

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Aménagement d'un abri de pêche
à Kristel dans la wilaya d'Oran

Présenté par :
RAMDANE Mehdi

Encadré par :
Mr RAHMANI Douadi
Mr MECHTI Nacereddine

Promotion 2019 /2020

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à mes deux encadreurs, M. Douadi RAHMANI et M. Nacereddine MECHTI pour m'avoir guidé tout au long de ce travail. Je les remercie vivement pour leurs disponibilités et tout le savoir qu'ils m'ont inculqué.

J'adresse également mes remerciements à tout le personnel du LEM pour leur accueil sympathique, leur coopération professionnelle, ainsi que leur encadrement exemplaire et l'intérêt qu'ils ont porté à mon stage.

Enfin, je tiens également à remercier l'ensemble des enseignants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, ainsi tout le personnel administratif de l'école.

À mes parents qui m'ont tout donné.

À mon frère et ma sœur qui m'ont soutenu tout le long de mon parcours.

À mes amis qui n'ont jamais hésité à me prêter main-forte.

ملخص

في إطار الحصول على شهادة مهندس الدولة في الأشغال العمومية، اخترت موضوع هندسة الموانئ والهندسة الساحلية كموضوع لمشروع نهاية دراستي.

تم اقتراح الموضوع من قبل مديرية الأشغال العمومية لولاية وهران وهو دراسة ملجأ كريستل في ولاية وهران.

سمح لي هذا العمل بمراجعة وتطبيق جميع المعارف المكتسبة خلال تدريبي كمهندس. استندت الخطوة الأولى إلى جمع البيانات والمعلومات العامة عن البيئة البحرية والهياكل البحرية المجاورة. بعد ذلك، تم جمع البيانات المتعلقة بالمشروع الذي تمت دراسته، وهي بيانات الأرصاد الجوية والفيزيائية والجيوتقنية. ثم اقتراح تطوير شكلين مع مراعاة الاحتياجات في المشروع، انتقلت إلى اختيار البديل بناءً على دراسة متعددة المعايير. ونتيجة لذلك، قمت بتحديد أبعاد الهياكل الواقية وهياكل الرسو الداخلية للملجأ.

بعد ذلك، قدمت في دراسة حول الأثر البيئي وفقاً للإطار القانوني الجزائري للتأكد من أن هذا المشروع لا يضر بالبيئة والنظام البيئي الناتج في منطقة المشروع.

في الوقت نفسه، وللحصول على شهادة الماستر، تم تخصيص فصل للبحث في استخدام الخرسانة في البيئة البحرية. وقد تناولت خلال هذا الفصل مختلف الهجمات التي تعرضت لها الخرسانة البحرية وتقديم وسائل الوقاية منها.

الكلمات المفتاحية: الهيكل البحري، مأوى الصيد، حاجز الأمواج، الرصيف، الخرسانة البحرية، تدهور الخرسانة البحرية.

Résumé

Dans le cadre de l'obtention de mon diplôme d'Ingénieur d'État en Travaux Publics, j'ai opté pour un thème d'ingénierie portuaire et côtière comme thème pour mon projet de fin d'études.

Le thème traité est proposé par le Direction des Travaux Publics de la wilaya d'Oran et il s'agit de l'aménagement d'un abri de pêche à Kristel dans la wilaya d'Oran.

Ce travail m'a permis de revoir et mettre en application l'ensemble des connaissances acquises tout le long de ma formation d'ingénieure. La première étape s'est basée sur la collecte des données et informations générales sur le milieu marin et structures maritimes. Par la suite, la collecte de données relatives au projet étudié à savoir, les données météorologiques, océanographiques, physiques et géotechniques. Ensuite, l'élaboration de deux variantes en prenant en considération les besoins du projet. Par conséquent et à la suite d'une analyse multicritère, j'ai effectué le dimensionnement des ouvrages de protection et des ouvrages intérieurs d'accostage de la variante retenue.

Pour conclure, j'ai présenté une étude d'impact sur l'environnement conforme au cadre juridique algérien dans le but de m'assurer que ce projet ne porte pas atteinte à l'environnement et à l'écosystème établi en zone de projet.

Par la même occasion, pour l'obtention du diplôme de Master, un chapitre est consacré à une recherche bibliographique portant sur l'utilisation du béton dans le milieu marin. J'ai abordé à travers ce chapitre les différentes attaques subies par le béton par l'eau de mer et la présentation des moyens de prévention.

Mots clés : ouvrage maritime, abri de pêche, houle, digue, jetée, quai, béton dans le milieu marin, dégradation du béton marin.

Abstract

As part of the obtention of our State Engineer Degree in Public Works, i opted for coastal and maritime engineering as theme of my diploma thesis.

The theme is proposed by the direction pf public works of the wilaya of Oran and it is the development of a fishing harbour in Kristel in the wilaya of Oran.

This work allowed me to review and apply the knowledge acquired throughout my training as an engineer. The first step was based on the collection of general data and information on the marine environment and maritime structures. Subsequently, the collection of data relating to the project studied, namely meteorological, oceanographic, physical and geotechnical data. Then, the development of two variants considering the needs of the project, I proceeded to the choice of variant based on a multi-criteria study. Consequently, I have dimensioned the protective structures and the interior berthing structures.

To conclude, I advanced an environmental impact study in accordance with the Algerian legal framework in order to ensure that this project does not harm the environment and the ecosystem established in the project area.

At the same time, to obtain the Master's degree, a chapter was devoted to research on the use of concrete in the marine environment. Throughout this chapter, I have addressed the various attacks suffered by concrete by seawater and the means of prevention.

Keywords: maritime structure, fishing harbour, swell, breakwater, pier, wharf, marine concrete, degradations due to water sea.

Liste des figures

CHAPITRE I : Généralités sur le milieu marin.....	23
Figure I.1. L'influence du vent et représentation du fetch	23
Figure I.2. Rides de sables (ripple-marks).....	23
Figure I.3. Caractéristiques d'une houle.....	24
Figure I.4. Courants marins en méditerranée	25
CHAPITRE II : Généralités sur les ouvrages portuaires.....	28
Figure II.1. Les jetées du port Honaine dans la wilaya de Aïn Témouchent.....	31
Figure II.2. Coupe-type d'une digue à talus.....	31
Figure II.3. Coupe-type d'une digue verticale	32
Figure II.4. Coupe-type d'une digue mixte	32
CHAPITRE III : Présentation du projet et collecte de données.....	37
Figure III.1. Zone d'observation des navires	39
Figure III.2. Carte de zonage sismique du territoire national.....	40
CHAPITRE IV : Etude d'aménagement.	43
Figure IV.1. Plan de masse de la variante 1 d'aménagement.....	46
Figure IV.2. Plan de masse de la variante 2 d'aménagement.....	47
CHAPITRE VI : Dimensionnement des ouvrages intérieurs.....	64
Figure VI.1. Vue en coupe du quai en bloc à -4.00m.....	65
Figure VI.2. Schéma statique du couronnement du quai à -4.00m	78
Figure VI.3. Schéma statique 1 du couronnement du quai à -4.00m (1er cas).....	79
Figure VI.4. Schéma statique 2 du couronnement du quai à -4.00m (1er cas).....	79
Figure VI.5. Schéma statique 1 du couronnement du quai à -4.00m (2ème cas)	79
Figure VI.6. Schéma statique 2 du couronnement du quai à -4.00m (2ème cas)	80
Figure VI.7. Schéma statique 1 du couronnement du quai à -4.00m (3ème cas)	80
Figure VI.8. Schéma statique 2 du couronnement du quai à -4.00m (3ème cas)	81
Figure VI.9. Coupe transversale de l'appontement à -2.50m.....	82
Figure VI.10. Différentes coupes de la prédalle d'appontement.....	86
Figure VI.11. Transformation de BELAZOUGUI	87
Figure VI.12. Section de la poutre de rive (1ère phase)	88
Figure VI.13. Section de la poutre de rive (2ème phase)	89
Figure VI.14. Coupe longitudinale du chevêtre	90
Figure VI.15. Section transversale du chevêtre (1ère phase)	90
Figure VI.16. Section transversale du chevêtre (2ème phase)	91
Figure VI.17. Vue en coupe et en plan de la semelle	92

