaut), modifiable dans l'onglet « Coefs et Vérifs ».

Nous précisons que nous avons fixé, conformément aux recommandations des eurocodes, les facteurs de sécurité minimum suivant :

1 - GLISSEMENT											
Facteurs de sécurité recherchés											
	ELU Fnd	ELU Acc	ELU S+	ELU S-	ELS C	ELS F	ELS QP				
FS	1	1			1,1	1,1	1,1				
Conditions de frottement entre blocs											
	Unité	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3	Bloc 4	Bloc 5	Bloc 6	Bloc 7	Bloc 8	Bloc 9	Bloc 10
$\varphi$	°	30,60	30,65	30,69	30,71	30,72	45,00				
$\tan(\varphi)$	-	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	1,00				
c	kPa	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

### 1.2.3.2 Renversement

Cette vérification quantifie le risque d'un bloc donné à être renversé par rapport à une extrémité. Elle est mesurée par la relation entre la longueur d'appui du bloc B et la longueur comprimée B', exprimée en pourcentage.

Le paramètre B' est calculé de la façon suivante :

Si  $e \leq \frac{B}{6}$ ,  $B' = B$

Si  $e > \frac{B}{6}$ ,  $B' = 3 \left( \frac{B}{2} - e \right)$

Avec  $e = \frac{M}{V}$

Le paramètre  $\frac{B'}{B}$  est ensuite comparé à une valeur de référence. Les valeurs limite que nous avons définis sont les suivantes :

2 - RENVERSEMENT												
		Limites de stabilité										
		ELU Fnd	ELU Acc	ELU S+	ELU S-	ELS C	ELS F	ELS QP				
B'/B		10%	10%			75%	100%	90%				
		Longueurs de la base des blocs										
		Unité	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3	Bloc 4	Bloc 5	Bloc 6	Bloc 7	Bloc 8	Bloc 9	Bloc 10
B	m		6	7	8	8,5	9	10				

### 1.2.3.3 Contraintes

Vérification du respect de la contrainte maximale admissible à l'interface de chaque bloc. Elle se compose des deux vérifications suivantes :

- Respect de la contrainte maximale dans le béton
- Respect de la capacité portante du sol

#### Respect de la contrainte maximale dans le béton

Cette première vérification est quantifiée par le facteur de sécurité suivant :  $FS_{bet} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_d}$ .

Avec :

- $\sigma_{max} = \gamma \cdot f_{cd}$
- $\sigma_d$  la contrainte maximale appliquée sur la section en béton.

#### Respect de la capacité portante du sol

Cette vérification est réalisée uniquement à la base du bloc inférieur, elle compare la contrainte verticale effectuée par le quai sur le sol à la capacité portante de la fondation à partir du facteur de sécurité suivant :

$$FS_{\text{portance}} = \frac{q_{\text{max}}}{q_{\text{ref}}}$$

Avec :

- $q_{\text{max}}$  la contrainte maximale admissible dans le sol
- $q_{\text{ref}}$  la contrainte équivalente appliquée sur le sol, définie par :  $q_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4}$ .

On rappelle que selon la norme NF P94-281,  $q_{\text{max}} = \frac{q_u}{1,4}$  à l'ELU et  $q_{\text{max}} = \frac{q_u}{2,3}$  à l'ELS

### 3 - CONTRAINTES ENTRE BLOCS

Facteurs de sécurité recherchés							
	ELU Fnd	ELU Acc	ELU S+	ELU S-	ELS C	ELS F	ELS QP
FS	1	1			1	1	1

\*facteurs appliqués aux deux vérifications (béton et capacité portante)

Contraintes maximales admissibles dans le béton (par rapport à $f_{cd}$ )							
	ELU Fnd	ELU Acc	ELU S+	ELU S-	ELS C	ELS F	ELS QP
$f_{cd} \times$	1	1			0,6	0,45	0,45

Contraintes maximales admissibles dans le béton										
Unité	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3	Bloc 4	Bloc 5	Bloc 6	Bloc 7	Bloc 8	Bloc 9	Bloc 10
$f_{cd}$	MPa	23,33	23,33	23,33	23,33	23,33	23,33			

Facteurs de sécurité appliqués à $q_u$							
	ELU Fnd	ELU Acc	ELU S+	ELU S-	ELS C	ELS F	ELS QP
$\gamma_{R;v}$	1,4	1,4			2,3	2,3	2,3

\*voir NF P94-218 (points 9.2.1.4 et 12.2.2)

Capacité portante de la fondation			
Contrainte maximale admissible	$q_u =$	1	MPa
	Bloc inférieur:		6

## 1.2.4 Synthèse des résultats

### 1.2.4.1 Les torseurs résultants

COMBINAISONS "USUELLES"								TORSEURS RESULTANTS																	
	Gblo cs	Gsol	Geau	q1	Q7	Q8	AM	Bloc 1			Bloc 2			Bloc 3			Bloc 4			Bloc 5			Bloc 6		
E.L.U. Fonadamental								H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M
ELU F 1	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0	-18,3	-143	-9,13	-71,7	-386	-107	-135	-687	-310	-207	-993	-601	-289	-1328	-1027	-380	-1774	-1558
ELU F 2	1,35	1,35	1	0	0	0	0	-14,2	-176	-7,11	-56,8	-474	-86	-109	-845	-248	-171	-1222	-478	-242	-1635	-821	-322	-2187	-1247
ELU F 3	1,35	1	1,35	0	0	0	0	-17,6	-143	-8,78	-67,9	-375	-135	-125	-651	-414	-190	-937	-767	-261	-1246	-1274	-340	-1623	-2057
ELU F 4	1,35	1	1	0	0	0	0	-13,5	-176	-6,76	-53,1	-463	-114	-99,7	-809	-353	-153	-1166	-644	-214	-1553	-1067	-282	-2036	-1745
ELU F 5	1	1,35	1,35	0	0	0	0	-18,3	-73,8	-9,13	-71,7	-209	-72,2	-135	-387	-186	-207	-562	-403	-289	-760	-721	-380	-1052	-968
ELU F 6	1	1,35	1	0	0	0	0	-14,2	-106	-7,11	-56,8	-297	-51,3	-109	-545	-125	-171	-791	-280	-242	-1067	-515	-322	-1465	-656
ELU F 7	1	1	1,35	0	0	0	0	-17,6	-73,8	-8,78	-67,9	-198	-100	-125	-351	-291	-190	-507	-569	-261	-677	-968	-340	-901	-1466
ELU F 8	1	1	1	0	0	0	0	-13,5	-106	-6,76	-53,1	-286	-79,2	-99,7	-509	-229	-153	-736	-445	-214	-984	-761	-282	-1314	-1154
ELU F 9	1,35	1,35	1,35	1,5	0	0	0	-26	-323	-14,9	-89,7	-596	-138	-163	-927	-387	-246	-1248	-746	-338	-1598	-1260	-439	-2074	-1899
ELU F 10	1,35	1,35	1	1,5	0	0	0	-21,9	-356	-12,9	-74,9	-684	-118	-137	-1085	-326	-209	-1477	-623	-291	-1905	-1053	-381	-2487	-1587
ELU F 11	1,35	1	1,35	1,5	0	0	0	-25,3	-323	-14,6	-85,9	-585	-166	-154	-891	-492	-228	-1192	-912	-310	-1516	-1506	-399	-1923	-2397
ELU F 12	1,35	1	1	1,5	0	0	0	-21,2	-356	-12,6	-71,1	-673	-145	-128	-1049	-431	-192	-1421	-789	-263	-1823	-1299	-341	-2336	-2085
ELU F 13	1	1,35	1,35	1,5	0	0	0	-26	-254	-14,9	-89,7	-419	-104	-163	-627	-264	-246	-817	-548	-338	-1030	-953	-439	-1352	-1308
ELU F 14	1	1,35	1	1,5	0	0	0	-21,9	-286	-12,9	-74,9	-507	-82,8	-137	-785	-203	-209	-1046	-424	-291	-1337	-747	-381	-1765	-996
ELU F 15	1	1	1,35	1,5	0	0	0	-25,3	-254	-14,6	-85,9	-408	-132	-154	-591	-368	-228	-762	-713	-310	-947	-1200	-399	-1201	-1807
ELU F 16	1	1	1	1,5	0	0	0	-21,2	-286	-12,6	-71,1	-496	-111	-128	-749	-307	-192	-991	-590	-263	-1254	-993	-341	-1614	-1495
ELU F 17	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0	-18,3	-143	-9,13	-71,7	-386	-107	-135	-687	-310	-207	-993	-601	-289	-1328	-1027	-380	-1774	-1558
ELU F 18	1,35	1,35	1	0	0	0	0	-14,2	-176	-7,11	-56,8	-474	-86	-109	-845	-248	-171	-1222	-478	-242	-1635	-821	-322	-2187	-1247
ELU F 19	1,35	1	1,35	0	0	0	0	-17,6	-143	-8,78	-67,9	-375	-135	-125	-651	-414	-190	-937	-767	-261	-1246	-1274	-340	-1623	-2057
ELU F 20	1,35	1	1	0	0	0	0	-13,5	-176	-6,76	-53,1	-463	-114	-99,7	-809	-353	-153	-1166	-644	-214	-1553	-1067	-282	-2036	-1745
ELU F 21	1	1,35	1,35	0	0	0	0	-18,3	-73,8	-9,13	-71,7	-209	-72,2	-135	-387	-186	-207	-562	-403	-289	-760	-721	-380	-1052	-968
ELU F 22	1	1,35	1	0	0	0	0	-14,2	-106	-7,11	-56,8	-297	-51,3	-109	-545	-125	-171	-791	-280	-242	-1067	-515	-322	-1465	-656
ELU F 23	1	1	1,35	0	0	0	0	-17,6	-73,8	-8,78	-67,9	-198	-100	-125	-351	-291	-190	-507	-569	-261	-677	-968	-340	-901	-1466
ELU F 24	1	1	1	0	0	0	0	-13,5	-106	-6,76	-53,1	-286	-79,2	-99,7	-509	-229	-153	-736	-445	-214	-984	-761	-282	-1314	-1154
ELU F 25	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0	-18,3	-143	-9,13	-71,7	-386	-107	-135	-687	-310	-207	-993	-601	-289	-1328	-1027	-380	-1774	-1558
ELU F 26	1,35	1,35	1	0	0	0	0	-14,2	-176	-7,11	-56,8	-474	-86	-109	-845	-248	-171	-1222	-478	-242	-1635	-821	-322	-2187	-1247



ELU F 27	1,35	1	1,35	0	0	0	0	-17,6	-143	-8,78	-67,9	-375	-135	-125	-651	-414	-190	-937	-767	-261	-1246	-1274	-340	-1623	-2057
ELU F 28	1,35	1	1	0	0	0	0	-13,5	-176	-6,76	-53,1	-463	-114	-99,7	-809	-353	-153	-1166	-644	-214	-1553	-1067	-282	-2036	-1745
ELU F 29	1	1,35	1,35	0	0	0	0	-18,3	-73,8	-9,13	-71,7	-209	-72,2	-135	-387	-186	-207	-562	-403	-289	-760	-721	-380	-1052	-968
ELU F 30	1	1,35	1	0	0	0	0	-14,2	-106	-7,11	-56,8	-297	-51,3	-109	-545	-125	-171	-791	-280	-242	-1067	-515	-322	-1465	-656
ELU F 31	1	1	1,35	0	0	0	0	-17,6	-73,8	-8,78	-67,9	-198	-100	-125	-351	-291	-190	-507	-569	-261	-677	-968	-340	-901	-1466
ELU F 32	1	1	1	0	0	0	0	-13,5	-106	-6,76	-53,1	-286	-79,2	-99,7	-509	-229	-153	-736	-445	-214	-984	-761	-282	-1314	-1154
ELU F 33	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,5	-48,3	-143	-69,1	-102	-386	-227	-165	-687	-490	-237	-993	-841	-319	-1328	-1327	-410	-1774	-1918
ELU F 34	1,35	1,35	1	0	0	0	1,5	-44,2	-176	-67,1	-86,8	-474	-206	-139	-845	-428	-201	-1222	-718	-272	-1635	-1121	-352	-2187	-1607
ELU F 35	1,35	1	1,35	0	0	0	1,5	-47,6	-143	-68,8	-97,9	-375	-255	-155	-651	-594	-220	-937	-1007	-291	-1246	-1574	-370	-1623	-2417
ELU F 36	1,35	1	1	0	0	0	1,5	-43,5	-176	-66,8	-83,1	-463	-234	-130	-809	-533	-183	-1166	-884	-244	-1553	-1367	-312	-2036	-2105
ELU F 37	1	1,35	1,35	0	0	0	1,5	-48,3	-73,8	-69,1	-102	-209	-192	-165	-387	-366	-237	-562	-643	-319	-760	-1021	-410	-1052	-1328
ELU F 38	1	1,35	1	0	0	0	1,5	-44,2	-106	-67,1	-86,8	-297	-171	-139	-545	-305	-201	-791	-520	-272	-1067	-815	-352	-1465	-1016
ELU F 39	1	1	1,35	0	0	0	1,5	-47,6	-73,8	-68,8	-97,9	-198	-220	-155	-351	-471	-220	-507	-809	-291	-677	-1268	-370	-901	-1826
ELU F 40	1	1	1	0	0	0	1,5	-43,5	-106	-66,8	-83,1	-286	-199	-130	-509	-409	-183	-736	-685	-244	-984	-1061	-312	-1314	-1514
ELU F q 1	1,35	1,35	1,35	1,5	0	0	1,5	-56	-323	-74,9	-120	-596	-258	-193	-927	-567	-276	-1248	-986	-368	-1598	-1560	-469	-2074	-2259
ELU F q 2	1,35	1,35	1	1,5	0	0	1,5	-51,9	-356	-72,9	-105	-684	-238	-167	-1085	-506	-239	-1477	-863	-321	-1905	-1353	-411	-2487	-1947
ELU F q 3	1,35	1	1,35	1,5	0	0	1,5	-55,3	-323	-74,6	-116	-585	-286	-184	-891	-672	-258	-1192	-1152	-340	-1516	-1806	-429	-1923	-2757
ELU F q 4	1,35	1	1	1,5	0	0	1,5	-51,2	-356	-72,6	-101	-673	-265	-158	-1049	-611	-222	-1421	-1029	-293	-1823	-1599	-371	-2336	-2445
ELU F q 5	1	1,35	1,35	1,5	0	0	1,5	-56	-254	-74,9	-120	-419	-224	-193	-627	-444	-276	-817	-788	-368	-1030	-1253	-469	-1352	-1668
ELU F q 6	1	1,35	1	1,5	0	0	1,5	-51,9	-286	-72,9	-105	-507	-203	-167	-785	-383	-239	-1046	-664	-321	-1337	-1047	-411	-1765	-1356
ELU F q 7	1	1	1,35	1,5	0	0	1,5	-55,3	-254	-74,6	-116	-408	-252	-184	-591	-548	-258	-762	-953	-340	-947	-1500	-429	-1201	-2167
ELU F q 8	1	1	1	1,5	0	0	1,5	-51,2	-286	-72,6	-101	-496	-231	-158	-749	-487	-222	-991	-830	-293	-1254	-1293	-371	-1614	-1855
ELU F q 9	1,35	1,35	1,35	1,5	0	0	1,5	-56	-323	-74,9	-120	-596	-258	-193	-927	-567	-276	-1248	-986	-368	-1598	-1560	-469	-2074	-2259
ELU F q 10	1,35	1,35	1	1,5	0	0	1,5	-51,9	-356	-72,9	-105	-684	-238	-167	-1085	-506	-239	-1477	-863	-321	-1905	-1353	-411	-2487	-1947
ELU F q 11	1,35	1	1,35	1,5	0	0	1,5	-55,3	-323	-74,6	-116	-585	-286	-184	-891	-672	-258	-1192	-1152	-340	-1516	-1806	-429	-1923	-2757
ELU F q 12	1,35	1	1	1,5	0	0	1,5	-51,2	-356	-72,6	-101	-673	-265	-158	-1049	-611	-222	-1421	-1029	-293	-1823	-1599	-371	-2336	-2445
ELU F q 13	1	1,35	1,35	1,5	0	0	1,5	-56	-254	-74,9	-120	-419	-224	-193	-627	-444	-276	-817	-788	-368	-1030	-1253	-469	-1352	-1668
ELU F q 14	1	1,35	1	1,5	0	0	1,5	-51,9	-286	-72,9	-105	-507	-203	-167	-785	-383	-239	-1046	-664	-321	-1337	-1047	-411	-1765	-1356
ELU F q 15	1	1	1,35	1,5	0	0	1,5	-55,3	-254	-74,6	-116	-408	-252	-184	-591	-548	-258	-762	-953	-340	-947	-1500	-429	-1201	-2167
ELU F q 16	1	1	1	1,5	0	0	1,5	-51,2	-286	-72,6	-101	-496	-231	-158	-749	-487	-222	-991	-830	-293	-1254	-1293	-371	-1614	-1855
ELU F q 17	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,5	-48,3	-143	-69,1	-102	-386	-227	-165	-687	-490	-237	-993	-841	-319	-1328	-1327	-410	-1774	-1918
ELU F q 18	1,35	1,35	1	0	0	0	1,5	-44,2	-176	-67,1	-86,8	-474	-206	-139	-845	-428	-201	-1222	-718	-272	-1635	-1121	-352	-2187	-1607
ELU F q 19	1,35	1	1,35	0	0	0	1,5	-47,6	-143	-68,8	-97,9	-375	-255	-155	-651	-594	-220	-937	-1007	-291	-1246	-1574	-370	-1623	-2417