CHAPITRE VII : Étude d'impact sur l'environnement	95
Figure VII.1. Localisation de la zone de projet	96
ANNEXE D : Dimensionnement des ouvrages de protection.	114
Figure D.1. Abaque de correction due au poids	116
Figure D.2. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $ds/H'0 = 0$	116
Figure D.3. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $ds/H'0 = 0.45$	117
Figure D.4. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $ds/H'0 = 0.8$	117
Figure D.5. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $ds/H'0 = 1$	118
Figure D.6. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $ds/H'0 = 2.00$	118
Figure D.7. Coefficient de correction K permettant de tenir compte de l'effet d'échelle	119
Figure D.8. Demi-coupe transversale du profil musoir de la jetée principale.....	119
Figure D.9. Coupe transversale 1 du profil courant de la jetée principale	120
Figure D.10. Coupe transversale 2 du profil courant de la jetée principale	120
Figure D.11. Coupe transversale 2 du profil enracinement de la jetée principale.....	120
Figure D.12. Coupe transversale du profil courant de l'épi	121
Figure D.13. Coupe transversale de la protection du terre-plein.....	121
Figure D.14. Coupe transversale 01 du talus amortissant	121
Figure D.15. Coupe transversale 02 du talus amortissant	122
Figure D.16. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil enracinement (jetée principale).....	122
Figure D.17. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil enracinement (jetée principale).....	122
Figure D.18. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil courant (jetée principale).....	123
Figure D.19. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil courant (jetée principale).....	123
Figure D.20. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil musoir (jetée principale).....	123
Figure D.21. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil musoir (jetée principale).....	123
ANNEXE E : Dimensionnement des quais à -4.00m.....	125
Figure E.1. Vue en élévation et en plan du bloc type 1	125
Figure E.2. Vue en élévation et en plan du bloc type 2.....	125
Figure E.3. Vue en élévation et en plan du bloc type 3	126

Figure E.4. Vue en élévation du couronnement	126
Figure E.5. Vérification du glissement circulaire cas statique (quai 4.00m).....	128
Figure E.6. Vérification du glissement circulaire cas dynamique (quai 4.00m)	128
ANNEXE F : Dimensionnement des quais à -2.50m.....	132
Figure F.1. Vue en coupe du quai en bloc à -2.50 m.....	132
Figure F.2. Vue en élévation et en plan du bloc type A	133
Figure F.3. Vue en élévation et en plan du bloc type B	133
Figure F.4. Vue en élévation du couronnement.....	134
Figure F.5. Vérification du glissement circulaire cas statique (quai 2.50m).....	139
Figure F.6. Vérification du glissement circulaire cas dynamique (quai 2.50m)	140
ANNEXE G : Dimensionnement des appontements.....	147
Figure G.1. Modélisation de la prédalle	147
Figure G.2. Schéma statique de la poutre d'appui.....	147
Figure G.3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutre d'appui	147
Figure G.4. Diagramme des efforts tranchant de la poutre d'appui	148
Figure G.5. Schéma statique de la poutre de rive (1 ^{ère} phase).....	148
Figure G.6. Diagramme des efforts tranchant de la poutre de rive (1 ^{ère} phase)	148
Figure G.7. Diagramme des moments fléchissant de la poutre de rive (1 ^{ère} phase).....	148
Figure G.8. Schéma statique de la poutre de rive (2 ^{ème} phase).....	148
Figure G.9. Diagramme des moments fléchissant de la poutre de rive (2 ^{ème} phase).....	149
Figure G.10. Diagramme des efforts tranchant de la poutre de rive (2 ^{ème} phase)	149
Figure G.11. Schéma statique du chevêtre (1 ^{ère} phase)	149
Figure G.12. Diagramme des moments fléchissant du chevêtre (1 ^{ère} phase)	149
Figure G.13. Diagramme des efforts tranchant du chevêtre (1 ^{ère} phase).....	149
Figure G.14. Schéma statique du chevêtre (2 ^{ème} phase).....	150
Figure G.15. Diagramme des moments fléchissant du chevêtre (2 ^{ème} phase)	150
Figure G.16. Diagramme des efforts tranchant du chevêtre (2 ^{ème} phase).....	150
Figure G.17. Diagramme des moments fléchissant du portique.....	150
Figure G.18. Diagramme des efforts normaux du portique.....	151
Figure G.19. Diagramme des efforts tranchant du portique	151
Figure G.20. Schéma statique de la semelle	151
Figure G.21. Diagramme des moments fléchissant de la semelle	151
Figure G.22. Diagramme des efforts tranchant de la semelle	151

Liste des photos

CHAPITRE III : Présentation du projet et collecte de données.....	37
Photo III.1. Plan de situation de la zone d'étude à Kristel (Wilaya d'Oran).....	37
ANNEXE C : Photos du site d'étude	111
Photo C.1. Vue sur le bassin où l'abri de pêche sera implanté.....	111
Photo C.2. Vue à partir du bassin vers le large, dans la direction ouest.....	111
Photo C.3. Aperçu sur la bordure ouest et vue sur la sortie sud-ouest du bassin vers le golfe d'Oran	112
Photo C.4. Aperçu de la bordure est du bassin.....	112

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Généralités sur les ouvrages portuaires.....	28
Tableau II.1. Tableau comparatif entre les différents types de digues maritimes	33
CHAPITRE III : Présentation du projet et collecte de données.....	37
Tableau III.1. Fréquences des vents par direction	38
Tableau III.2. Longueur des fetchs selon la direction	38
Tableau III.3. Amplitude de la houle H 1/3 (m).....	39
Tableau III.4. Directions des houles dominantes	40
Tableau III.5. Valeurs des houles au large d’Oran (SSMO –région Ouest Algérie).....	40
Tableau III.6. Hypothèses géotechniques.....	41
Tableau III.7. Caractéristiques des embarcations	41
CHAPITRE IV : Etude d’aménagement.	43
Tableau IV.1. Besoins en termes de linéaire pour l’amarrage.....	43
Tableau IV.2. Besoins en termes de linéaire : quais.....	44
Tableau IV.3. Besoins en termes de surface.....	44
Tableau IV.4. Comparaison des variantes	48
CHAPITRE V : Dimensionnement des ouvrages de protection	50
Tableau V.1. Poids des blocs de carapace de la jetée principale.....	51
Tableau V.2. Épaisseurs de la carapace de la jetée principale	52
Tableau V.3. Nombre de blocs de carapace de la jetée principale	52
Tableau V.4. Hauteurs de berme de la jetée principale	53
Tableau V.5. Largeurs de berme de la jetée principale	54
Tableau V.6. Poids du filtre de la jetée principale.....	54
Tableau V.7. Épaisseurs du filtre de la jetée principale	54
Tableau V.8. Diamètre médian des matériaux du filtre de la jetée principale	55
Tableau V.9. Poids du noyau de la jetée principale.....	55
Tableau V.10. Poids de la butée de pieds de la jetée principale.....	56
Tableau V.11. Épaisseur de la butée de pied de la jetée principale.....	56
Tableau V.12. Paramètres de vérification des lois de TERZAGHI pour la jetée principale	57
Tableau V.13. Vérification des lois de TERZAGHI pour la jetée principale	57
Tableau V.14. Poids des blocs de la carapace de l’épi	57
Tableau V.15. Épaisseurs de la carapace de l’épi.....	57
Tableau V.16. Nombre de blocs de la carapace de l’épi	58
Tableau V.17. Poids du filtre de l’épi.....	58
Tableau V.18. Diamètre médian des matériaux du filtre de l’épi.....	58
Tableau V.19. Épaisseurs du filtre de l’épi	58