ELU F q 20	1,35	1	1	0	0	0	1,5	-43,5	-176	-66,8	-83,1	-463	-234	-130	-809	-533	-183	-1166	-884	-244	-1553	-1367	-312	-2036	-2105
ELU F q 21	1	1,35	1,35	0	0	0	1,5	-48,3	-73,8	-69,1	-102	-209	-192	-165	-387	-366	-237	-562	-643	-319	-760	-1021	-410	-1052	-1328
ELU F q 22	1	1,35	1	0	0	0	1,5	-44,2	-106	-67,1	-86,8	-297	-171	-139	-545	-305	-201	-791	-520	-272	-1067	-815	-352	-1465	-1016
ELU F q 23	1	1	1,35	0	0	0	1,5	-47,6	-73,8	-68,8	-97,9	-198	-220	-155	-351	-471	-220	-507	-809	-291	-677	-1268	-370	-901	-1826
ELU F q 24	1	1	1	0	0	0	1,5	-43,5	-106	-66,8	-83,1	-286	-199	-130	-509	-409	-183	-736	-685	-244	-984	-1061	-312	-1314	-1514
ELU F q 25	1,35	1,35	1,35	1,155	0	0	1,5	-54,2	-282	-73,6	-116	-548	-251	-186	-872	-550	-267	-1189	-953	-356	-1536	-1506	-456	-2005	-2181
ELU F q 26	1,35	1,35	1	1,155	0	0	1,5	-50,2	-314	-71,6	-101	-636	-230	-161	-1030	-488	-230	-1418	-830	-309	-1843	-1299	-398	-2418	-1869
ELU F q 27	1,35	1	1,35	1,155	0	0	1,5	-53,5	-282	-73,2	-112	-537	-279	-177	-836	-654	-249	-1134	-1118	-329	-1454	-1753	-415	-1854	-2679
ELU F q 28	1,35	1	1	1,155	0	0	1,5	-49,5	-314	-71,2	-97	-625	-258	-151	-994	-593	-213	-1363	-995	-282	-1761	-1546	-357	-2267	-2367
ELU F q 29	1	1,35	1,35	1,155	0	0	1,5	-54,2	-212	-73,6	-116	-370	-216	-186	-572	-426	-267	-759	-754	-356	-967	-1200	-456	-1283	-1590
ELU F q 30	1	1,35	1	1,155	0	0	1,5	-50,2	-245	-71,6	-101	-458	-196	-161	-730	-365	-230	-988	-631	-309	-1274	-993	-398	-1696	-1278
ELU F q 31	1	1	1,35	1,155	0	0	1,5	-53,5	-212	-73,2	-112	-360	-244	-177	-536	-531	-249	-703	-920	-329	-885	-1447	-415	-1132	-2088
ELU F q 32	1	1	1	1,155	0	0	1,5	-49,5	-245	-71,2	-97	-448	-223	-151	-694	-469	-213	-932	-797	-282	-1192	-1240	-357	-1545	-1776
ELUadd15	1,35	1,35	1	1,5	0,924	0,924	1,5	-51,93	-1280	2699	-204	-1146	833,9	-358,7	-1547	-353,1	-494,3	-1939	-1780	-320,6	-3291	3498	-411	-3411	362,9
ELUadd14	1,35	1,35	1	0	0,924	0,924	1,5	-44,21	-1100	2705	-186	-935,9	865,4	-330,3	-1307	-275,3	-455,7	-1684	-1635	-271,7	-3021	3730	-352	-3111	703,3
ELUadd13	1	1	1	0	0,924	0,924	1,5	-43,52	-1030	2705	-182	-747,9	872,3	-321	-970,9	-256,3	-438,5	-1198	-1603	-243,9	-2370	3790	-311	-2238	795,6
ELUadd12	1	1	1	0	0,924	0,924	0	-13,52	-1030	2765	-152	-747,9	992,3	-291	-970,9	-76,29	-408,5	-1198	-1363	-213,9	-2370	4090	-281	-2238	1156
ELUadd11	1	1	1	0	1,2	0,924	0	-13,52	-1306	3593	-152	-885,9	1337	-291	-1109	199,7	-408,5	-1336	-1121	-213,9	-2508	4297	-281	-2376	1294
ELUadd11	1,35	1,35	1	0	1,2	0,924	0	-14,21	-1376	3593	-156	-1074	1330	-300,3	-1445	180,7	-425,7	-1822	-1154	-241,7	-3159	4237	-322	-3249	1201
ELUadd10	1	1	1	0	0	0	0	-13,52	-106,2	-6,76	-53	-285,9	-79,19	-99,68	-508,9	-229,4	-153,3	-735,6	-445,4	-213,9	-984	-761	-281	-1314	-1154
ELUadd9	1	1	1	1,155	1,2	0,924	0	-19,46	-1445	3589	-166	-1048	1313	-312,8	-1294	139,8	-438,2	-1532	-1233	-251,6	-2716	4118	-327	-2607	1032
ELUadd8	1,35	1,35	1,35	1,155	0,924	0,924	1,5	-54,2	-1206	2698	-215	-1010	820,3	-377,7	-1334	-396,5	-521,8	-1651	-1870	-356,5	-2922	3345	-455	-2929	129,5
ELUadd7	1,35	1,35	1,35	1,155	0,924	1,2	1,5	-54,2	-1206	2698	-244	-1010	795,3	-434,9	-1334	-626,8	-598	-1651	-2386	-356,5	-3198	4587	-455	-3067	681,5
ELUadd6	1,35	1,35	1,35	1,155	1,2	0,924	1,5	-54,2	-1482	3526	-215	-1148	1165	-377,7	-1472	-120,5	-521,8	-1789	-1629	-356,5	-3060	3552	-455	-3067	267,5
ELUadd5	1,35	1,35	1,35	1,5	0,924	0,924	1,5	-55,97	-1247	2697	-219	-1058	813	-384,2	-1389	-414,4	-530,7	-1710	-1903	-367,7	-2984	3291	-469	-2998	51,18
ELUadd4	1,35	1,35	1,35	1,155	0,924	0,924	1,5	-54,2	-1206	2698	-215	-1010	820,3	-377,7	-1334	-396,5	-521,8	-1651	-1870	-356,5	-2922	3345	-455	-2929	129,5
ELUadd3	1	1	1	1,155	0,924	0,924	1,5	-49,46	-1169	2701	-226	-909,6	823	-400	-1156	-546,5	-544,4	-1394	-2230	-281,6	-2854	4853	-357	-2607	1086
ELUadd2	1	1	1	1,155	0,924	1,2	1,5	-51,24	-1210	2699	-200	-957,9	840,7	-349,4	-1211	-334,1	-477,1	-1453	-1748	-292,8	-2640	3558	-370	-2538	455,2

	Gblocs	Gsol	Geau	q1	Q7	Q8	AM	Bloc 1			Bloc 2			Bloc 3			Bloc 4			Bloc 5			Bloc 6		
E.L.U. Accidentel								H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M
ELU A 1	1	1	1	0,3	0	0	0	-14,4	-161	-2,51	-63	-352	-74,8	-119	-590	-226	-180	-831	-438	-247	-1098	-743	-320	-1452	-1104
ELU A 2	1	1	1	0	0	0	0	-13,2	-125	-3,77	-60,1	-308	-75,7	-114	-539	-224	-174	-777	-430	-239	-1039	-726	-310	-1387	-1076
ELU A 3	1	1	1	0,3	0	0	0,3	-21,06	-142,2	-19,92	-71,66	-327,9	-117,4	-130,6	-556,9	-317	-196,5	-786,6	-607,2	-269,5	-1038	-1022	-349,5	-1374	-1538

\*En situation cyclonique, dit aussi accidentelle, nous considérons qu'aucun bateau ne restera à l'amarrage du quai et qu'aucun reach stackers ne travaillera sur la zone du quai.

	Gblocs	Gsol	Geau	q1	Q7	Q8	AM	Bloc 1			Bloc 2			Bloc 3			Bloc 4			Bloc 5			Bloc 6		
E.L.S. Caractéristique								H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M
ELS C 1	1	1	1	1	0	0	1	-37,4	-247	-39,6	-80,9	-454	-145	-130	-708	-314	-185	-959	-532	-246	-1235	-829	-313	-1605	-1164
ELS C 2	1	1	1	0,77	0	0	1	-36,4	-219	-40,6	-78,7	-421	-146	-127	-669	-313	-180	-917	-526	-240	-1190	-816	-305	-1555	-1143
ELS C 3	1	1	1	0	0	0	1	-33,2	-125	-43,8	-71,1	-308	-148	-115	-539	-308	-164	-777	-505	-219	-1039	-772	-280	-1387	-1072
ELS C 4	1	1	1	0,77	0	0	0	-16,4	-219	-0,55	-58,7	-421	-65,6	-107	-669	-193	-160	-917	-366	-220	-1190	-616	-285	-1555	-903
ELS C 5	1	1	1	0	0	0	0	-13,2	-125	-3,77	-51,1	-308	-67,8	-94,8	-539	-188	-144	-777	-345	-199	-1039	-572	-260	-1387	-832
ELS C 6	1	1	1	1	0,77	0,77	1	-38,67	-996,2	2259	-168	-810,9	712,7	-298	-1054	-273,7	-411,7	-1291	-1466	-266,5	-2319	2927	-341,1	-2284	303,7
	1	1	1	0,77	1	0,77	1	-37,48	-1199	2950	-165,2	-893,7	1005	-293,7	-1132	-31,77	-405,7	-1367	-1243	-259	-2393	3135	-332	-2353	470,9
	1	1	1	0,77	0,77	1	1	-37,48	-968,6	2260	-189,9	-778,7	696,7	-341,3	-1017	-453,7	-469,3	-1252	-1874	-259	-2508	3997	-332	-2353	815,9
ELS C 7	1	1	1	0,77	0,77	0,77	1	-37,48	-968,6	2260	-165,2	-778,7	717,5	-293,7	-1017	-261,8	-405,7	-1252	-1444	-259	-2278	2962	-332	-2238	355,9

	Gblocs	Gsol	Geau	q1	Q7	Q8	AM	Bloc 1			Bloc 2			Bloc 3			Bloc 4			Bloc 5			Bloc 6		
E.L.S. Quasi-Permanent								H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M
ELS QP 1	1	1	1	0,4	0	0	0,2	-18,8	-174	-10,1	-59	-367	-82,7	-105	-607	-214	-157	-849	-388	-214	-1117	-635	-277	-1474	-917
ELS QP 2	1	1	1	0	0	0	0,2	-17,2	-125	-11,8	-55,1	-308	-83,8	-98,8	-539	-212	-148	-777	-377	-203	-1039	-612	-264	-1387	-880
ELS QP 3	1	1	1	0,4	0	0	0	-14,8	-174	-2,1	-55	-367	-66,7	-101	-607	-190	-153	-849	-356	-210	-1117	-595	-273	-1474	-869
ELS QP 4	1	1	1	0	0	0	0	-13,2	-125	-3,77	-51,1	-308	-67,8	-94,8	-539	-188	-144	-777	-345	-199	-1039	-572	-260	-1387	-832

	Gblocs	Gsol	Geau	q1	Q7	Q8	AM	Bloc 1			Bloc 2			Bloc 3			Bloc 4			Bloc 5			Bloc 6		
E.L.S. Fréquent								H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M	H	V	M
ELS F 1	1	1	1	0,77	0	0	0,2	-20,4	-219	-8,55	-62,7	-421	-81,6	-111	-669	-217	-164	-917	-398	-224	-1190	-656	-289	-1555	-951
ELS F 2	1	1	1	0,6	0	0	0,2	-19,7	-198	-9,26	-61	-396	-82,1	-108	-640	-215	-161	-886	-393	-219	-1156	-646	-284	-1518	-935
ELS F 3	1	1	1	0	0	0	0,2	-17,2	-125	-11,8	-55,1	-308	-83,8	-98,8	-539	-212	-148	-777	-377	-203	-1039	-612	-264	-1387	-880

ELS F 4	1	1	1	0,6	0	0	0	-15,7	-198	-1,26	-57	-396	-66,1	-104	-640	-191	-157	-886	-361	-215	-1156	-606	-280	-1518	-887
ELS F 5	1	1	1	0	0	0	0	-13,2	-125	-3,77	-51,1	-308	-67,8	-94,8	-539	-188	-144	-777	-345	-199	-1039	-572	-260	-1387	-832
ELS F 6	1	1	1	0,6	0	0	1	-35,7	-198	-41,3	-77	-396	-146	-124	-640	-311	-177	-886	-521	-235	-1156	-806	-300	-1518	-1127
ELS F 7	1	1	1	0	0	0	1	-33,2	-125	-43,8	-71,1	-308	-148	-115	-539	-308	-164	-777	-505	-219	-1039	-772	-280	-1387	-1072
ELS F 8	1	1	1	0,4	0,5	0	0,2	-19,5	-654	1484	-61,8	-591	521,4	-111	-822	225,9	-167	-1054	-78,4	-231	-1306	-487	-301	-1644	-1043
ELS F 9	1	1	1	0,4	0	0,5	0,2	-19,5	-154	-16,3	-115	-341	-148	-214	-572	-691	-305	-803	-1450	-231	-1556	1387	-301	-1644	-293
ELS F 10	1	1	1	0,4	0	0	0,2	-19,5	-154	-16,3	-61,8	-341	-103	-111	-572	-274	-167	-803	-516	-231	-1056	-862	-301	-1394	-1293
ELS F 11	1	1	1	0	0,5	0	0	-13,5	-606	1493	-53	-535	545	-99,6	-758	270,6	-153	-985	-7,87	-213	-1234	-386	-281	-1564	-904

### 1.2.4.2 Les vérifications

Le tableau ci-dessous présente, pour les combinaisons d'action les plus défavorable pour l'ouvrage, les coefficients de sécurité obtenus pour les vérifications au glissement, au renversement et aux contraintes dans le béton et dans le sol.

BLOC 1	Paramètre vérifié :	Glissement		Renversement		Contraintes	
		F.S.	5,440	B/B'	25,8%	F.S.	7,504
	Combinaison dimensionnante :	ELS F 10		ELUadd9		ELUadd6	

BLOC 2	Paramètre vérifié :	Glissement		Renversement		Contraintes	
		F.S.	1,369	B'/B	31,3%	F.S.	7,231
	Combinaison dimensionnante :	ELU F 39		ELUadd11		ELUadd11	

BLOC 3	Paramètre vérifié :	Glissement		Renversement		Contraintes	
		F.S.	1,537	B'/B	99,7%	F.S.	6,504
	Combinaison dimensionnante :	ELU F 39		ELU F 39		ELS F 25	

BLOC 4	Paramètre vérifié :	Glissement		Renversement		Contraintes	
		F.S.	1,571	B'/B	93,5%	F.S.	4,568
	Combinaison dimensionnante :	ELU F 39		ELUadd2		ELS F 25	

BLOC 5	Paramètre vérifié :	Glissement		Renversement		Contraintes	
		F.S.	1,587	B'/B	99,8%	F.S.	3,415
	Combinaison dimensionnante :	ELU F 39		ELS C 7		ELS F 25	

BLOC 6	Paramètre vérifié : Combinaison dimensionnante :	Glissement		Renversement		Contraintes	
		F.S.	2,439	B'/B	99,5%	F.S.	1,217
		ELU F 39		ELS C 7		ELS C 7	

### 1.3 Conclusions du dimensionnement

La stabilité du quai est vérifiée au renversement, glissement, et au poinçonnement.

On note que dans le rapport d'avant-projet sommaire, le dimensionnement préconisait des blocs de béton plein. Ce dimensionnement conservateur avait été présenté sur la base d'un différentiel de niveau d'eau de 2m entre l'arrière et l'avant du quai.

Au vu de l'évolution de géométrie des quais et notamment la cote d'arase à +6,00m CM, le différentiel de niveau d'eau a été réduit à la valeur de 1,50m au lieu des 2m envisagé à l'APS. Cette optimisation vient du fait que lorsque la houle tape sur le brise lame à la côte +6,55m CM (cyclone), le niveau d'eau dans le noyau de la digue, du fait des caractéristiques drainante du matériaux, sera inférieur au niveau d'eau de la mer. Nous avons pris comme hypothèse que le gradient hydraulique entre le mur chasse mer et l'arrière du quai bloc serait de 50cm.

## 2. QUAI BLOCS FONDE A -6.50M CM

### 2.1 Géométrie

Le quai est fondé à -6.50m CM avec 6 rangés de blocs superposés.

Le bloc supérieur est en béton armé coulé en place et fera office de poutre de couronnement.

Les dimensions sont illustrées dans le tableau suivant :

Géométrie du quai (m)

BLOC n°	largeur	hauteur	longueur	e <sub>i2</sub>	e <sub>i3</sub>	e <sub>i4</sub>	d <sub>i1</sub>	d <sub>i2</sub>	Poids du béton (t)	hauteur cumulée
6	10,00	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	0,00	17,6	2,00
5	9,00	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	0,50	16,8	4,00
4	8,50	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	0,50	16,1	6,00
3	8,00	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	0,50	15,3	8,00
2	7,00	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	1,00	13,8	10,00
1	6,00	2,50	3,0	3,00	0,50	0,50	0,00	1,00	37,9	12,50

### 2.2 Vérification

Sur la même base que pour le quai fondé à -5.50m CM nous avons vérifié que la géométrie de l'ouvrage décrite au § 2.1 est stable au glissement, au renversement et au poinçonnement.

La synthèse des résultats est présentée ci-dessous

BLOC 1	Paramètre vérifié :	Glissement		Renversement		Contraintes	
		F.S.	5,440	B/B'	25,8%	F.S.	7,504
	Combinaison dimensionnante :	ELSpb3		ELUadd9		ELUadd6	

BLOC 2	Paramètre vérifié :	Glissement		Renversement		Contraintes	
		F.S.	1,370	B'/B	31,3%	F.S.	7,231

	<b>Combinaison dimensionnante :</b>	ELU F 39	ELUadd11	ELUadd11
--	-------------------------------------	----------	----------	----------

BLOC 3	Paramètre vérifié : Combinaison dimensionnante :	Glissement		Renversment		Contraintes	
		F.S.	1,522	B'/B	96,0%	F.S.	5,955
		ELU F 39		ELU F 39		ELS F 25	

BLOC 4	Paramètre vérifié : Combinaison dimensionnante :	Glissement		Renversment		Contraintes	
		F.S.	1,552	B'/B	90,4%	F.S.	4,264
		ELU F 39		ELU F 39		ELS F 25	

BLOC 5	Paramètre vérifié : Combinaison dimensionnante :	Glissement		Renversment		Contraintes	
		F.S.	1,566	B'/B	99,8%	F.S.	3,228
		ELU F 39		ELS C 7		ELS F 25	

BLOC 6	Paramètre vérifié : Combinaison dimensionnante :	Glissement		Renversment		Contraintes	
		F.S.	2,380	B'/B	99,5%	F.S.	1,217
		ELU F 39		ELS C 7		ELS C 7	

## 2.3 Conclusions du dimensionnement

La stabilité du quai est vérifiée au renversement, glissement, et au poinçonnement.

## 3. QUAI BLOCS FONDE A -3.50M CM

### 3.1 Géométrie

Le quai est fondé à -6.50m CM avec 5 rangés de blocs superposés. Le bloc supérieur est en béton armé coulé en place et fera office de poutre de couronnement.

Les dimensions sont illustrées dans le tableau suivant :

Géométrie du quai (m)

BLOC n°	largeur	hauteur	longueur	e <sub>12</sub>	e <sub>13</sub>	e <sub>14</sub>	d <sub>11</sub>	d <sub>12</sub>	Poids du béton (t)	hauteur cumulée
5	9,00	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	0,50	16,8	2,00
4	8,50	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	0,50	16,1	4,00
3	8,00	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	0,50	15,3	6,00
2	7,00	2,00	3,0	0,50	0,50	0,50	0,00	1,00	13,8	8,00
1	6,00	1,50	3,0	3,00	0,50	0,50	0,00	1,00	37,9	9,50

### 3.2 Vérification

Sur la même base que pour le quai fondé à -5.50m CM nous avons vérifié que la géométrie de l'ouvrage décrite au § 2.1 est stable au glissement, au renversement et au poinçonnement.

La synthèse des résultats est présentée ci-dessous

BLOC 1	Paramètre vérifié :	Glissement		Renversement		Contraintes	
		F.S.	5,440	B/B'	25,8%	F.S.	7,504
	Combinaison dimensionnante :	ELSpb3		ELUadd9		ELUadd6	

BLOC 2	Paramètre vérifié :	Glissement		Renversement		Contraintes	
		F.S.	1,369	B'/B	31,3%	F.S.	7,231
	Combinaison dimensionnante :	ELU F 39		ELUadd11		ELUadd11	

Glissement

Renversement

Contraintes

<b>BLOC 3</b>	Paramètre vérifié :	<b>F.S.</b>	<b>1,537</b>	<b>B'/B</b>	<b>99,7%</b>	<b>F.S.</b>	<b>6,504</b>
	Combinaison dimensionnante :	ELU F 39		ELU F 39		ELS F 25	

<b>BLOC 4</b>	Paramètre vérifié :	<b>Glissement</b>		<b>Renversement</b>		<b>Contraintes</b>	
	Combinaison dimensionnante :	<b>F.S.</b>	<b>1,571</b>	<b>B'/B</b>	<b>93,5%</b>	<b>F.S.</b>	<b>4,568</b>
		ELU F 39		ELUadd2		ELS F 25	

<b>BLOC 5</b>	Paramètre vérifié :	<b>Glissement</b>		<b>Renversement</b>		<b>Contraintes</b>	
	Combinaison dimensionnante :	<b>F.S.</b>	<b>2,472</b>	<b>B'/B</b>	<b>99,8%</b>	<b>F.S.</b>	<b>2,548</b>
		ELSpb		ELS C 7		ELS C 1	

### 3.3 Conclusions du dimensionnement

La stabilité du quai est vérifiée au renversement, glissement, et au poinçonnement.

# ANNEXE D – DESCENTE DE CHARGE BATIMENT GARE MARITIME



Union des  
**Comores**  
Ministère des  
Transports Maritime  
et Aérien



## Projet Connectivité Inter-Iles des Comores (PICMC)

Note de calcul pour un bâtiment R+2  
au port de **Boingoma**

---

Port de Boingoma



Bureau d'Etude Conseil Expertise  
et Contrôle (**BECECO**)

Juin 2022



# ETUDE POUR L'AVANT-PROJET DETAILLE DES TRAVAUX D'EXTENSION DU PORT DE BOINGOMA

## PROJET CONNECTIVITE INTER-ILES DES COMORES (PICMC)

### INFORMATIONS RELATIVES AU DOCUMENT

#### INFORMATIONS GÉNÉRALES

<b>Auteur(s)</b>	BECECO
<b>Volume du document</b>	Descente charge pour un bâtiment R+2 au port de Boingoma
<b>Version</b>	0
<b>Référence</b>	NA
<b>Chrono</b>	NA

#### HISTORIQUE DES MODIFICATIONS

Version	Date	Rédigé par	Visé par	Modifications
0		Auteurs	BECECO	

#### DESTINATAIRES

Nom	Entité
	PICMC
	Banque Mondiale

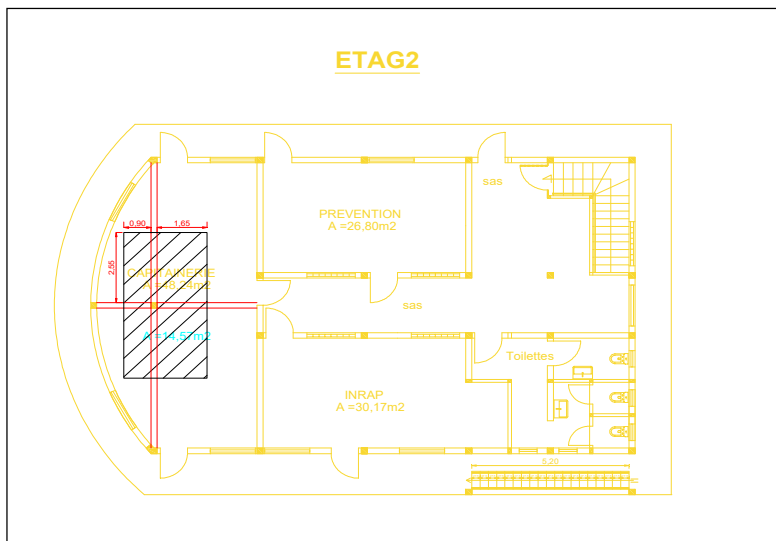
**Note de calcul pour un bâtiment R+2**

Niveau	Désignation des ouvrages	Charges permanentes G							Charges d'exploitation Q				
		L	l	H	Poids unité	Total	Cumul	L	l	Poids unité	Total	Cumul	
Terrasse	N0	Étanchéité	5,3	2,75		120	1749						
		Terrasse B.A	5,3	2,75	0,12	25000	43725	43 725	5,3	2,75	1500	21862,5	21862,5
ETAGE2	N1	poutre	7,65	0,2	0,48	25000	18360	62 085					21862,5
		poteau	2,9	0,2	0,2	25000	2900	64 985					21862,5
		dalle	5,3	2,75	0,14	25000	51012,5	115 998	5,3	2,75	2500	36437,5	58300
ETAGE1	N2	poutre	7,65	0,2	0,46	25000	17595	133 593					58300
		poteau	2,9	0,2	0,2	25000	2900	136 493					58300
		dalle	5,3	2,75	0,14	25000	51012,5	187 505	5,3	2,75	2500	36437,5	94737,5
RDC	N3	poutre	7,65	0,2	0,46	25000	17595	205 100					94737,5
		poteau	2,9	0,2	0,2	25000	2900	208 000					94737,5
		dallage	5,3	2,75	0,1	25000	36437,5	244 438	5,3	2,75	2500	36437,5	131175
Infrastructure	N4	longrines	7,65	0,4	0,2	25000	15300	259 738					131175
		attente poteau	0,6	0,2	0,2	25000	600	260 338					131175
		maçonnerie de moellons	7,65	0,4	0,6	20000	36720	297 058					131175

surface semelle	1,8	1,8
-----------------	-----	-----

à l'ELS  $\sigma = (G+Q)/S = 132170,525 \text{ } 0,13217052 \text{ MPa} \quad \mathbf{1,3217052 \text{ bars}}$   
à l'ELU  $\sigma = (1,35G+1,5Q)/S = 184503,125 \text{ } 0,18450313 \text{ MPa} \quad \mathbf{1,8450313 \text{ bars}}$

portance du sol admissible **Øadm 2 bars** Roche pouzzolanique



# ANNEXE E – ESTIMATION DETAILLEE

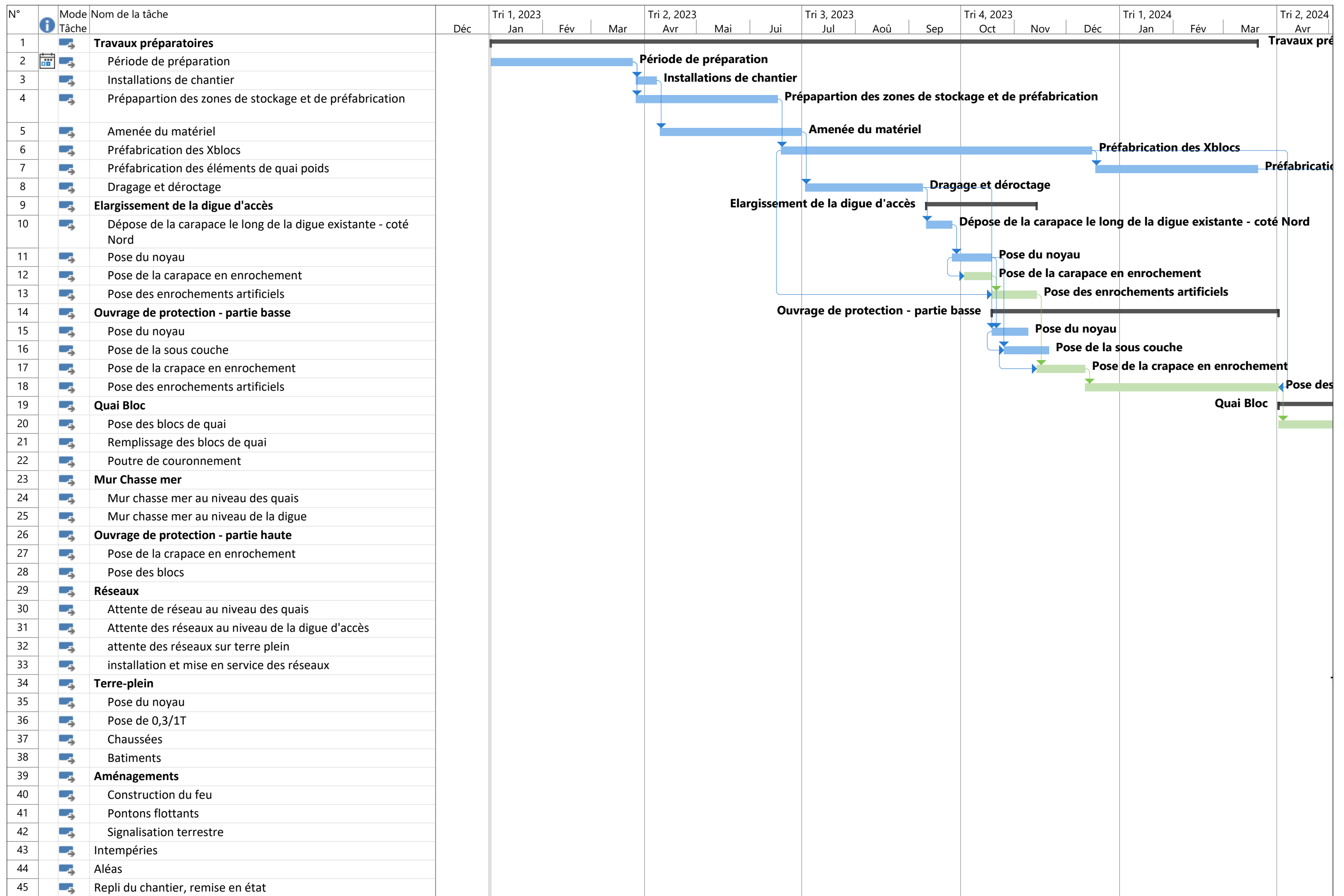
<b>Projet Connectivité Inter-Iles des Comores (PICMC)</b>					
<b>Boigoma - APD</b>					
N°	Désignation des prix	U	Prix Unitaire (€)	Quantité	Dépenses
<b>CHAPITRE 1 : PRIX GENERAUX</b>					
1.1	Installations de chantier,	Ft	2 000 000 €	1	2 000 000 €
1.2	Mobilisation, amenée/repli du matériel	Ft	3 200 000 €	1	3 200 000 €
1.3	Signalisation maritime et terrestre	Ft	50 000 €	1	50 000 €
1.4	Implantations - Levés topo-bathymétriques	Ft	200 000 €	1	200 000 €
1.5	Etudes de méthode - Etudes d'exécution - Contrôles	Ft	400 000 €	1	400 000 €
1.6	Etude et suivi géotechnique	Ft	300 000 €	1	300 000 €
1.7	etude et suivi environnemental	Ft	300 000 €	1	300 000 €
1.8	Etablissement du D.O.E.	Ft	50 000 €	1	50 000 €
<b>Total Chapitre 1</b>					<b>6 500 000 €</b>
<b>CHAPITRE 2 : DEMOLITION / TERRASSEMENTS / TRAVAUX PREPARATOIRES</b>					
<b>2.1</b>	<b>Dragage et déroctage</b>				
2.1.1	Dragage de la souille quai marchandises	m3	50 €	1 000	50 000 €
2.1.2	Dragage pour assise de la digue	m3	50 €	9 460	473 000 €
2.1.3	Déroctage	m3	250 €	1 000	250 000 €
<b>2.2</b>	<b>Travaux préparatoires - ouvrages terrestres</b>	m3	50 €	PM	
2.2.1	Démolition bâtiments existants	Ft	50 000 €	1	50 000 €
2.2.2	Création d'une voie d'accès terrestre	m3	30 €	PM	
<b>2.3</b>	<b>Terrassement en terrain de toute nature</b>	m3	20 €	PM	
<b>Total Chapitre 2</b>					<b>823 000 €</b>
<b>CHAPITRE 3 : OUVRAGES DE PROTECTION</b>					
<b>3.1</b>	<b>Rénovation de la jetée existante et terre-plein</b>				
3.1.1	Dépose et stockage des enrochements existants en 0.5 - 1.5 t	m3	30 €	7 200	216 000 €
3.1.2	Dépose des BCR existants	u	50 €	100	5 000 €
3.1.3	Démolition de la route existante	m3	5 €	800	4 000 €
3.1.4	Démolition quai existant et concassage	m3	250 €	5 900	1 475 000 €
3.1.5	Tri des enrochements existants récupérés pour granulométrie 0,3 - 1T / 0,06-0,3T et envoi en concassage	m3	15 €	7 200	108 000 €
3.1.6	concassage reste tri pour réaliser du noyau	m3	20 €	1 100	22 000 €
3.1.7	Fourniture du noyau et des remblais de terre-plein	m3	15 €	95 100	1 426 500 €
3.1.8	Moins valeur sur matériaux noyau issus de la digue et du quai existant (trié et concassé)	m3	- 12 €	6 800	- 81 600 €
3.1.9	Fourniture sous couche talus int: 0,06 - 0,3T (issus de la digue existante triée)	m3	40 €	1 400	56 000 €
3.1.10	Moins valeur sur matériaux d'apport sous couche talus int: 0,06 - 0,3T	m3	- 40 €	1 200	- 48 000 €
3.1.11	Fourniture 0,3-1T	m3	50 €	11 500	575 000 €
3.1.12	Moins valeur sur matériaux d'apport : 0,3 - 1T (issus de la digue existante triée)	m3	- 50 €	5 740	- 287 000 €
3.1.13	Fourniture 1-3T (yc butée de pied)	m3	50 €	5 900	295 000 €
3.1.14	Mise en œuvre du noyau et des remblais de terre-plein	m3	5 €	103 000	515 000 €
3.1.15	Mise en œuvre sous couche talus int (0,06 - 0,3T)	m3	10 €	1 400	14 000 €
3.1.16	Mise en œuvre 0,3-1T	m3	30 €	11 500	345 000 €
3.1.17	Mise en œuvre 1-3T (yc butée de pied)	m3	30 €	5 900	177 000 €
3.1.19	Fourniture et mise en œuvre protection talus: XBLOC-2M3	u	1 300 €	240	312 000 €
3.1.20	Fourniture et mise en œuvre protection talus: XBLOC-5M3	u	2 500 €	400	1 000 000 €
<b>3.2</b>	<b>Ouvrage de protection - extension de la digue</b>				
3.2.1	Fourniture du noyau	m3	15 €	111 600	1 674 000 €
3.2.2	Moins valeur sur fourniture des matériaux du noyau issus du décapage	m3	- 12 €	10 500	- 126 000 €
3.2.3	Fourniture de 1-3T	m3	50 €	26 000	1 300 000 €
3.2.4	Mise en œuvre du noyau	m3	5 €	111 600	558 000 €
3.2.5	Mise en œuvre de noyau en phase provisoire	m3	5 €	18 500	92 500 €
3.2.6	Mise en œuvre de 1-3T	m3	30 €	26 000	780 000 €
3.2.7	Mise en œuvre enrochements provisoires (1-3T)	m3	30 €	9 400	282 000 €
3.2.10	Fourniture et mise en œuvre protection talus: XBLOC-5M3	u	2 500 €	1 600	4 000 000 €
3.2.11	Fourniture et mise en œuvre protection talus: XBLOC-7M3	u	3 500 €	1 000	3 500 000 €
3.2.12	Dépose noyau provisoire	m3	5 €	18 500	92 500 €
3.2.13	Dépose enrochements provisoires (1-3T)	m3	20 €	9 400	188 000 €
<b>Total Chapitre 3</b>					<b>18 469 900 €</b>
<b>CHAPITRE 4 : TRAVAUX DE GENIE CIVIL</b>					
<b>4.1</b>	<b>Quai passagers/pêche et Roro</b>				
4.1.1	Fourniture et mise en œuvre de l'assise	m3	40 €	900	36 000 €
4.1.2	Préfabrication des blocs béton	m3	400 €	9 000	3 600 000 €
4.1.3	Transport et mise en œuvre des blocs	u	1 500 €	600	900 000 €
4.1.4	Fourniture et mise en œuvre de remblai dans les blocs	m3	30 €	7 600	228 000 €
4.1.5	Fourniture et mise en œuvre de la poutre de couronnement	m3	600 €	1 400	840 000 €