Tableau V.20. Poids du noyau de l'épi.....	58
Tableau V.21. Poids de la butée de pieds de l'épi.....	58
Tableau V.22. Épaisseurs de la butée de pieds de l'épi.....	59
Tableau V.23. Paramètres de vérification des lois de TERZAGHI pour l'épi.....	59
Tableau V.24. Vérification des lois de TERZAGHI pour l'épi.....	59
Tableau V.25. Caractéristiques du béton utilisé pour le couronnement.....	59
Tableau V.26. Caractéristiques de l'acier utilisé pour le couronnement.....	60
Tableau V.27. Effort horizontal de houle sur le couronnement de la jetée principale ...	60
Tableau V.28. Efforts internes maximaux du couronnement.....	61
Tableau V.29. Ferrailage longitudinal du mur de couronnement.....	61
Tableau V.30. Ferrailage transversal du mur de couronnement.....	61
CHAPITRE VI : Dimensionnement des ouvrages intérieurs.....	64
Tableau VI.1. Données physiques et géotechniques	64
Tableau VI.2. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 1	66
Tableau VI.3. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 2	66
Tableau VI.4. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 3	66
Tableau VI.5. Valeurs des caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement	66
Tableau VI.6. Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements	67
Tableau VI.7. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc de type 1	67
Tableau VI.8. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc de type 2	67
Tableau VI.9. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du couronnement	67
Tableau VI.10. Poussée des terres sur le quai à -4.00m (cas statique).....	69
Tableau VI.11. Poussée des terres sur le quai à -4.00m (cas dynamique).....	69
Tableau VI.12. Poussée due aux surcharges sur le quai à -4.00m (cas statique)	69
Tableau VI.13. Poussée due aux surcharges sur le quai à -4.00m (cas dynamique).....	70
Tableau VI.14. Poussée hydrostatique de marnage sur le quai à -4.00m	70
Tableau VI.15. Valeurs des caractéristiques géométriques du quai à -4.00m par mètre linéaire	71
Tableau VI.16. Valeurs des coefficients de sécurité	72
Tableau VI.17. Efforts appliqués sur le quai à -4.00m (cas statique).....	72
Tableau VI.18. Capacité portante de l'assise en enrochement du quai à -4.00m (cas statique).....	73
Tableau VI.19. Capacité portante du sol de fondation du quai à -4.00m (cas statique) ..	73
Tableau VI.20. Efforts appliqués sur le quai à -4.00m (cas dynamique)	74

Tableau VI.21. Capacité portante de l'assise en enrochement du quai à -4.00m (cas dynamique).....	74
Tableau VI.22. Capacité portante du sol de fondation du quai à -4.00m (cas dynamique).....	74
Tableau VI.23. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -4.00m (cas statique). 75	
Tableau VI.24. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -4.00m (cas dynamique).....	75
Tableau VI.25. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc 3 du quai à -4.00m (cas statique).....	76
Tableau VI.26. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -4.00m (cas dynamique).....	76
Tableau VI.27. Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc 3 et 2 du quai à -4.00m (cas statique).....	77
Tableau VI.28. Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc 3 et 2 du quai à -4.00m (cas dynamique).....	77
Tableau VI.29. Efforts verticaux agissant sur le couronnement du quai à -4.0m	78
Tableau VI.30. Armatures longitudinales du couronnement du quai à -4.00 m.....	82
Tableau VI.31. Armatures transversales du couronnement du quai à -4.00 m.....	82
Tableau VI.32. Caractéristiques géométriques de l'appontement.....	83
Tableau VI.33. Efforts appliqués sur l'appontement (cas statique)	84
Tableau VI.34. Capacité portante de l'assise en enrochement de l'appontement (cas statique).....	84
Tableau VI.35. Capacité portante du sol de fondation de l'appontement (cas statique). 84	
Tableau VI.36. Efforts appliqués sur l'appontement (cas dynamique)	84
Tableau VI.37. Capacité portante de l'assise en enrochement de l'appontement (cas dynamique).....	85
Tableau VI.38. Capacité portante du sol de fondation de l'appontement (cas dynamique).....	85
Tableau VI.39. Caractéristiques des matériaux utilisés pour les éléments de l'appontement.....	86
Tableau VI.40. Efforts agissants sur la prédalle + combinaisons (Prédalle).....	87
Tableau VI.41. Efforts internes de la prédalle.....	87
Tableau VI.42. Armatures longitudinales de la prédalle	87
Tableau VI.43. Efforts agissants sur la prédalle + combinaisons (Poutres d'appui).....	88
Tableau VI.44. Efforts internes de la poutre d'appui	88
Tableau VI.45. Armatures longitudinales et transversales de la poutre d'appui.....	88
Tableau VI.46. Efforts internes de la poutre de rive (flexion longitudinale) (1 ^{ère} phase) 88	
Tableau VI.47. Armatures longitudinales et transversales de la poutre de rive (2 ^{ème} phase)	89

Tableau VI.48 Efforts internes de la poutre de rive (flexion longitudinale) (2ème phase)	89
Tableau VI.49. Armatures longitudinales et transversales de la poutre de rive (2ème phase)	89
Tableau VI.50. Efforts agissant sur le chevêtre (1 ^{ère} phase)	90
Tableau VI.51. Efforts internes du chevêtre (1ère phase)	90
Tableau VI.52. Armatures longitudinales et transversales du chevêtre (1 ^{ère} phase)	91
Tableau VI.53. Efforts agissant sur le chevêtre (2ème phase)	91
Tableau VI.54. Efforts internes du chevêtre (2ème phase)	91
Tableau VI.55. Armatures longitudinales et transversales du chevêtre (2ème phase)	91
Tableau VI.56. Efforts verticaux agissant sur le portique	92
Tableau VI.57. Efforts horizontaux agissant sur le portique et leurs moments réduits à la tête des piles	92
Tableau VI.58. Efforts internes du portique	92
Tableau VI.59. Armatures longitudinales et transversales des piles	92
Tableau VI.60. Efforts agissant sur la semelle	93
Tableau VI.61. Efforts internes de la semelle	93
Tableau VI.62. Armatures longitudinales et transversales de la semelle	93
CHAPITRE VII : Étude d'impact sur l'environnement	95
Tableau VII.1. Description du projet de l'abri de pêche Krsistel	96
Tableau VII.2. Impacts et mesures de prévention et d'atténuation en phase de construction	97
Tableau VII.3. Impacts et mesures de prévention et d'atténuation en phase d'exploitation	98
CONCLUSION GÉNÉRALE	99
ANNEXE A : Topographie et bathymétrie.	102
Tableau A.1. Coordonnées du point de base	102
Tableau A.2. Résultats des sondages	104
ANNEXE B : Etude de réfraction de la houle.	106
Tableau B.1. Direction 315°N pour T= 6s	107
Tableau B.2. Direction 315°N pour T= 9s	107
Tableau B.3. Direction 315°N pour T= 11s	107
Tableau B.4. Direction 270°N pour T= 6s	108
Tableau B.5. Direction 270°N pour T= 9s	108
Tableau B.6. Direction 270°N pour T= 11s	108
Tableau B.7. Direction 360°N pour T= 6s	108
Tableau B.8. Direction 360°N pour T= 9s	108
Tableau B.9. Direction 360°N pour T= 11s	108