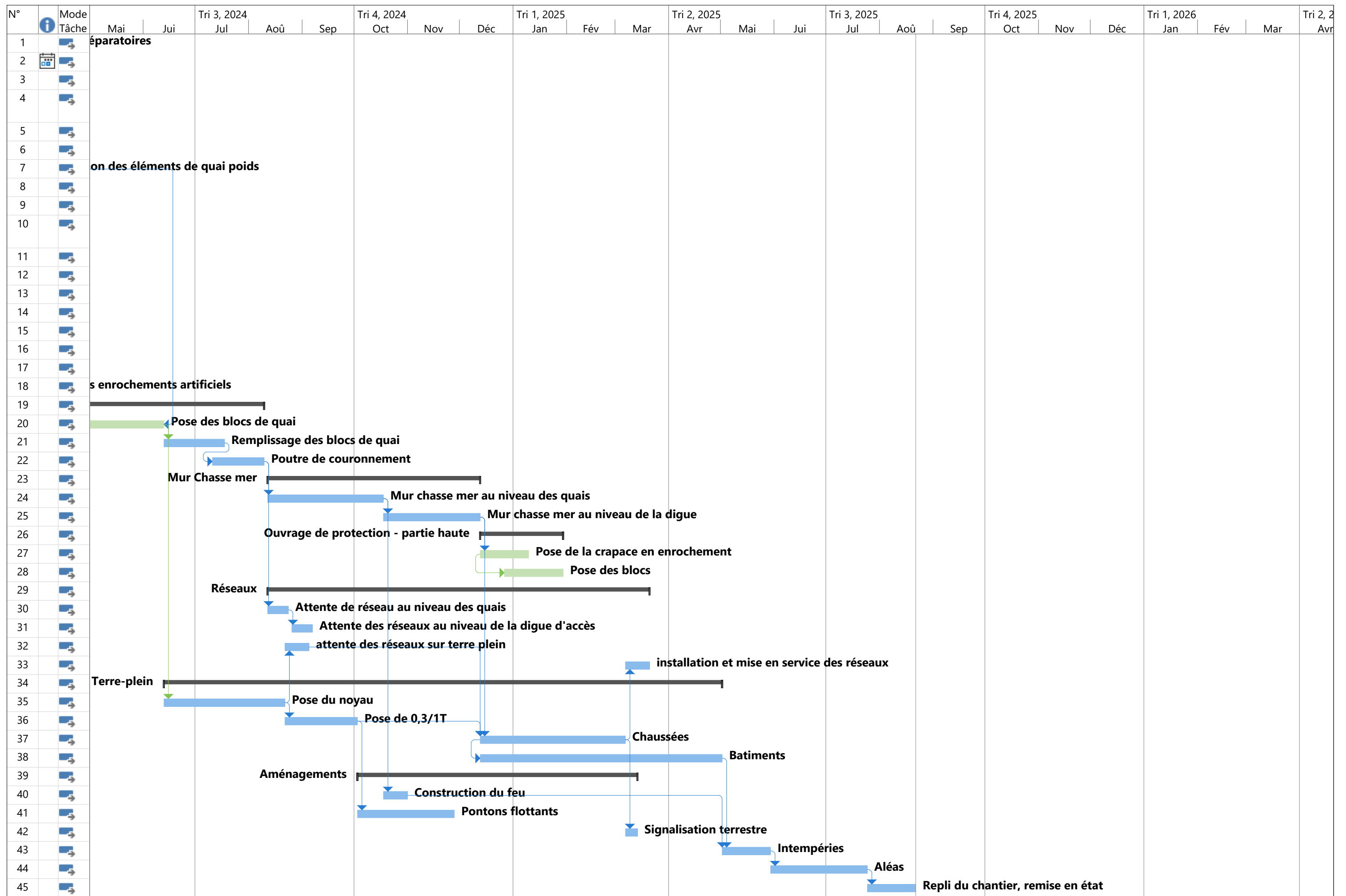
<b>Projet Connectivité Inter-Iles des Comores (PICMC)</b>					
<b>Boigoma - APD</b>					
N°	Désignation des prix	U	Prix Unitaire (€)	Quantité	Dépenses
<b>4,2</b>	<b>Quai Marchandises</b>				
4.2.1	Fourniture et mise en œuvre de l'assise	m3	40 €	800	32 000 €
4.2.2	Préfabrication des blocs béton	m3	400 €	7 000	2 800 000 €
4.2.3	Transport et mise en œuvre des blocs	u	1 500 €	450	675 000 €
4.2.4	Fourniture et mise en œuvre de remblai dans les blocs	m3	30 €	7 000	210 000 €
4.2.5	Fourniture et mise en œuvre de la poutre de couronnement	m3	600 €	1 300	780 000 €
<b>4,3</b>	<b>Mur chasse mer - digue d'accès</b>				
4.3.1	Fourniture et mise en œuvre mur beton	m3	600 €	3 131	1 878 420 €
4.3.2	Fourniture et mise en œuvre des armatures de béton armé	T	2 000 €	313	626 140 €
<b>4,4</b>	<b>Mur chasse mer - ouvrage de protection extention de digue</b>				
4.4.1	Fourniture et mise en œuvre mur beton	m3	600 €	4 873	2 923 860 €
4.4.2	Fourniture et mise en œuvre des armatures de béton armé	T	2 000 €	487	974 620 €
<b>4,5</b>	<b>Bâtiments</b>				
4.5.1	Hangar de stockage ( magasin)	m²	435 €	530	231 000 €
4.5.2	Atelier mécanique	m²	685 €	150	103 000 €
4.5.3	Capitainerie et Gare maritime (R+2)	m²	715 €	648	464 000 €
4.5.4	bâtiment sécurité ( brigade de la gendarmerie+police+COSEP pompier)	m²	610 €	240	147 000 €
<b>4,6</b>	<b>Ouvrages flottants</b>				
4.5.1	Fourniture et pose passerelle	ml	1 500 €	25	37 500 €
4.5.2	Fourniture et pose Pontons flottants	ml	2 500 €	95	237 500 €
4.5.3	Fourniture et pose corps morts et chaines	u	5 000 €	8	40 000 €
<b>Total Chapitre 4</b>					<b>17 764 040 €</b>
<b>CHAPITRE 5 : RESEAUX</b>					
5.1	Adduction d'eau potable - Incendie	Ft	61 000 €	1	61 000 €
5.2	Installations électriques	Ft	150 000 €	1	150 000 €
5.3	Eclairage extérieur	Ft	100 000 €	1	100 000 €
5.4	Communication et fibre optique	Ft	30 000 €	1	30 000 €
<b>Total Chapitre 5</b>					<b>341 000 €</b>
<b>CHAPITRE 6 : VOIRIES, CHAUSSEES</b>					
6.1	Fourniture et mise en œuvre des couches de chaussée et du revêtement sur terre-plein et voie d'accès	m²	282 €	21 529	6 072 000 €
6.5	Signalisation	Ft	30 000 €	1	30 000 €
6.6	Clôtures et portails	Ft	250 000 €	1	250 000 €
<b>Total Chapitre 6</b>					<b>6 352 000 €</b>
<b>CHAPITRE 7 : EQUIPEMENTS ET SIGNALISATION</b>					
7.1	Fourniture et pose de bollards 200 kN	u	3 000 €	26	78 000 €
7.2	Fourniture et pose de défenses d'accostage trapézoïdales	u	7 000 €	103	721 000 €
7.3	Fourniture et pose des échelles	u	3 000 €	13	39 000 €
7.4	Nez de quai	ml	250 €	286	71 500 €
7.5	Bouées de balisage du chenal	u	5 000 €	10	50 000 €
7.6	Feu tribord entrée de port	u	50 000 €	1	50 000 €
<b>Total Chapitre 7</b>					<b>1 009 500 €</b>
<b>TOTAL HT</b>					<b>51 259 440 €</b>

Estimation basse  
 Estimation haute  
 Estimation basse  
 Estimation haute

43 570 524 €
66 637 272 €
\$ 50 541 808
\$ 77 299 236

# ANNEXE F – PLANNING DE TRAVAUX





# ANNEXE G - PLANS



# PLAN DE L'EXISTANT

Ech: 1/2000

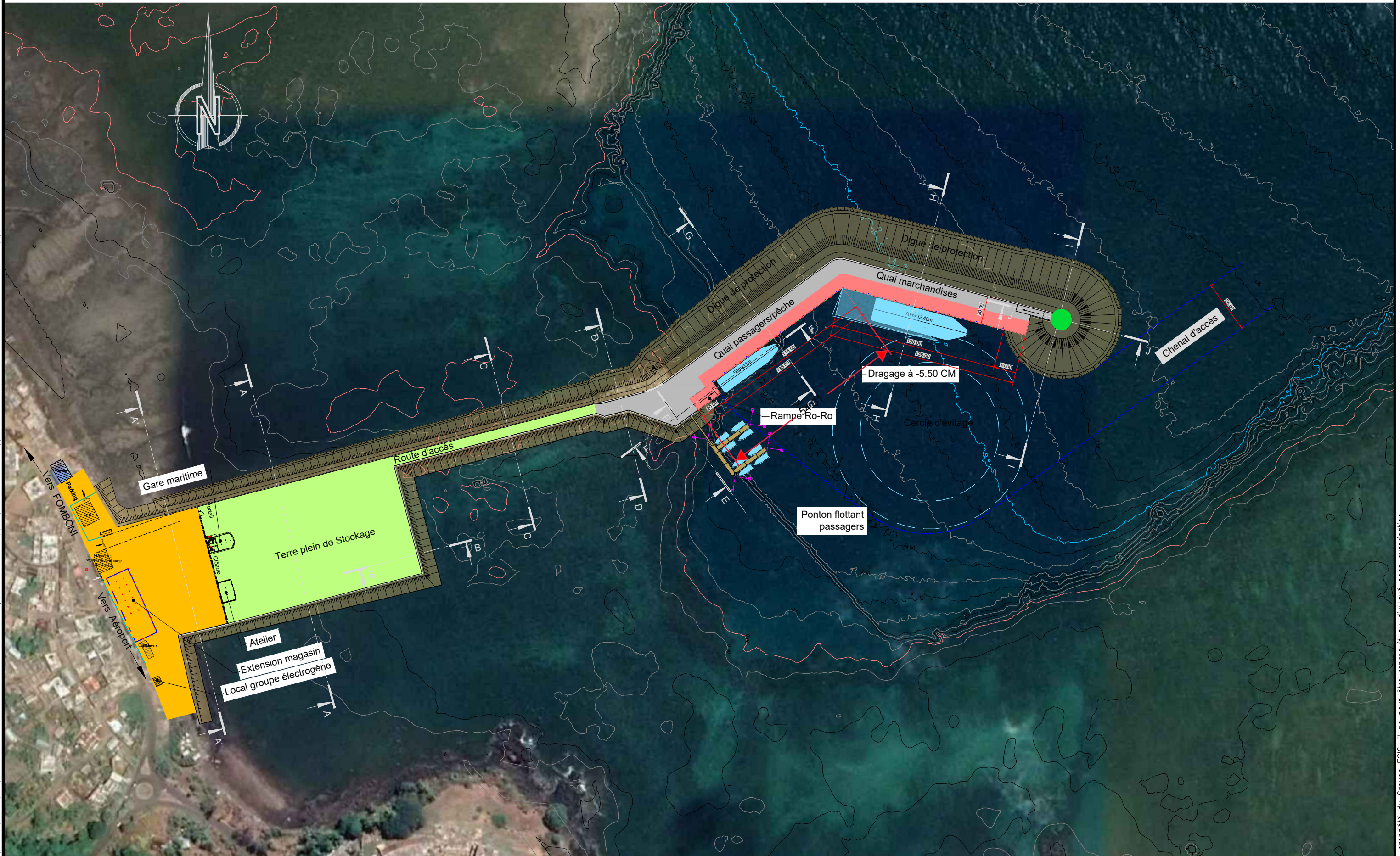


Bâtiments à maintenir     Bâtiments à élargir     Bâtiments à démolir

Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	APD	GEN	PLA	100	0A

D:\DATA\s.literouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-PLANS-FOMBONI.dwg // KHEROUF Sim // 29/06/2022 12:23:36 // AZH - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (420,00 X 297,00 MM) // acad-fm.ctb

Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.



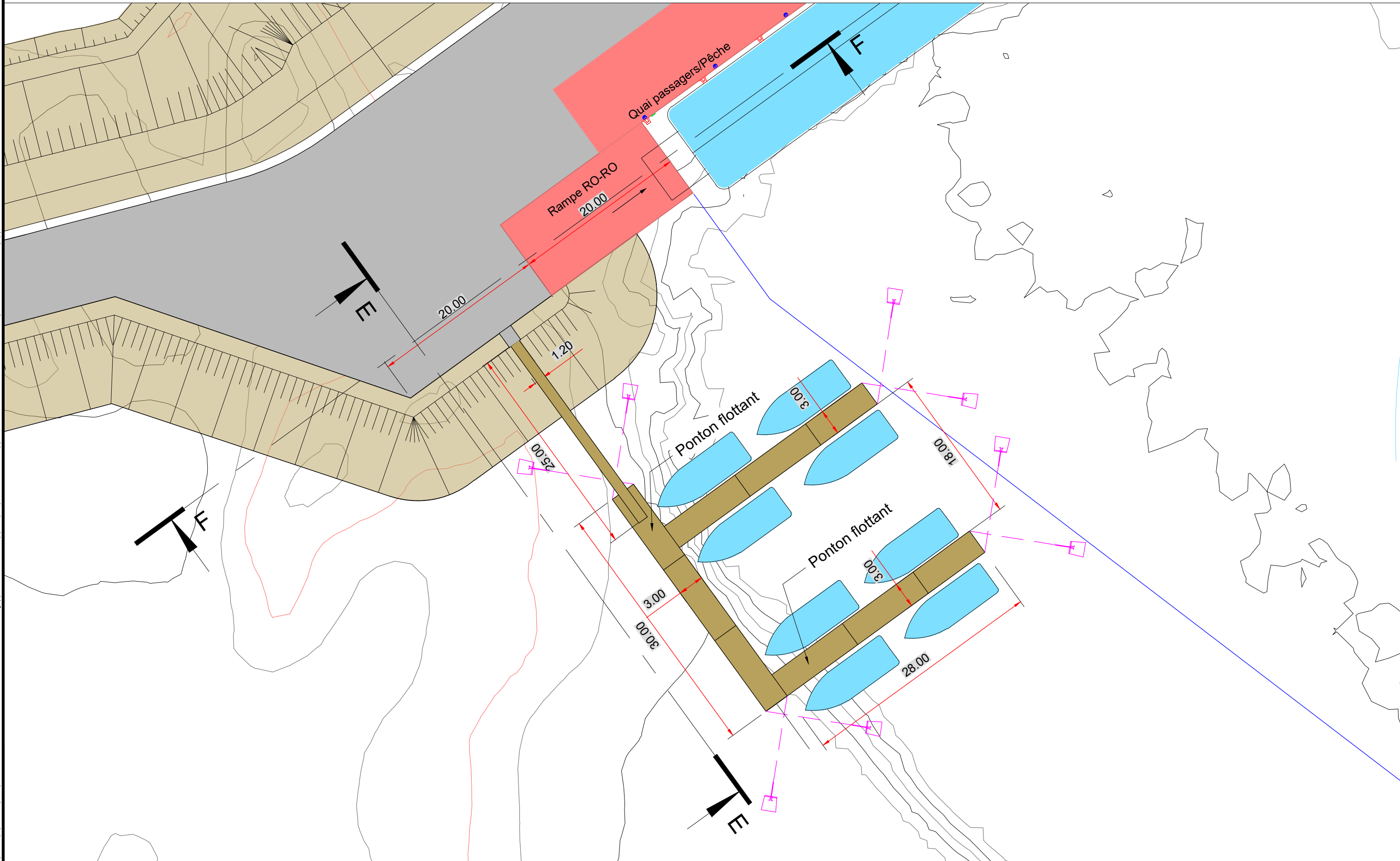
D:\DATA\s.literouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-PLANS-FOMBONI.dwg // KHEROUF Sim // 29/06/2022 12:23:38 // AZH - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (420,00 x 297,00 MM) // acad-fm.ctb

Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	APD	GEN	PLA	100	0A

Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.

# VUE EN PLAN - PONTON PASSAGERS

Ech: 1/400



D:\DATA\s.lherouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-PLANS-FOMBONI.dwg // KHEROUF Sim // 29/06/2022 12:23:41 // A3H - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (420.00 X 297.00 MM) // acad-fm.ctb

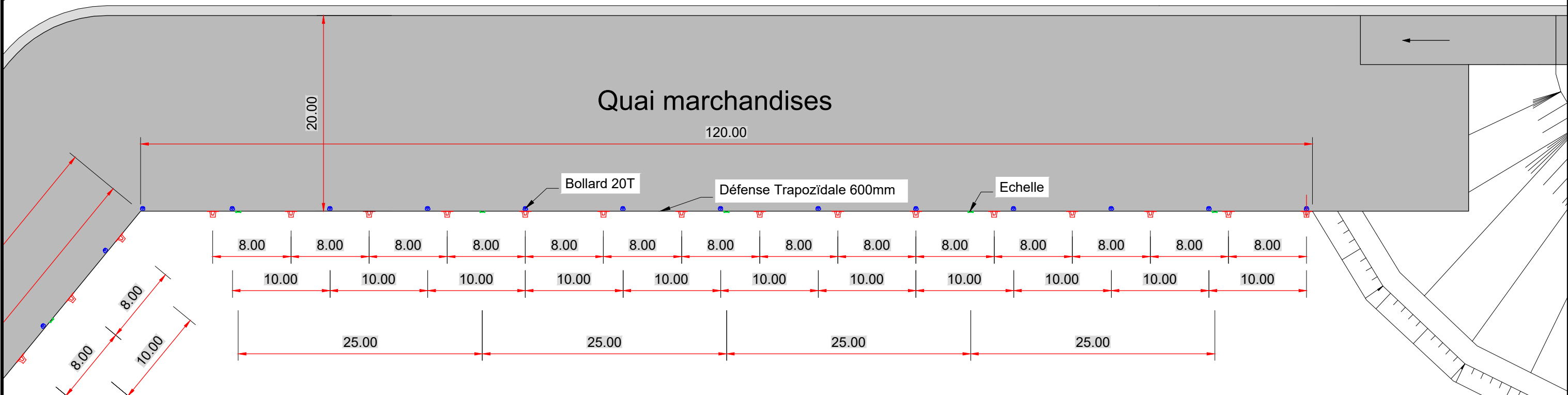
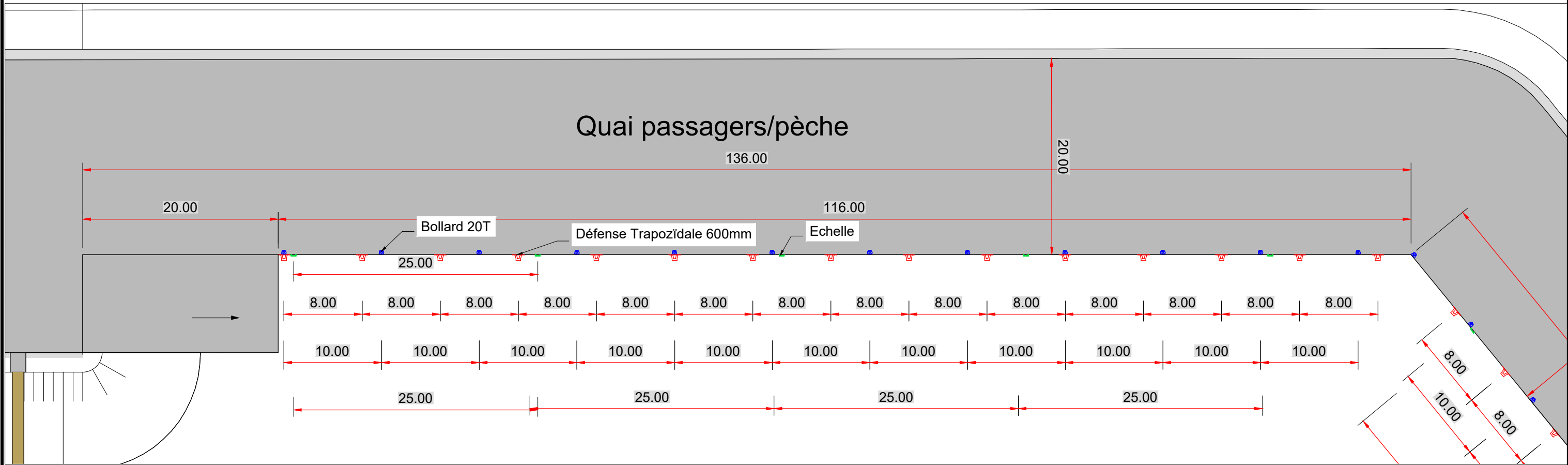
Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	APD	GEN	PLA	100	0A

Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.

# VUE EN PLAN - EQUIPEMENT DU QUAI

Ech: 1/400

D:\DATA\s.literouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-PLANS-FOMBONI.dwg // KHEROUF Sim // 29/06/2022 12:23:41 // A3H - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (420.00 X 297.00 MM) // ocaod-fin.ctb

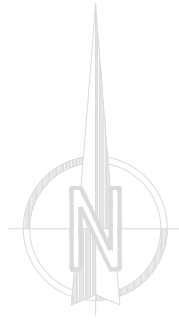


Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	APD	GEN	PLA	100	0A

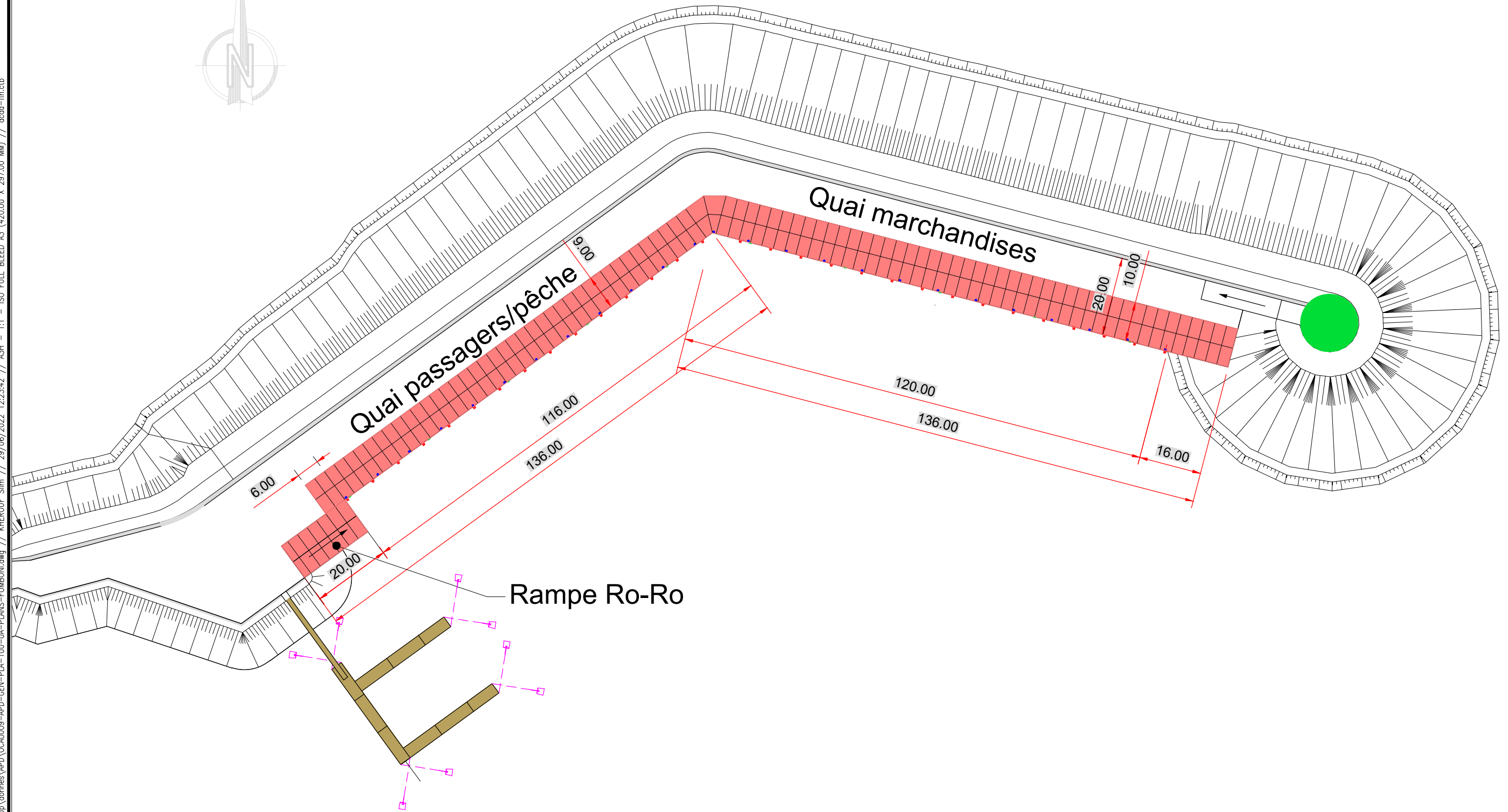
Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.

# VUE EN PLAN - QUAI BLOC

Ech: 1/1000

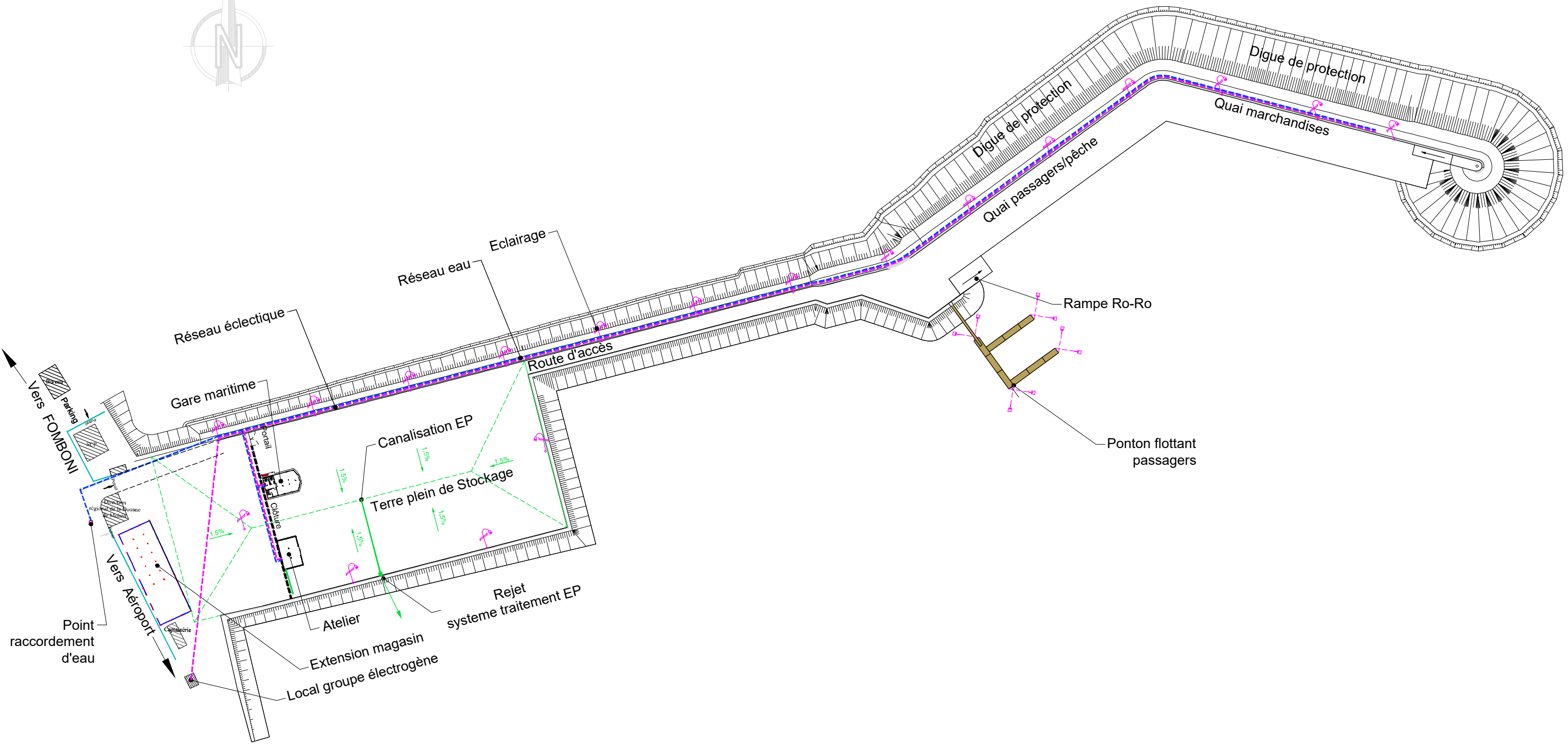


D:\DATA\s.lherouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-PLANS-FOMBONI.dwg // KHEROUF Sim // 29/06/2022 12:23:42 // A3H - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (420,00 X 297,00 MM) // acad-fm.ctb



Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	APD	GEN	PLA	100	0A

Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.



D:\DATA\s.literouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-PLANS-FOMBONI.dwg // KHEROUF Sim // 30/06/2022 12:37:12 // A3H - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (297.00 X 420.00 MM) // congo-fim-fm.ctb




Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	APD	GEN	PLA	100	0A

Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.

# VUE EN PLAN - SIGNALISATION MARITIME

Ech: 1/4000



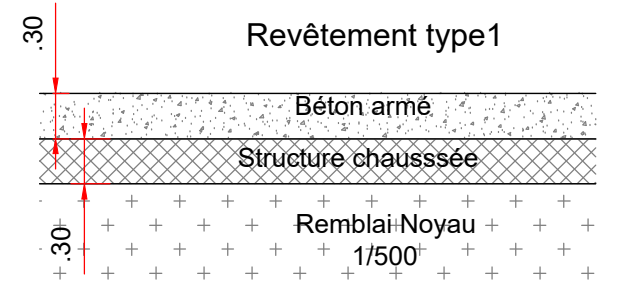
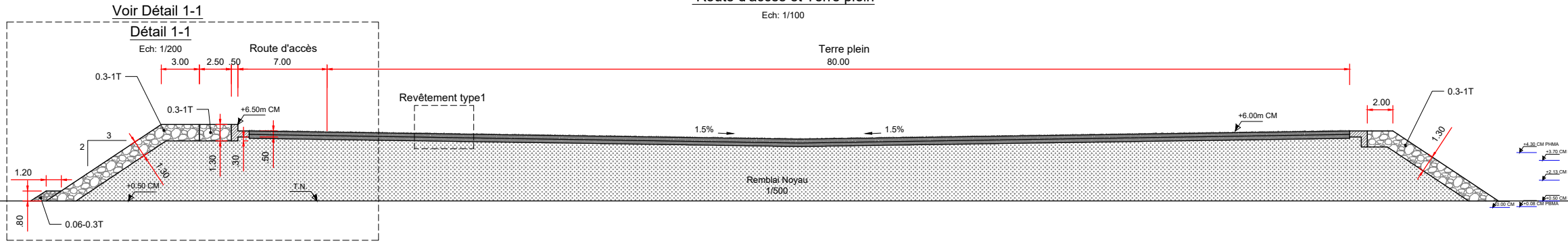
-  Feu tribord
-  Bouées tribord lumineuse
-  Bouées babord lumineuse

D:\DATA\s.literouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-PLANS-FOMBONI.dwg // KHEROUF Sim // 29/06/2022 12:23:44 // AZH - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (420,00 x 297,00 MM) // acad-fm.ctb

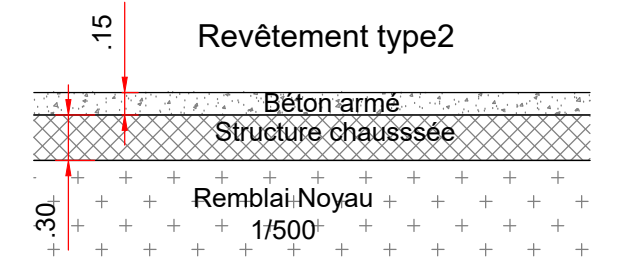
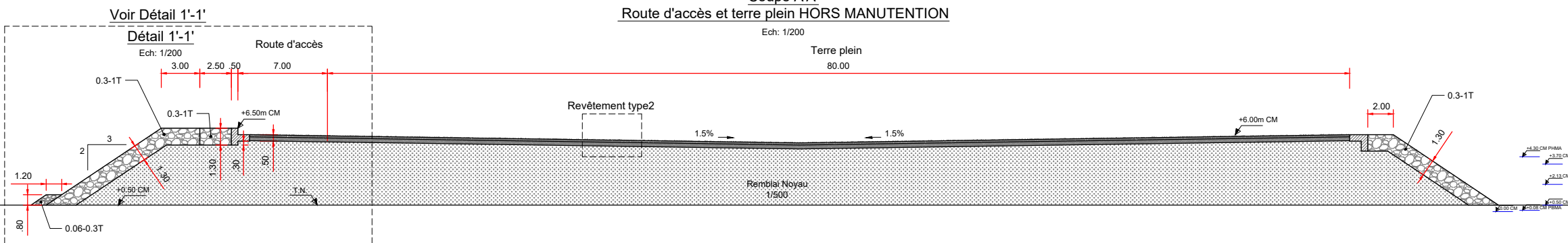
Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	APD	GEN	PLA	100	0A

Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.