Tableau B.10. Caractéristique de la houle pour la direction 315°N	109
Tableau B.11. Caractéristique de la houle pour la direction 270°N	109
Tableau B.12. Caractéristique de la houle pour la direction 360°N	109
ANNEXE C : Photos du site d'étude	111
ANNEXE D : Dimensionnement des ouvrages de protection.	114
Tableau D.1. Coefficient de stabilité <i>KD</i> par type de bloc proposé par SOGREAH....	114
Tableau D.2. Valeurs expérimentales de la perméabilité et du coefficient d'épaisseur de couche proposé par SOGREAH.....	115
Tableau D.3. Coefficient de rugosité <i>r</i> pour différents types de talus en enrochement.	115
Tableau D.4. Coefficients empiriques <i>a</i> et <i>b</i> des essais de Jensen, Bradbury et al	122
ANNEXE E : Dimensionnement des quais à -4.00m.....	125
Tableau E.1. Abaque de CAQUOT et KERISEL.....	127
Tableau E.2. Armatures longitudinales sous charges verticales pour nappe supérieure	129
Tableau E.3. Armature longitudinale sous charges verticales pour nappe inférieure ...	129
Tableau E.4. Armature longitudinale sous charges horizontales pour nappe extérieure	129
Tableau E.5. Armatures transversales sous charges verticales.....	130
Tableau E.6. Armatures transversales sous charges horizontales	130
ANNEXE F : Dimensionnement des quais à -2.50m.....	132
Tableau F.1. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type A	133
Tableau F.2. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type B.....	133
Tableau F.3. Valeurs des caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement	134
Tableau F.4. Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements	134
Tableau F.5. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc de type A	135
Tableau F.6. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du couronnement	135
Tableau F.7. Poussée des terres sur le quai à -2.50 m (cas statique).....	135
Tableau F.8. Poussée des terres sur le quai à -2.50 m (cas dynamique).....	135
Tableau F.9. Poussée due aux surcharges sur le quai à -2.50m (cas statique)	136
Tableau F.10. Poussée due aux surcharges sur le quai à -2.50m (cas dynamique).....	136
Tableau F.11. Poussée hydrostatique de marnage sur le quai à -2.50m	136
Tableau F.12. Poussée hydrodynamique sur le quai à -2.50m	136
Tableau F.13. Valeurs des caractéristiques géométriques du quai à -2.50m par mètre linéaire.....	137
Tableau F.14. Efforts appliqués sur le quai à -2.50m (cas statique).....	137
Tableau F.15. Capacité portante de l'assise en enrochement	138
Tableau F.16. Capacité portante du sol de fondation	138

Tableau F.17. Efforts appliqués sur le quai à -2.50m (cas dynamique)	138
Tableau F.18. Capacité portante de l'assise en enrochement	139
Tableau F.19. Capacité portante du sol de fondation	139
Tableau F.20. Coefficients obtenus par TALREN pour le glissement circulaire (quai 2.50m)	139
Tableau F.21. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -2.50m (cas statique). 140	
Tableau F.22. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -2.50m (cas dynamique)	141
Tableau F.23. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc B du quai à -2.50m (cas statique)	141
Tableau F.24. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc B du quai à -2.50m (cas dynamique)	142
Tableau F.25. Efforts internes (horizontaux) maximaux du couronnement du quai à -2.50 m	142
Tableau F.26. Efforts verticaux agissant sur le couronnement du quai à -2.50 m	142
Tableau F.27. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -2.50 m	143
Tableau F.28. Armatures longitudinales sous charges verticales pour nappe supérieure	144
Tableau F.29. Armatures longitudinales sous charges verticales pour nappe inférieure	144
Tableau F.30. Armatures longitudinales sous charges horizontales pour nappe extérieure	144
Tableau F.31. Armatures transversales sous charges verticales	145
Tableau F.32. Armatures transversales sous charges horizontales	145

Annotations

S.S.M.O : Summary of Synoptic Meteorological Observations de l'US.NAVAL WEATHER-SERVICE

NGA : niveau d'eau général en Algérie

ZH : zéro hydrographique

l_e : longueur totale du navire de projet

C.E.R.C : Coastal Engineering Research Center

S_a : Surface du plan d'eau

V : volume de l'élément considéré ;

S : surface de l'élément considéré ;

H : hauteur de l'élément considéré ;

P : poids de l'élément considéré ;

γ_b : poids volumique du béton ;

γ'_b : poids volumique déjaugé du béton ;

γ_{ba} : poids volumique du béton armé ;

γ'_{ba} : poids volumique déjaugé du béton armé ;

M : moment de l'élément considéré ;

d : bras de levier de l'élément considéré.

ELU : état limite ultime

ELS : état limite de service ;

Sommaire

LISTE DES FIGURES.....	1
LISTE DES PHOTOS.....	4
LISTE DES TABLEAUX	5
INTRODUCTION GÉNÉRALE	11
CHAPITRE MASTER : Utilisation du béton dans le milieu marin.....	13
M.1. INTRODUCTION	13
M.2. QU'EST-CE QUE LE BETON.....	13
M.3. TYPOLOGIE DES OUVRAGES MARITIMES	13
M.4. CONSTRUCTION ET MISE EN ŒUVRE.....	14
M.5. AGRESSEVITE DU MILIEU MARIN.....	14
M.5.1. Attaques externes sur le béton seul.....	14
M.5.1.1. Attaque des chlorures.....	14
M.5.1.2. Attaque sulfatique d'origine externe.....	15
M.5.1.3. Cristallisation des sels dissous	15
M.5.1.4. Développement d'organismes vivants.....	15
M.5.2. Attaques internes du béton.....	15
M.5.2.1. Réaction alcali-granulat.....	16
M.5.2.2. Réaction sulfatique interne.....	16
M.5.3. Cycles de gel-dégel	16
M.5.3.1. Actions des cycles de gel-dégel.....	16
M.5.3.2. Ecaillage du béton de surface	17
M.5.4. Corrosion des armatures.....	17
M.5.4.1. Pénétration des chlorures.....	17
M.5.4.2. Carbonisation	17
M.5.5. Actions mécaniques	18
M.6. MAITRISE DES RISQUES PAR LES DISPOSITIONS CONSTRUCUTIVES	18
M.6.1. Seuils d'ouverture des fissures.....	18
M.6.2. Enrobage des armatures	18
M.7. MAITRISE DES RISQUES PAR LA MISE EN ŒUVRE DU BETON	19
M.7.1. Risques liés au murissement du béton	19
M.7.2. Recommandations générales sur la mise en œuvre du béton.....	19
M.8. METHODES POUR LIMITER LES RISQUES DE REACTIONS INTERNES ..	19
M.8.1. Méthodes pour limiter les risques d'alcali-réaction.....	19
M.8.2. Méthodes pour limiter les risques sulfatique internes.....	20
M.9. METHODE DE PROTECTION ET DE REPARATION	20