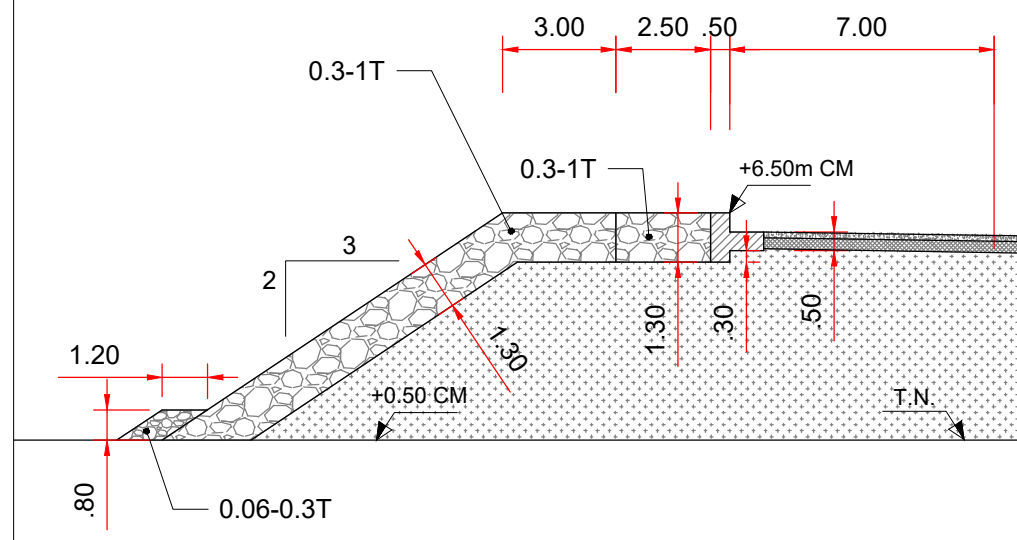
**Coupe AA**  
Route d'accès et Terre plein  
Ech: 1/100



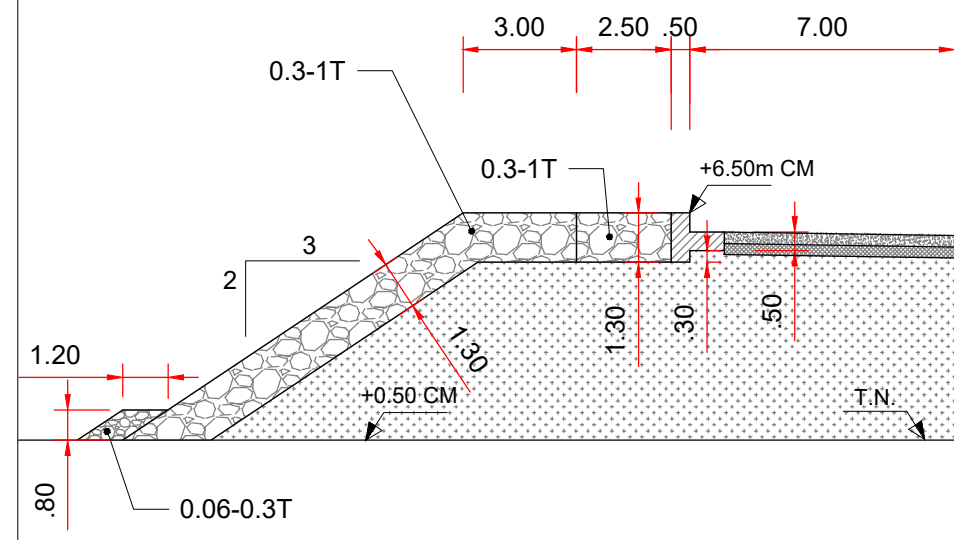
**Coupe A'A'**  
Route d'accès et terre plein HORS MANUTENTION  
Ech: 1/200



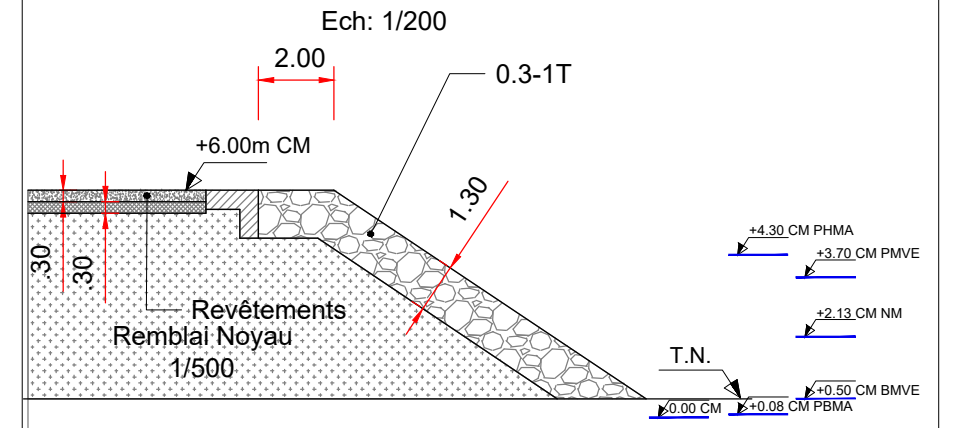
**Détail 1'-1'**  
Route d'accès  
Ech: 1/200



**Détail 1-1**  
Route d'accès  
Ech: 1/200



**Coupe BB**  
Protection terre plein  
Ech: 1/200



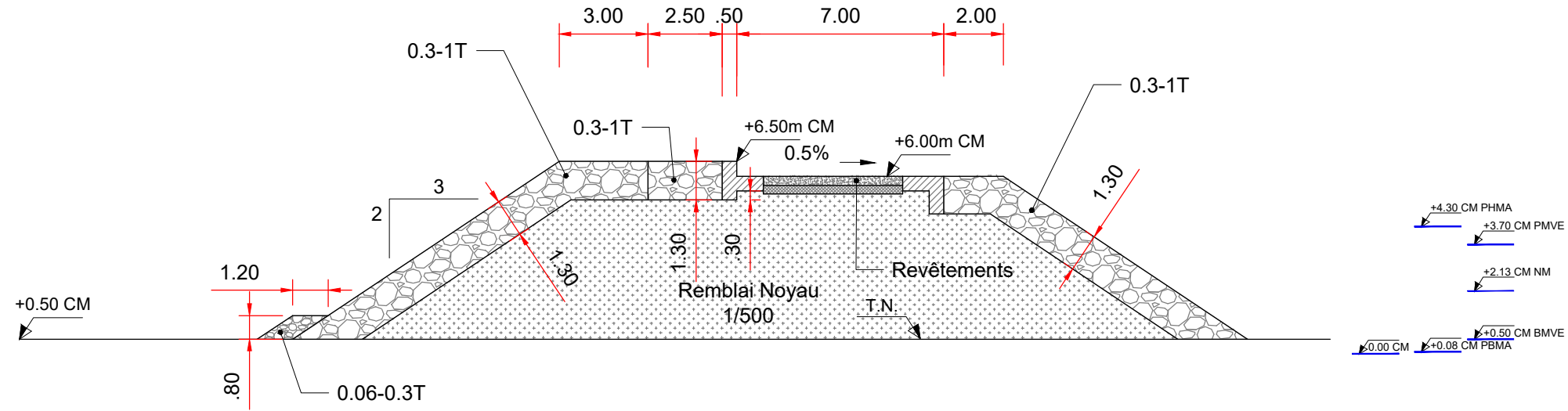
Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	AVP	CP	PLA	100	0

D:\DATA\s.lherouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-COUPES-FOMBONI.dwg // KHEROUF Slim // 30/06/2022 12:38:08 // ASH - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (297.00 X 420.00 MM) // congo-fir-fir.ctb

Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.

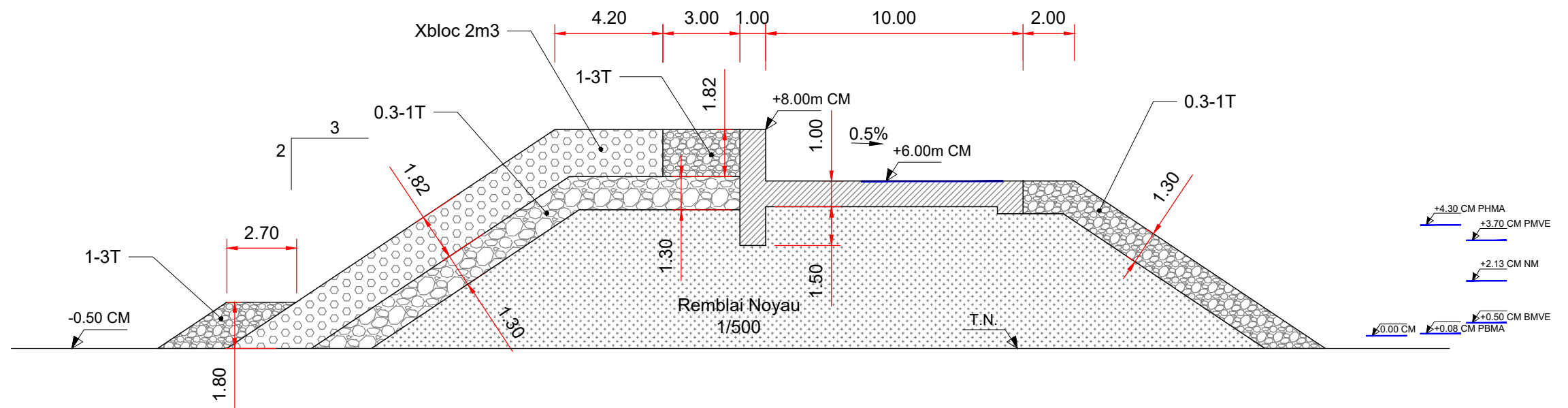
### Coupe CC Route d'accès - Section courante

Ech: 1/200



### Coupe DD Route d'accès - Extrémité

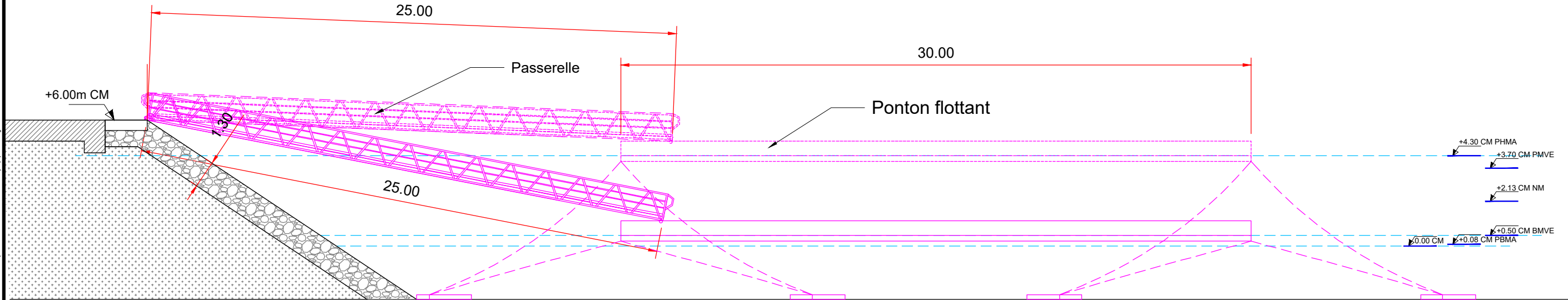
Ech: 1/200



Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	AVP	CP	PLA	100	0

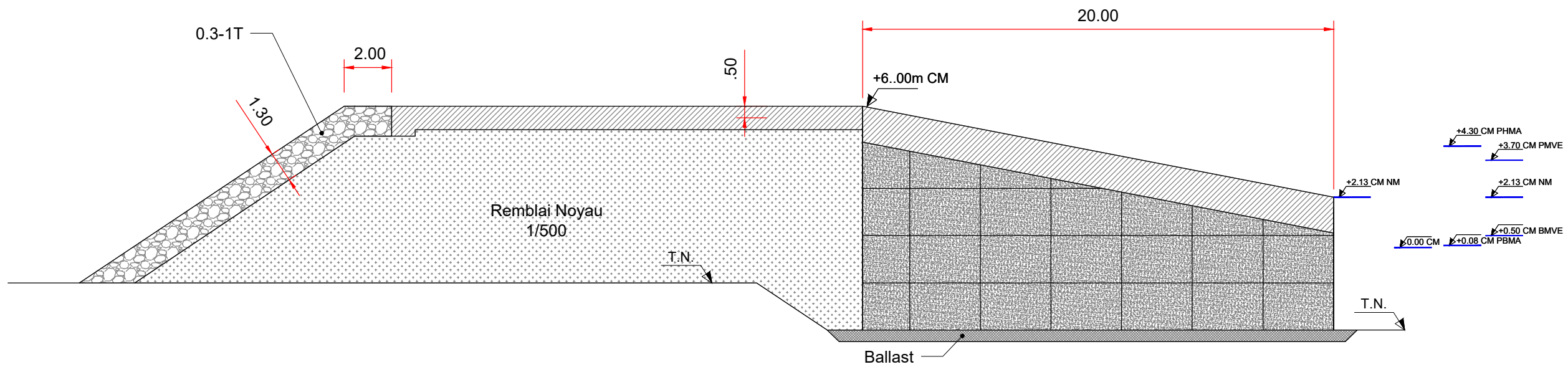
### Coupe EE Ponton flottant passagés

Ech: 1/200



### Coupe FF Poste RORO

Ech: 1/200



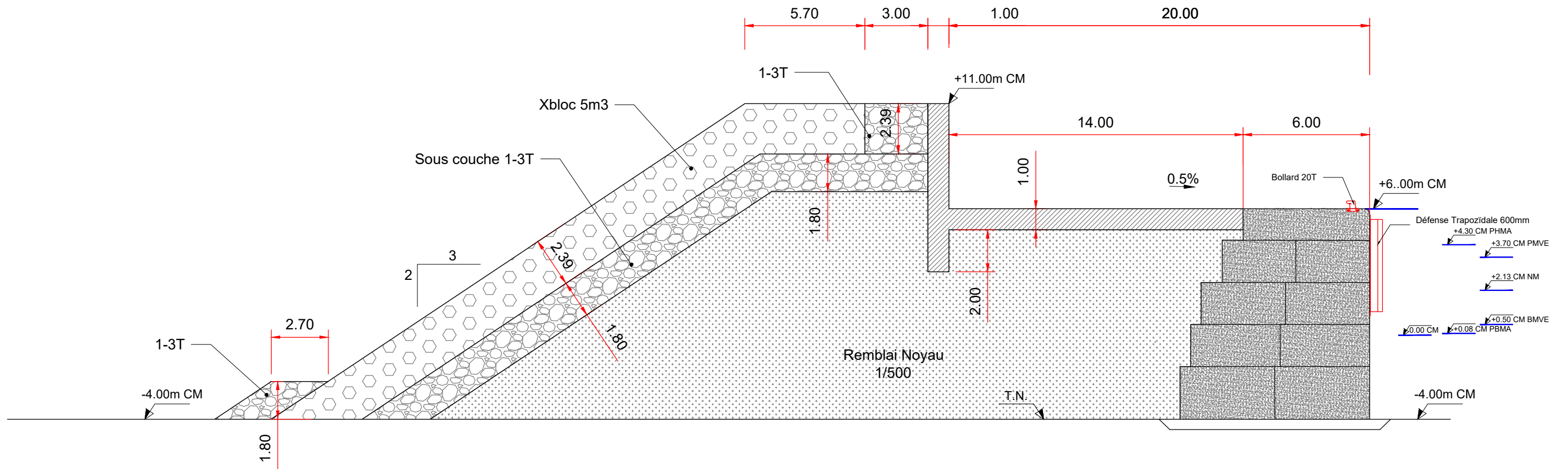
D:\DATA\s.lherouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-COUPES-FOMBONI.dwg // KHEROUF Slim // 29/06/2022 12:24:21 // A3H - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (297.00 X 420.00 MM) // congo-fin-fin.ctb

Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	AVP	CP	PLA	100	0

Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.