M.9.1. Injection ou calfeutrement des fissures	20
M.9.2. Revêtement.....	20
M.9.3. Imprégnation	20
M.9.3.1. Imprégnation hydrophobe.....	21
M.9.3.2. Imprégnation de renforcement	21
M.9.4. Nettoyage et traitement des armatures par méthode destructive.....	21
M.10. CONCLUSION	21
CHAPITRE I : Généralités sur le milieu marin.....	23
I.1. INTRODUCTION.....	23
I.2. GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER	23
I.2.1. La houle.....	23
I.2.1.1. Déformations de la houle	24
I.2.2. Les marées.....	25
I.2.3. Les courants.....	25
I.2.3.1. Courants généraux ou planétaires	25
I.2.3.2. Courants de marée	25
I.2.3.3. Courants de houle	25
I.2.3.4. Courants côtiers ou de débris	25
I.3. ACTION DE LA MER SUR LES MATERIAUX DE CONSTRUCTION	26
I.3.1. Action de l'eau de mer sur les liants hydrauliques.....	26
I.3.2. Action de l'eau de mer sur l'acier	26
I.3.3. Action de l'eau de mer sur l'acier	26
I.3.4. Action de l'eau de mer sur les autres matériaux	26
I.4 CONCLUSION	26
CHAPITRE II : Généralités sur les ouvrages portuaires.....	28
II.1. INTRODUCTION	28
II.2 DEFINITION D'UN PORT.....	28
II.3. FONCTION DES PORTS	28
II.4. DIFFERENTS TYPES DE PORTS.....	28
II.4.1. Types de port d'après leur mission	28
II.4.2. Type de port d'après leur implantation géographique	29
II.4.2.1. Ports maritimes	29
II.4.2.2. Ports lacustres	29
II.4.2.3. Ports fluviaux	29
II.5. CONDITIONS DEFINISSANT L'IMPLANTATION D'UN PROJET	29
II.5.1. Données économiques	29
II.5.2. Conditions physiques	29

II.5.3. Conditions nautiques.....	29
II.5.4. Action du vent.....	30
II.5.5. Action de la houle.....	30
II.5.6. Conditions pratique pour le tracé du chenal et des ouvrages extérieurs des ports	30
II.6. PRINCIPAUX TYPES D’OUVRAGES D’UN PORT MARITIME.....	30
II.6.1. Ouvrages extérieurs.....	30
II.6.1.1. Les jetées.....	30
II.6.1.2. Les digues.....	31
II.6.2. Ouvrages intérieurs.....	33
II.6.2.1. Les ouvrages de protection et d’accès.....	33
II.6.2.2. Les plans d’eaux.....	34
II.6.2.3. Ouvrages d’accostage.....	34
II.6.2.4. Ouvrages de réparation.....	34
II.6.2.5. Mole.....	34
II.7. SIGNALISATION MARITIME.....	35
II.8. CONCLUSION.....	35
CHAPITRE III : Présentation du projet et collecte de données.....	37
III.1. INTRODUCTION.....	37
III.2. SITUATION ET DESCRIPTION DE LA ZONE DE PROJET.....	37
III.3. COLLECTE DES DONNÉES.....	38
III.3.1. Levé topographique et bathymétrie.....	38
III.4.2. Données météorologiques.....	38
III.4.2.1. Climat et température.....	38
III.4.2.2. Vent.....	38
III.4.3. Données océanographiques.....	39
III.4.3.1 Marée et variations du niveau d’eau.....	39
III.4.3.2 Houle au large.....	39
III.4.4. Données sismiques.....	40
III.4.5. Données physiques.....	41
III.4.5.1. Caractéristiques géotechniques.....	41
III.4.6. Données sur le projet.....	41
III.5. CONCLUSION.....	41
CHAPITRE IV : Etude d’aménagement.	43
IV.1. INTRODUCTION.....	43
IV.2. CRITERES DU PROJET.....	43
IV.2.1 Zone d’amarrage.....	43

IV.2.1.1 Halle de vente et entrepôt frigorifique	43
IV.2.1.2 Fabrique de glace	43
IV.2.2 Zone de réparation et entretien	44
IV.2.2.1 Surface des terre-pleins pour la mise à sec et réparation	44
IV.2.2.2 Rangement d'outillages et d'accessoires	44
IV.2.3 Zone diverse	44
IV.2.3.1 Bâtiment administratif	44
IV.2.3.2 Surface parking.....	44
IV.2.4 Récapitulatif des besoins d'aménagement	44
IV.4. DESCRIPTION DES VARIANTES D'AMENAGEMENT	45
IV.4.1. Schéma d'aménagement.....	45
IV.4.1.1. Configuration générale.....	45
IV.4.1.2. Configuration intérieure	45
IV.4.2. Variante 1	45
IV.4.3. Variante 2	46
IV.5. AGITATION	47
IV.6. ESTIMATION BUDGETAIRE.....	47
IV.7. ANALYSE MULTICRITERE	48
IV.7.1. Comparaison des variantes et recommandations.....	48
IV.8. CONCLUSION	48
CHAPITRE V : Dimensionnement des ouvrages de protection	50
V.1. INTRODUCTION	50
V.2. CHOIX DE LA STRUCTURE.....	50
V.3. CHOIX DES MATÉRIAUX	50
V.4. MÉTHODE DE DIMENSIONNEMENT	51
V.5. DIMENSIONNEMENT DE LA JETÉE PRINCIPALE	51
V.5.1. Carapace	51
V.5.1.1. Poids de carapace.....	51
V.5.1.2. Épaisseur de la carapace	52
V.5.1.3. Nombre de blocs par unité de surface	52
V.5.2. Berme.....	52
V.5.2.1. Hauteur de berme	52
V.5.2.2. Largeur de berme	54
V.5.3. Filtre.....	54
V.5.3.1. Poids du filtre	54
V.5.3.2. Épaisseur du filtre.....	54

V.5.3.3. Diamètre médian.....	55
V.5.4. Noyau.....	55
V.5.4.1. Poids du noyau	55
V.5.5. Butée de pied	55
V.5.5.1. Poids de la butée de pied	55
V.5.5.2. Épaisseur de la butée de pied	56
V.5.6. Vérification des lois de TERZAGHI	56
V.6. DIMENSIONNEMENT DE L'EPI	57
V.6.1. Carapace	57
V.6.1.1. Poids de la carapace	57
V.6.1.2. Épaisseur de la carapace	57
V.6.1.3. Nombre de blocs	58
V.6.2. Filtre.....	58
V.6.2.1. Poids du filtre	58
V.6.2.2. Diamètre médian du filtre.....	58
V.6.2.3. Épaisseur du filtre.....	58
V.6.3. Noyau.....	58
V.6.3.1. Poids du noyau	58
V.6.4. Butée de pied	58
V.6.4.1. Poids de la butée de pied	58
V.6.4.2. Épaisseur de la butée de pied	59
V.6.5. Vérification des lois de TERZAGHI	59
V.7. ÉTUDE DU COURONNEMENT DE LA JETEE PRINCIPALE.....	59
V.9.1. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	59
V.9.2. Actions et sollicitations.....	60
V.9.2.1. Poids propre	60
V.9.2.2. Effort horizontal de houle	60
V.9.3. Efforts internes.....	61
V.9.4. Ferrailage.....	61
V.9.4.1. Armatures longitudinales.....	61
V.9.4.2. Armatures transversales	61
V.10. CONCLUSION.....	62
CHAPITRE VI : Dimensionnement des ouvrages intérieurs.....	64
VI.1. INTRODUCTION.....	64
VI.2. HYPOTHÈSES DE CALCUL	64
VI.3. ÉTUDE DES QUAIS	64