### Coupe G-G QUAI PASSAGERS - PECHE

Ech: 1/200



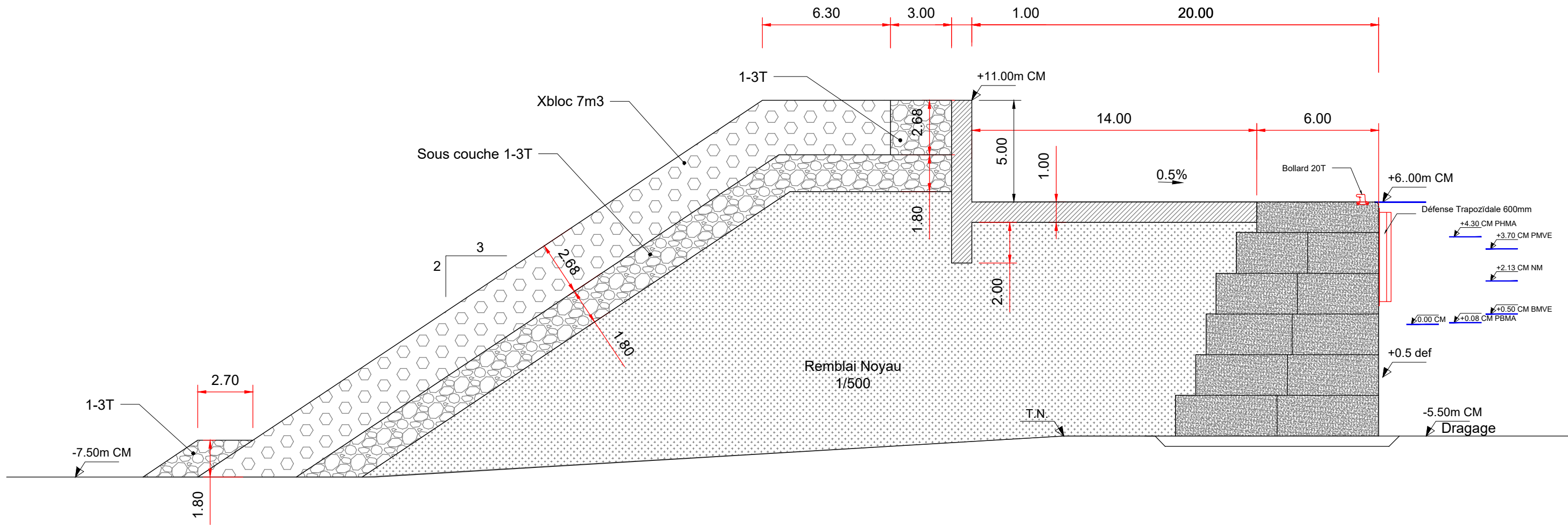
D:\DATA\s.lherouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-COUPES-FOMBONI.dwg // KHEROUF Slim // 29/06/2022 12:24:22 // A3H - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (297.00 X 420.00 MM) // congo-fin-fin.ctb

Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	AVP	CP	PLA	100	0

Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.

# Coupe HH QUAI MARCHANDISES

Ech: 1/200



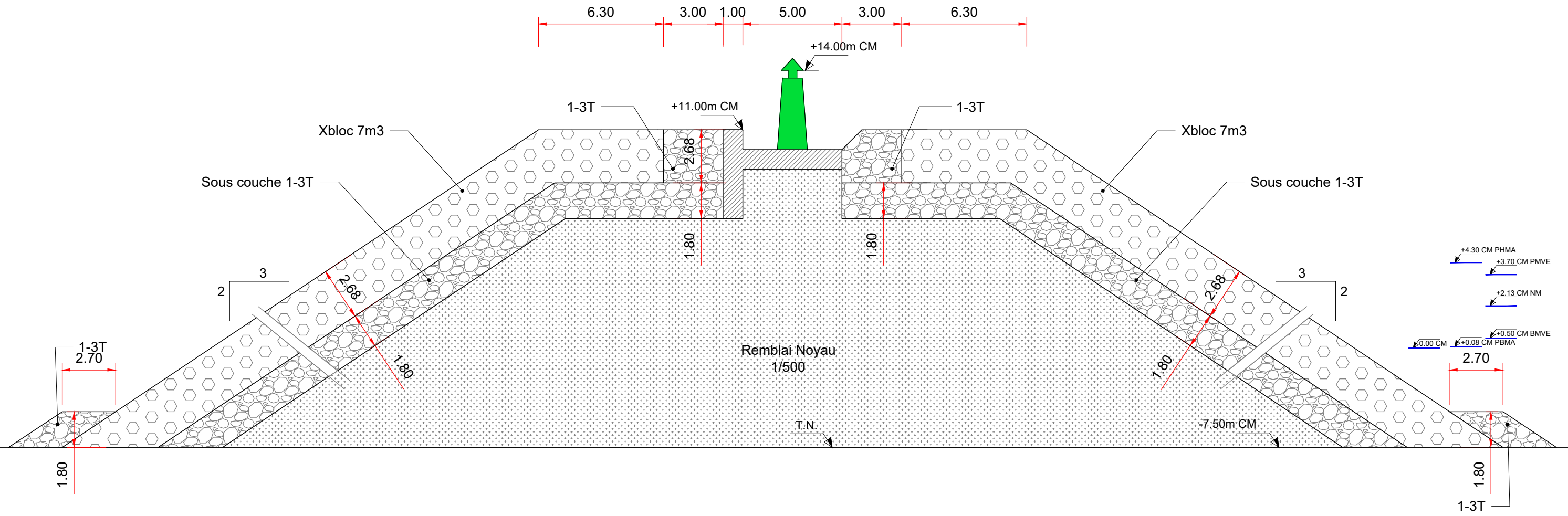
Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	AVP	CP	PLA	100	0

D:\DATA\s.lherouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-COUPES-FOMBONI.dwg // KHEROUF Slim // 29/06/2022 12:24:23 // A3H - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (297.00 X 420.00 MM) // congo-fin-ctb

Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.

### Coupe II - Musoir

Ech: 1/200



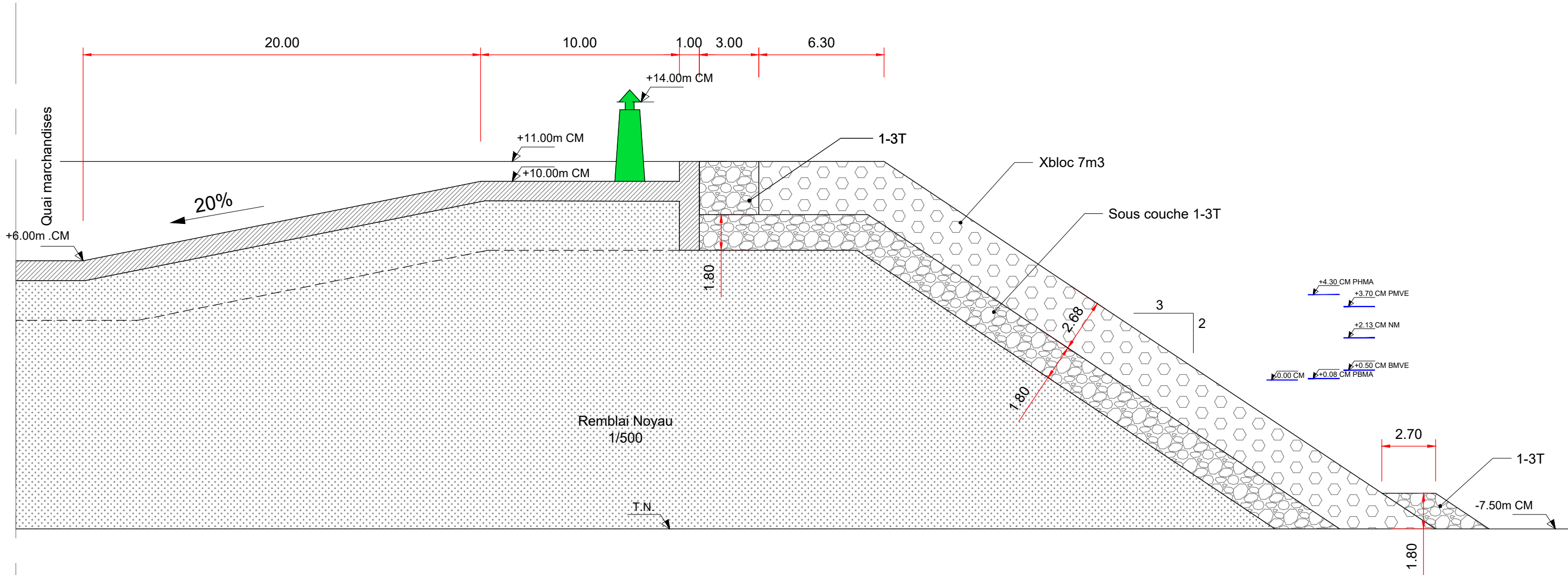
Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	AVP	CP	PLA	100	0

D:\DATA\s.lherouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-COUPES-FOMBONI.dwg // KHEROUF Slim // 29/06/2022 12:24:24 // A3H - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (297.00 X 420.00 MM) // congo-fin-fin.ctb

Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.

### Coupe JJ - Extrémité quai - Musoir

Ech: 1/200



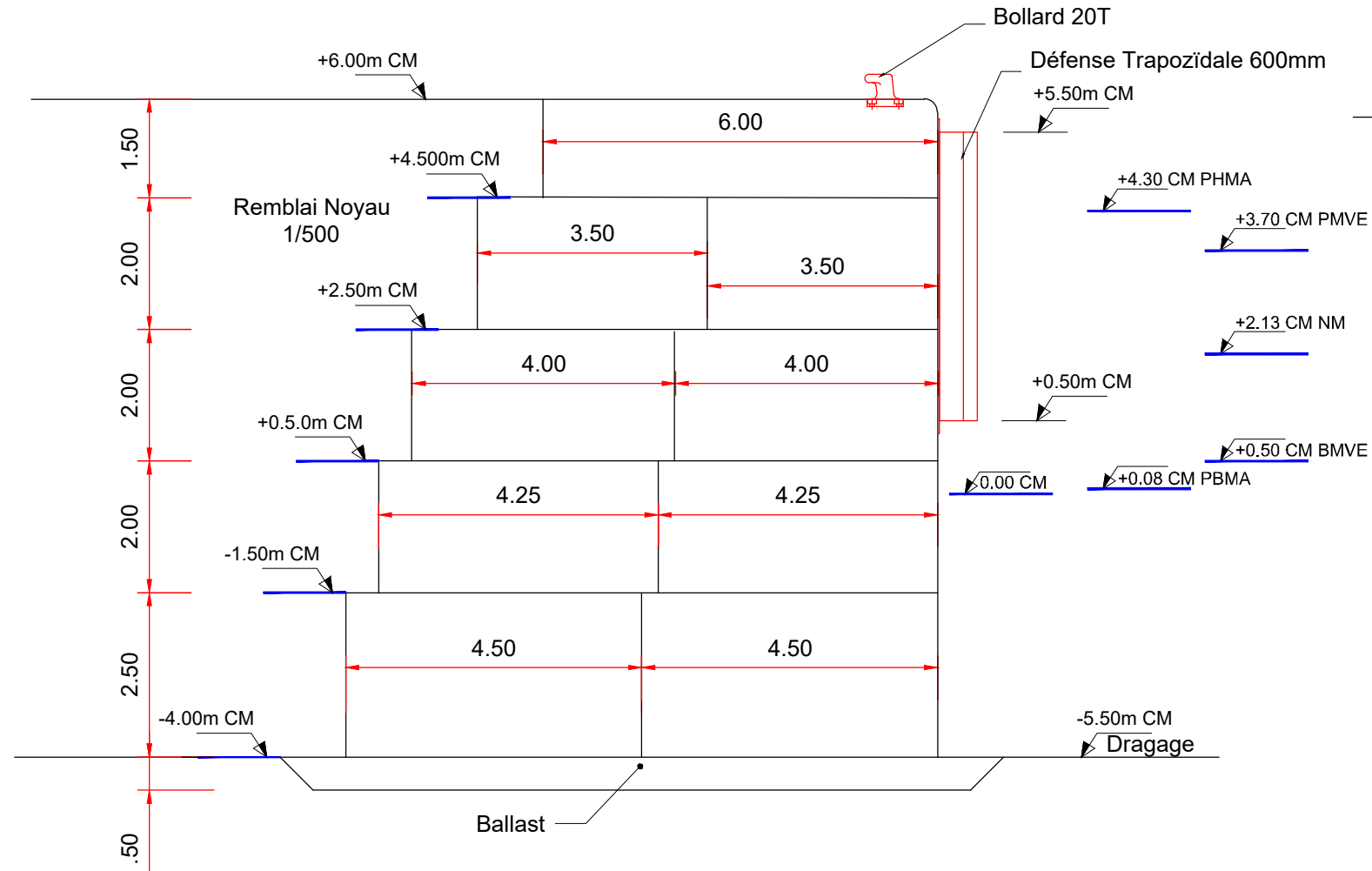
D:\DATA\s.lherouf\Desktop\donnees\APD\OCA0009-APD-GEN-PLA-100-0A-COUPES-FOMBONI.dwg // KHEROUF Slim // 29/06/2022 12:24:24 // A3H - 1:1 - ISO FULL BLEED A3 (297.00 X 420.00 MM) // congo-fin-fin.ctb

Ce plan est la propriété du Groupe EGIS, il ne peut être reproduit ou divulgué sans autorisation.

Numéro du Projet	Phase	Structure	Type	Numéro du Plan	Révision
OCA0009	AVP	CP	PLA	100	0

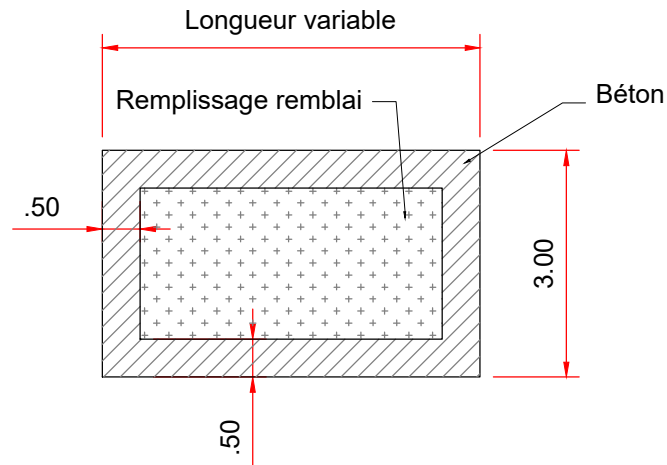
### Quai Passagers Coupe type sur quai bloc

Ech: 1/100



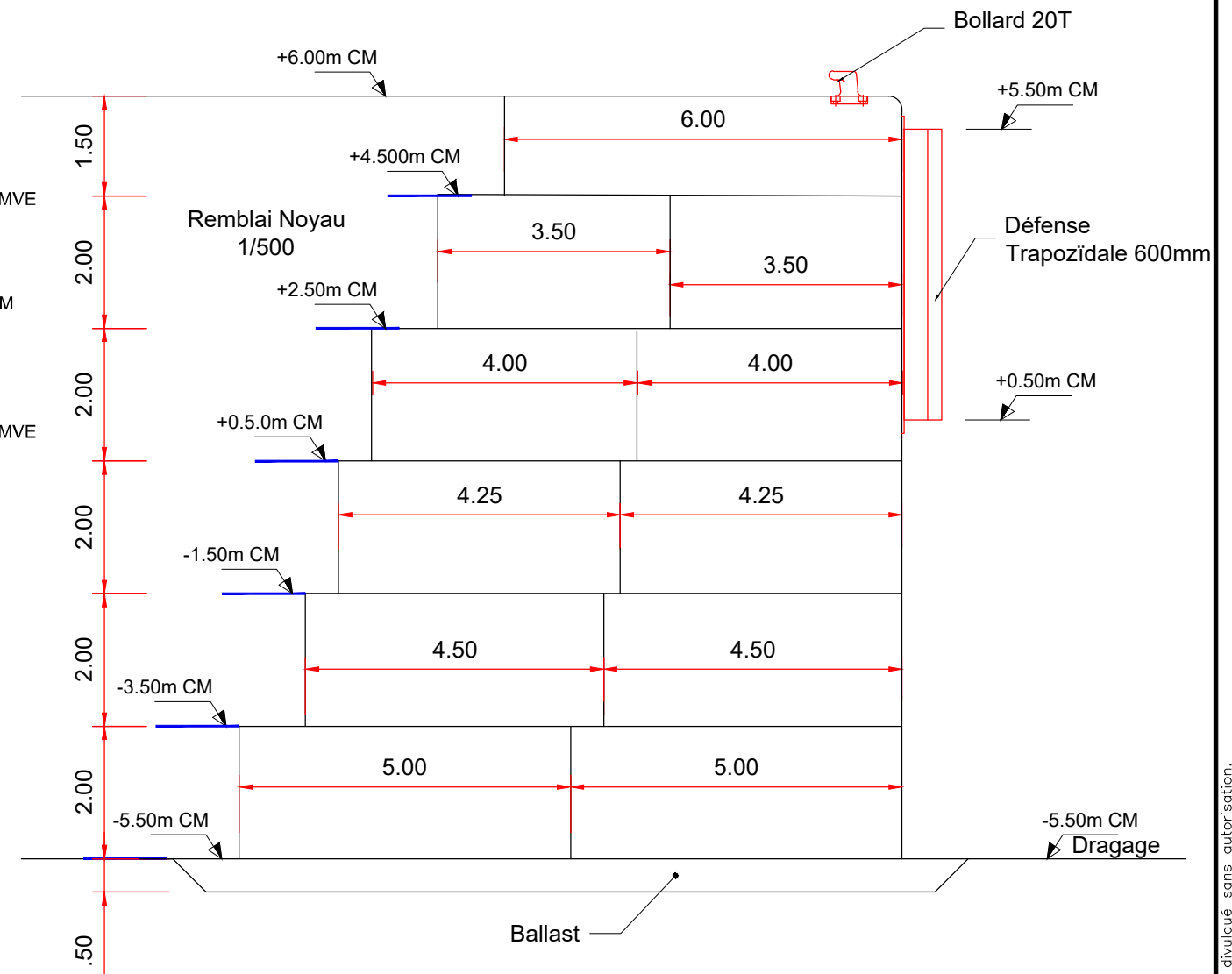
### Coupe type sur bloc

Ech: 1/100



### Quai marchandises Coupe type sur quai bloc

Ech: 1/100



Numéro du Projet

OCA0009

Phase

AVP

Structure

CP

Type

PLA

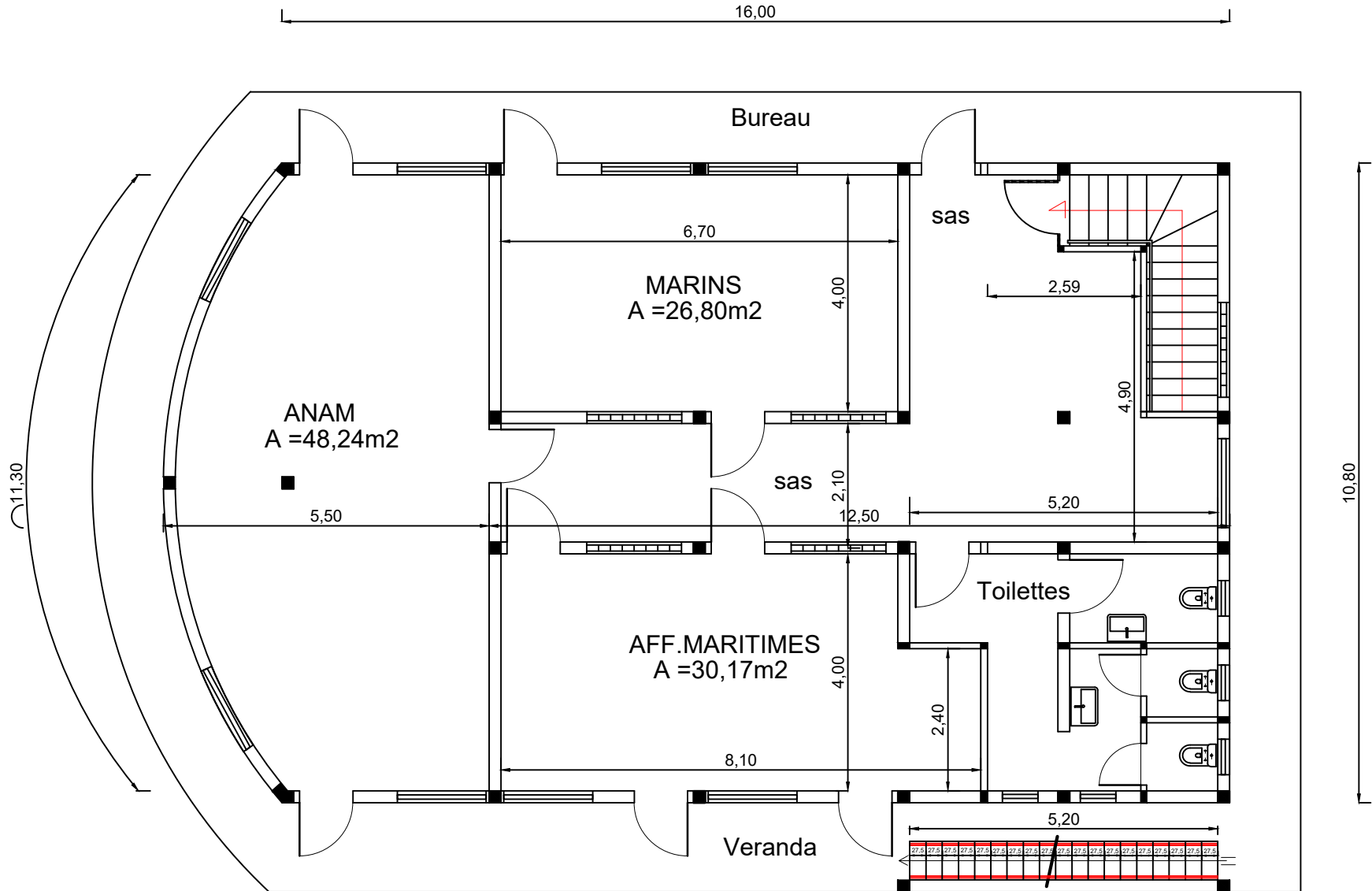
Numéro du Plan

100

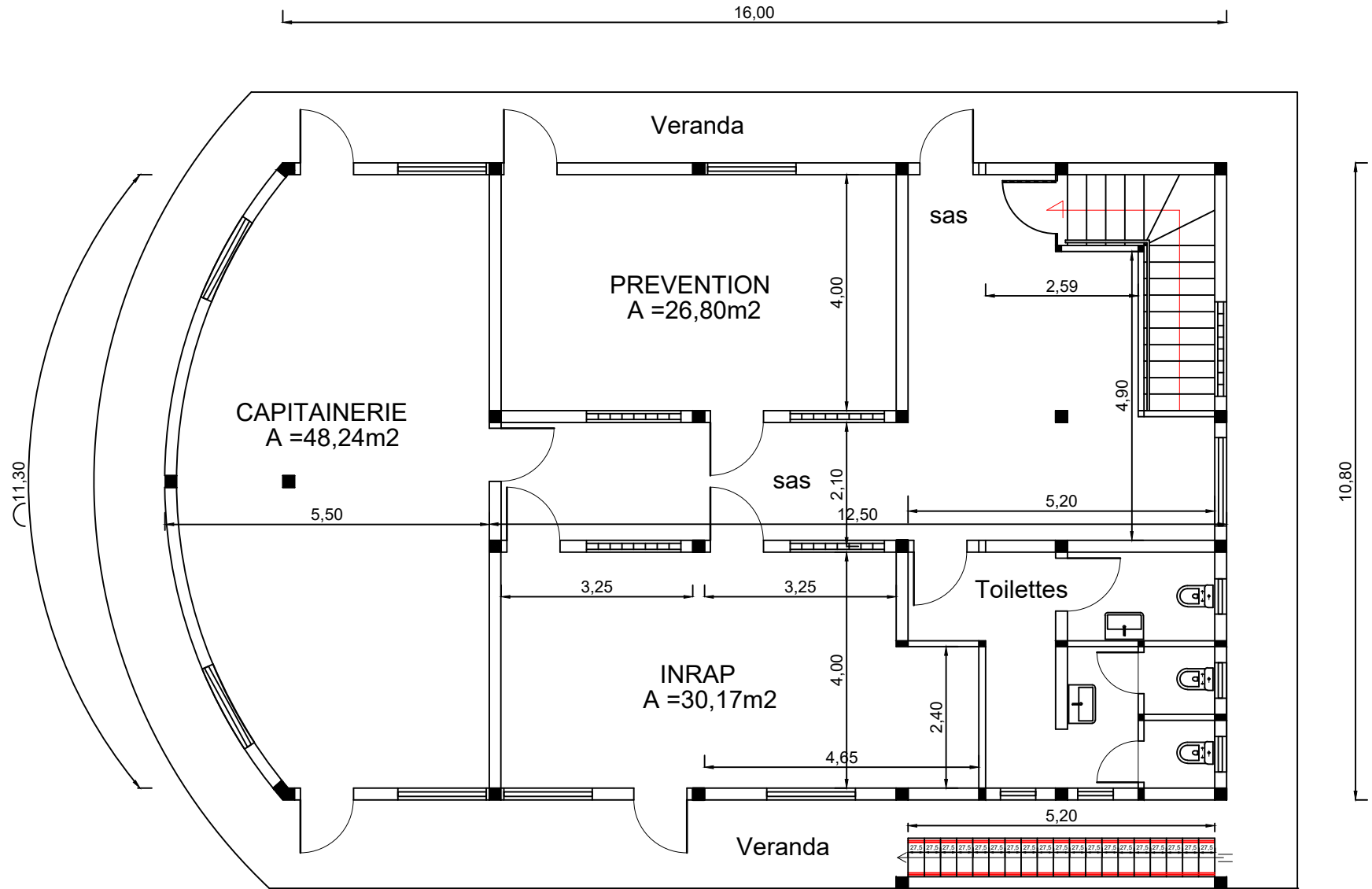
Révision

0

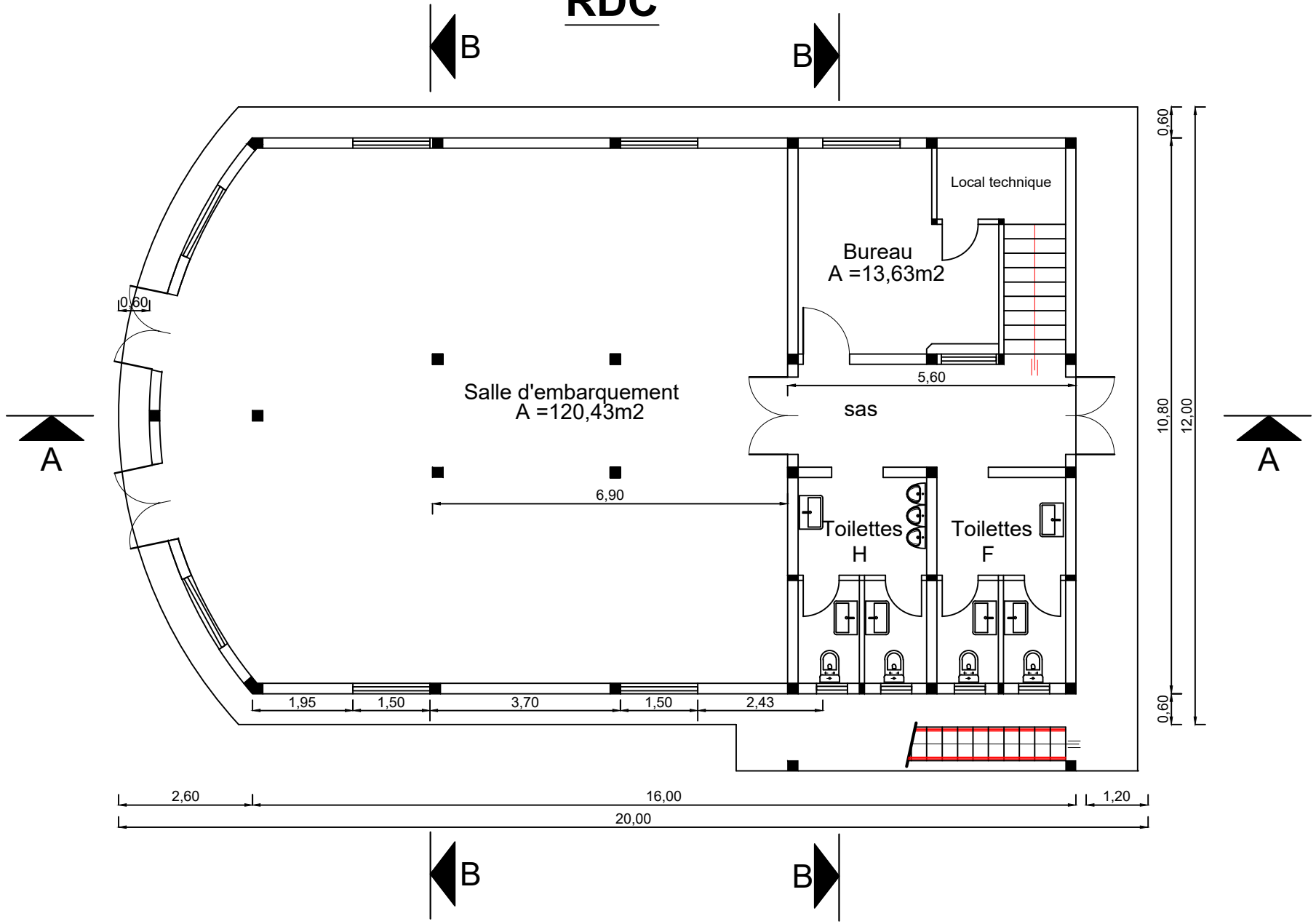
# ETAGE 1




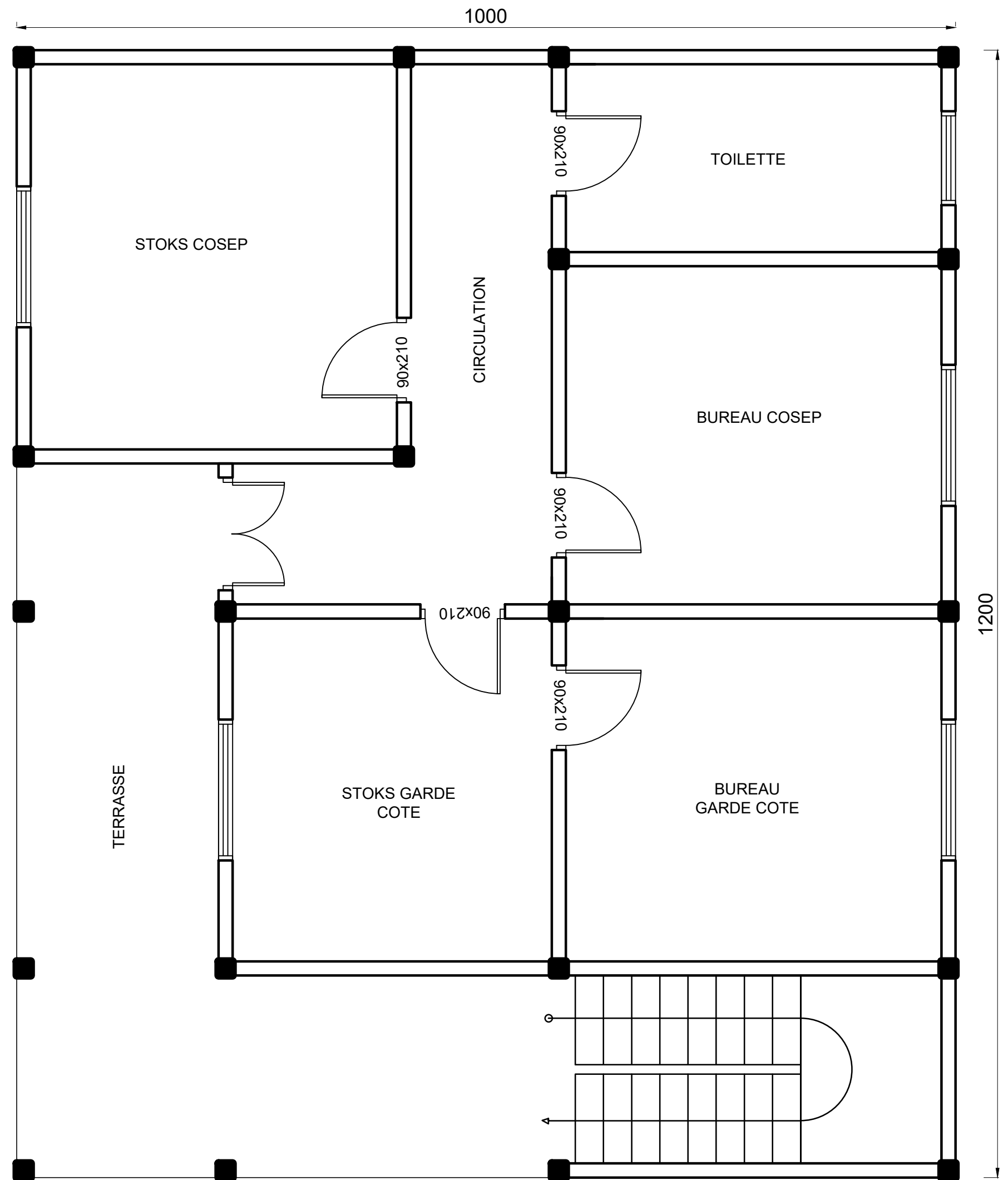
# ETAGE 2



# RDC



<b>Projet:</b>	
Projet conectivité inter îles des Comores (PICMC)	
<b>SITE:</b> Port Boingoma	
<b>BATIMENT:</b> Bâtiment de sécurité	
<b>Plan n°:</b> RDC	<b>Echelle:</b> 1/50
<b>VUE EN PLAN AVEC COTATION</b>	
	
<p>Tel: 332 87 94</p> <p>B.P. 7140 - Moroni</p> <p>Email: bececo.comores@gmail.com</p>	
Juin: 2022	





Projet:  
Projet conectivité inter iles  
des Comores (PICMC)

SITE: Port Boingoma

BATIMENT:  
Atelier Mécanique

Plan n°: P1

Echelle: 1/50

VUE EN PLAN  
AVEC COTATION



Tel: 332 87 94  
B.P. 7140 - Moroni  
Email: bececo.comores@gmail.com

Juin: 2022