VI.3.1. Caractéristiques géométriques des éléments constituant le quai.....	65
VI.3.2. Poids des TVC.....	67
VI.3.3. Poids des terres.....	67
VI.3.4. Différentes sollicitations agissant sur le quai.....	68
VI.3.4.1. Poussée des terres.....	68
VI.3.4.2. Poussée due aux surcharges.....	69
VI.3.4.3. Poussée hydrostatique de marnage.....	70
VI.3.4.4. Poussée hydrodynamique.....	70
VI.3.4.5. Effort d'amarrage.....	71
VI.3.4.6. Effort dû au séisme.....	71
VI.3.5. Stabilité générale.....	71
VI.3.5.1. Cas statique.....	72
VI.3.5.2. Cas dynamique.....	74
VI.3.5.3. Vérification au glissement circulaire.....	75
VI.3.6. Stabilité partielle.....	75
VI.3.6.1. Stabilité du couronnement.....	75
VI.3.6.2. Stabilité du couronnement avec le bloc type 3 et le sol.....	76
VI.3.6.3. Stabilité du couronnement avec le bloc type 3, bloc type 2 et le sol.....	77
VI.3.7. Étude du couronnement.....	78
VI.3.7.1. Action et sollicitations de la poutre de couronnement.....	78
VI.3.7.1.1. Efforts horizontaux.....	78
VI.3.7.1.2. Efforts verticaux.....	78
VI.3.7.1.2.1. Cas de charge.....	78
VI.3.7.2. Combinaisons de charge.....	81
VI.3.7.2.1. Efforts Verticaux.....	81
VI.3.7.2.1.1. Au niveau de l'appui.....	81
VI.3.7.2.1.2. Au niveau de la travée.....	81
VI.3.7.2.2. Effort tranchant maximal.....	81
VI.3.7.2.3. Efforts horizontaux.....	81
VI.3.7.3. Ferrailage.....	82
VI.4. ÉTUDE DES APPONTEMENTS.....	82
VI.4.1. Caractéristiques géométriques des éléments constituant l'appontement.....	83
VI.4.2. Calcul des efforts agissant sur l'appontement.....	83
VI.4.2.1. Surcharge de service.....	83
VI.4.2.2. Effort d'amarrage.....	83
VI.4.2.3. Effort dû au séisme.....	83

VI.4.3. Vérification de la stabilité globale.....	84
VI.4.3.1. Cas statique	84
VI.4.3.2. Cas dynamique	84
VI.4.4. Étude des éléments structuraux	85
VI.4.4.1. Caractéristiques des matériaux.....	86
VI.4.4.2. Prédalle.....	86
VI.4.4.2.1. Actions et sollicitations	87
VI.4.4.2.2. Ferrailage	87
VI.4.4.2.3. Vérification des poutres d'appuis	87
VI.4.4.3.2. Ferrailage.....	88
VI.4.4.3. Poutre de rive.....	88
VI.4.4.4. Chevêtre	89
VI.4.4.5. Pile	91
VI.4.4.5.1. Actions et sollicitations	92
VI.4.4.6. Semelles	92
VI.4.4.6.1. Actions et sollicitations	93
VI.5. CONCLUSION	93
CHAPITRE VII : Étude d'impact sur l'environnement	95
VII.1. INTRODUCTION	95
VII.2. CADRE JURIDIQUE	95
VII.3. DESCRIPTION DU PROJET.....	96
VII.4. IMPACTS ET MESURES DE PRÉVENTION, D'ATTÉNUATION OU DE COMPENSATION.....	96
VII.4.1. Phase de construction.....	97
VII.6.2. Phase d'exploitation.....	98
VII.7. CONCLUSION	98
CONCLUSION GÉNÉRALE	99
ANNEXE A : Topographie et bathymétrie.....	102
A.1. INTRODUCTION	102
A.2. TRAVAUX RÉALISÉS	102
A.3. RATTACHEMENT AU NGA	102
A.4. MÉTHODOLOGIE DES LEVÉS TOPOGRAPHIQUE.....	103
A.5. MÉTHODOLOGIE DES LEVÉS BATHYMÉTRIQUE	103
A.6. SONDAGES A LA LANCE	103
ANNEXE B : Etude de réfraction de la houle.	106
B.1. INTRODUCTION	106
B.2. PRINCIPE DE CALCUL DE LA REFRACTION DE LA HOULE	106

B.3. HYPOTHESE DU PROGRAMME.....	106
B.4. RESULTATS.....	107
B.4.1. Direction 315°N.....	107
B.4.2. Direction 270°N.....	108
B.4.3. Direction 360°N.....	108
B.5 DETERMINATION DE LA HOULE DU PROJET	109
ANNEXE C : Photos du site d'étude	111
C.1. INTRODUCTION	111
C.2. PHOTOS DU SITE.....	111
ANNEXE D : Dimensionnement des ouvrages de protection.	114
D.1. INTRODUCTION	114
D.2. COEFFICIENT DE STABILITÉ <i>KD</i>	114
D.3. COEFFICIENT D'ÉPAISSEUR DE COUCHE <i>KΔ</i>	115
D.4. COEFFICIENT DE RUGOSITÉ.....	115
D.5. ABAQUES DU CERC	116
D.5.1. Abaque I.....	116
D.5.2. Abaque II	116
D.5.3. Abaque III.....	117
D.5.4. Abaque IV.....	117
D.5.5. Abaque V	118
D.5.6. Abaque VI.....	118
D.5.7. Abaque VII	119
D.6. COUPES TYPES DES JETÉES.....	119
D.6.1. Jetée principale	119
D.6.2. Epi.....	121
D.7. FERRAILLAGE DU MUR DE COURONNEMENT	122
D.7.1. Effort de houle	122
D.7.2. Modélisation de la jetée principale	122
ANNEXE E : Dimensionnement des quais à -4.00m.....	125
E.1. INTRODUCTION.....	125
E.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.....	125
E.2.1. Bloc type 1	125
E.2.2. Bloc type 2	125
E.2.3. Bloc type 3	126
E.2.4. Poutre de couronnement.....	126
E.3. FACTEURS DE PORTANCE	126
E.5. VERFICATION DU GLISSEMENT EN CERCLE.....	127

E.5. FERRAILLAGE DE COURONNEMENT AVEC ROBOT EXPERT	129
E.5.1. Armatures longitudinales	129
E.5.1.1. Sous charges verticales.....	129
E.4.1.2. Sous charges horizontales	129
E.4.2. Armatures transversales	130
E.4.2.1. Sous charges verticales.....	130
E.4.2.2. Sous charges horizontales	130
ANNEXE F : Dimensionnement des quais à -2.50m.....	132
F.1. INTRODUCTION.....	132
F.2. PRESENTATION DES QUAIS A -2.50 m	132
F.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.....	133
F.3.1. Bloc type A.....	133
F.3.2. Bloc type B.....	133
F.3.3. Poutre de couronnement.....	134
F.4. POIDS DES TVC	134
F.5. POIDS DES TERRES.....	135
F.6. SOLLICITATIONS AGISSANT SUR LE QUAIS	135
F.6.1. Poussée des terres.....	135
F.6.2. Poussée due aux surcharges	136
F.6.3. Poussée hydrostatique de marnage.....	136
F.6.4. Poussée hydrodynamique.....	136
F.6.5. Effort d'amarrage.....	136
F.6.6. Effort dû au séisme.....	137
F.7. STABILITE GLOBALE	137
F.7.1. Cas statique.....	137
F.7.2. Cas dynamique	138
F.7.3. Vérification au grand glissement.....	139
F.8. STABILITE PARTIELLE	140
F.8.1. Stabilité du couronnement.....	140
F.8.2. Stabilité du couronnement avec le bloc type B et le sol.....	141
F.9. ETUDE DU COURONNEMENT.....	142
F.9.1. Efforts horizontaux.....	142
G.9.2. Efforts verticaux	142
F.9.3. Cas de charge.....	143
F.9.3. Combinaison de charge	143
F.9. ETUDE DU COURONNEMENT.....	144
F.9.1. Armatures longitudinales	144

F.9.1.1. Sous charges verticales	144
F.9.1.2. Sous charges horizontales	144
F.9.2. Armatures transversales	145
F.9.2.1. Sous charges verticales	145
F.9.2.2. Sous charges horizontales	145
ANNEXE G : Dimensionnement des appontements.	147
G.1. INTRODUCTION	147
G.2. PREDALLES.....	147
G.2.1. Dalle	147
G.2.2. Poutre d'appui.....	147
G.3. POUTRE DE RIVE	148
G.4. CHEVETRE	149
G.5. PILES.....	150
H.6. SEMELLES	151

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les ports jouent un rôle primordial dans l'économie nationale et dans les échanges commerciaux d'un pays. Le secteur portuaire doit s'adapter d'une part, aux mutations socio-économiques caractérisées par des exigences de développements internes d'un pays et, d'autre part, aux nouvelles contraintes et évolutions économiques, technologiques et environnementales et du transport maritime.

Le thème de ce projet de fin d'études est l'étude de réalisation de l'abri de pêche de Kristel dans la wilaya d'Oran. Il a été proposé par le Direction des Travaux Publics de la wilaya d'Oran.

Les deux premiers chapitres sont dédiés à une recherche bibliographique des généralités du milieu marin et aux ouvrages portuaires.

Le chapitre trois est consacré à la collecte des données du projet. Le quatrième chapitre porte sur l'étude d'aménagement où deux variantes structurelles sont proposées en prenant en considération les besoins du projet.

Les deux chapitres suivants le quatrième portent sur le dimensionnement des ouvrages de protections et intérieurs de la variante choisie.

Pour conclure, j'ai consacré le septième chapitre à l'étude d'impact de mon projet sur l'environnement.

Un chapitre Master a également été développé au début du travail et qui porte sur l'utilisation du béton dans le milieu marin.

Chapitre Master

*Utilisation du béton dans le milieu
marin*

CHAPITRE MASTER : Utilisation du béton dans le milieu marin

M.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est dédié à la compréhension et à la bonne utilisation du béton qui est un matériau de construction indispensable aux constructions maritimes. La bonne maîtrise du béton en milieu marin est primordiale pour la stabilité et la durabilité d'un ouvrage.

L'agressivité très importante et les contraintes spécifiques de l'environnement marin nous poussent à mieux comprendre les différents phénomènes auxquels les ouvrages sont exposés.

M.2. QU'EST-CE QUE LE BETON

Le béton est un matériau composite constitué de granulats gros et fins (gravier ou pierre concassée, sable), de ciment (liant hydraulique issu de la cuisson du calcaire et de l'argile qui forme le clinker) et d'eau. Le mélange entre le ciment et l'eau forme une pâte qui durcit. La pâte de ciment hydraté et le sable constituent le mortier. Celui-ci a pour rôle de se lier avec les gros granulats pour former un conglomérat solide. Les adjuvants et les additions servent à améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci.

Le béton est donc le mélange de plusieurs éléments : ciment, adjuvants, ajouts, eau, sable et granulats.

M.3. TYPOLOGIE DES OUVRAGES MARITIMES

Les ouvrages maritimes permettent de répondre à différentes utilisations :

- Chargement et déchargement de marchandises ;
- Embarquement et débarquement de passagers ;
- Accostage et amarrage ;
- Protection contre l'agitation ;
- Construction et réparation navale ;
- Signalisation maritime ;
- Mise à l'eau d'embarcations ou de navires.

Le béton, qu'il soit non armé, armé, ou précontraint, est utilisé pour la construction de différents types d'ouvrage :

- Tout type de quais ;
- Bajoyers et radiers de forme de radoub ou d'écluse ;
- Ducs d'albes d'amarrage et d'accostage ;
- Passerelles de lamaneurs ou de passagers ;
- Enrochements artificiels de digue ;
- Rampes ;
- Ouvrages mobiles ;
- Tourelles en mer, phares, pylônes, espars.

M.4. CONSTRUCTION ET MISE EN ŒUVRE

La spécificité des ouvrages en béton apparaît également en phase de construction par la multiplicité des techniques de mise en œuvre du béton [9] :

- Béton coulé en place ;
- Béton coulé en zone de marnage ;
- Béton coulé sous l'eau ;
- Béton préfabriqué.

Chacune de ces modalités de construction nécessite l'utilisation de différents matériels qui vont conditionner les dispositions constructives et les propriétés du béton (sa formulation) :

- Pompage ;
- Mise en œuvre au tube plongeur ;
- Mise en œuvre à la benne.

La complexité structurelle des ouvrages à réaliser, introduit des difficultés et des contraintes de bétonnage et de vibration qu'il s'agisse de :

- Zones fortement ferraillées au niveau des nœuds de clavage entre poutres ou au niveau des zones d'ancrage des bollards ou crocs d'amarrage : difficulté pour le serrage du béton avec risque de ségrégation, d'apparition de cavités et de "nids de cailloux" ;
- Zones d'accès difficile ou immergées : difficulté pour le serrage du béton, risque de délavage ;
- Technique de construction particulière telle que celle permettant la confection d'une paroi moulée.

Les conditions environnementales introduisent également des contraintes non négligeables à prendre en considération en phase de construction :

- Le cycle des marées peut imposer l'organisation du travail en fonction de la marée ;
- La météorologie et notamment le vent nécessite de prendre des dispositions particulières pour la cure des parements ;
- La houle et le marnage conditionnent le dimensionnement des coffrages (tenue en cas de tempête par exemple) ;
- Les conditions d'accès au chantier peuvent nécessiter des moyens de transport exceptionnels.

M.5. AGRESSEVITE DU MILIEU MARIN

Durant son utilisation, un béton armé exposé à un environnement maritime est soumis à plusieurs types d'agressions :

M.5.1. Attaques externes sur le béton seul

M.5.1.1. Attaque des chlorures

Les ions chlorures présents naturellement dans l'eau de mer, principalement les chlorures de magnésium $MgCl_2$ et les chlorures de calcium $CaCl_2$ sont agressifs vis-à-vis du béton.

Le chlorure de magnésium $MgCl_2$ réagit avec la portlandite $Ca(OH)_2$ et provoque la dissolution (ou lixiviation) du liant.

Le chlorure de calcium $CaCl_2$ réagit avec l'aluminate tricalcique C_3A (provenant du clinker) et conduit à la formation d'un chloro-aluminate de chaux puis d'ettringite, voire même de thaumasite (en présence de silice dissoute et de carbonates), qui sont des gels expansifs pouvant générer des gonflements entraînant fissurations et éclatements du béton [9].

M.5.1.2. Attaque sulfatique d'origine externe

Les sels de sulfate présents naturellement dans l'eau de mer, notamment les sulfates de magnésium $MgSO_4$ et les sulfates de calcium $CaSO_4$ sont agressifs vis-à-vis du béton.

Le sulfate de magnésium $MgSO_4$ réagit avec la portlandite $Ca(OH)_2$ et provoque la dissolution (ou lixiviation) du liant.

Le sulfate de calcium $CaSO_4$ réagit avec l'aluminate tricalcique C_3A (provenant du clinker) et conduit à la formation d'ettringite, gel expansif, d'où gonflement, fissuration et éclatement du béton.

Contrairement aux autres attaques, l'agressivité des sulfates est accrue dans les climats froids.

M.5.1.3. Cristallisation des sels dissous

Dans la zone située juste au-dessus du niveau d'eau, la cristallisation à l'intérieur des pores du béton des sels dissous provoque des dommages dus à leur expansion. Ce phénomène est surtout sensible sous les climats arides où l'évaporation de l'eau de mer se produit à l'intérieur des pores.

Sous les climats tempérés, l'évaporation a lieu en surface, d'où un effet moindre. Le sulfate de magnésium est particulièrement agressif à cet égard.

M.5.1.4. Développement d'organismes vivants

Le développement des algues et mollusques marins à la surface du béton est généralement considéré comme bénéfique. En effet, il maintient une humidité qui s'oppose à la pénétration des gaz et de l'oxygène en particulier. Cependant, un excès de dépôt, en augmentant le poids et la surface de certains éléments de structure élançés comme les pieux, peut provoquer des surcharges statiques et cycliques non négligeables.

Exceptionnellement, certains mollusques ayant une affinité particulière pour les marnes peuvent détruire les granulats qui en sont constitués (phénomène déjà rencontré dans la zone du golfe persique).

M.5.2. Attaques internes du béton

Tout béton peut subir une attaque interne. Les phénomènes d'attaque interne ne sont pas spécifiques aux environnements marins mais ont besoin de présence d'eau pour se produire.

M.5.2.1. Réaction alcali-granulat

La réaction alcali-granulat (RAG) est une réaction interne au béton entre la solution alcaline interstitielle du béton et certains granulats, produisant un gel silico-calco-alcalin expansif, d'où risque de gonflement, fissuration et éclatement du béton.

Trois conditions sont nécessaires pour amorcer et entretenir ces réactions :

- Le béton contient des granulats réactifs vis-à-vis de l'alcali-réaction (roches à risque : grès, gneiss, granite, calcaires dolomitiques...);
- La teneur en alcalins actifs est élevée (essentiellement apportés par le ciment) ;
- L'environnement est humide.

Seule une partie de l'eau de gâchage sert à l'hydratation du ciment. L'autre partie, nécessaire à la bonne mise en œuvre du béton, se retrouve ensuite piégée dans le béton et peut alimenter une réaction alcali-granulat.

Pour les structures maritimes immergées ou en zone de marnage et les parties d'ouvrages en environnement humide (pluie, eaux de ruissellement, sol humide, etc...), le phénomène est aggravé par l'apport d'eau extérieure.

M.5.2.2. Réaction sulfatique interne

La réaction sulfatique interne (RSI) est définie par la formation différée d'ettringite (produit expansif pouvant générer des gonflements) dans un matériau cimentaire après la prise du ciment et sans apport de sulfates externes.

Les ions sulfates d'origine interne peuvent provenir des granulats (pyrites), du ciment ou être libérés par les produits d'hydratation.

En cas de réaction sulfatique interne, la formation d'ettringite différée, alors que le béton est mécaniquement rigide, peut être préoccupante. Cette réaction touche les structures qui ont subi une élévation excessive de température lors de la prise du béton : elle peut concerner par exemple des pièces préfabriquées traitées thermiquement ou des structures massives (épaisseur supérieure à 1 m) coulées en période chaude [9].

Comme pour la réaction alcali-granulat, la réaction est activée par la présence d'eau (interne ou apportée par le milieu extérieur) et les symptômes sont proches de ceux de la réaction alcali-granulat : gonflement du béton avec faïençage visible en parement.

M.5.3. Cycles de gel-dégel

M.5.3.1. Actions des cycles de gel-dégel

Lorsque la température extérieure descend en dessous de -3°C , l'eau contenue dans les pores du béton gèle en commençant par les plus gros pores proches du parement. En gelant, l'eau augmente de volume et provoque une pression hydraulique dans le réseau poreux qui, si elle dépasse la résistance à la traction du béton, provoque la fissuration du béton dans la masse.

L'endommagement du béton est progressif : il résulte de la succession de cycles de gel-dégel. Il dépend de la vitesse de refroidissement, du nombre de cycles, de la température minimale atteinte et de la durée du gel.

M.5.3.2. Ecaillage du béton de surface

Ce phénomène se situe principalement sur les surfaces horizontales où se déposent et se concentrent les sels de déverglaçage ou dissous dans les embruns d'eau de mer. Il accentue en particulier les effets destructeurs des cycles de gel-dégel. Il agit directement sur la peau du béton qu'il décolle par cristallisation des sels.

M.5.4. Corrosion des armatures

M.5.4.1. Pénétration des chlorures

En milieu saturé en eau, cas des structures immergées, les chlorures pénètrent dans la porosité du béton par un phénomène de diffusion, sous gradient de concentration en chlorures entre la surface riche en chlorures et le cœur exempt de chlorure.

Lorsque la structure est soumise à des cycles d'humidification-séchage en présence de chlorures (zone de marnage, exposition aux embruns), les chlorures migrent avec la phase liquide par capillarité, phénomène plus rapide que la diffusion.

Lorsque la teneur en chlorures devient importante au niveau des armatures, il y a dépassivation puis corrosion des armatures.

Plus le milieu environnant sera riche en chlorures, plus le risque de corrosion des armatures sera important.

La vitesse de pénétration des chlorures est d'autant plus faible que la porosité de la pâte de ciment est faible.

M.5.4.2. Carbonisation

L'air contient du dioxyde de carbone à un taux moyen de 0,03 % en volume, qui réagit sur les hydrates, principalement sur la Portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), pour former du carbonate de calcium. Ce phénomène consomme de la portlandite et conduit à une chute du pH de la solution interstitielle, ce qui entraîne une dépassivation des aciers.

Le dioxyde de carbone pénètre à l'intérieur des pores du béton par un phénomène de diffusion. Or, dans le processus de diffusion du dioxyde de carbone, l'humidité relative des pores du béton joue un rôle primordial.

Ainsi, lorsque les pores du béton sont saturés d'eau, cas des structures immergées, la pénétration est extrêmement faible et la carbonatation pratiquement inexistante.

De la même façon, si le béton se trouve dans un milieu très sec, la quantité d'eau est insuffisante pour dissoudre le gaz carbonique et le béton ne se carbonate que modérément.

En revanche, lorsque la structure est soumise à des cycles d'humidification-séchage (zone de marnage, zone exposée à la pluie et au vent, zone de condensation...), le phénomène de carbonatation est rapide. La vitesse de carbonatation est d'autant plus faible que la porosité de la pâte de ciment est faible.

M.5.5. Actions mécaniques

Les bétons en site maritimes ont la particularité d'être fortement sollicités mécaniquement. L'action mécanique la plus commune, et la plus particulière aux ouvrages marins est l'agitation marine ou l'action de la houle, générant des efforts horizontaux et verticaux.

De plus, en ce qui concerne les ouvrages portuaires, ceux-ci peuvent également être soumis à des chargements spécifiques, dont la répartition, la durée et l'intensité sont très variables, tels que l'accostage, l'amarrage ou simplement le choc de navires.

Il faut également citer l'abrasion sur les façades exposées des ouvrages, particulièrement lorsqu'elles sont soumises à l'agitation marine. En effet, l'action des corps flottants ou simplement des sables et des gravillons nécessitent de considérer cet aspect dans la conception de l'ouvrage.

M.6. MAITRISE DES RISQUES PAR LES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Les dispositions constructives, à savoir l'ouverture des fissures et les enrobages, sont très liées à la formulation du béton.

M.6.1. Seuils d'ouverture des fissures

Les fissures représentent une zone de faiblesse pour la pénétration des agents agressifs à l'origine des désordres du béton.

On peut limiter leur apparition et diminuer leur taille par la conception structurelle de l'ouvrage et la formulation et la mise en œuvre du béton. La norme NF EN 206/CN et l'Eurocode 2 donnent des seuils maximums d'ouverture de fissures en fonction de l'environnement et de l'agressivité du milieu. La réglementation ne tient néanmoins pas compte de la formulation et de la mise en œuvre du béton pour définir les seuils. Leur respect est assuré par le calcul béton armé de la structure, selon les formules analytiques de l'Eurocode 2.

M.6.2. Enrobage des armatures

Avant de donner les exigences réglementaires et les recommandations complémentaires pour le calcul des enrobages, voici quelques ordres de grandeur d'enrobages (pour des aciers classiques) en fonction des zones d'un ouvrage maritimes.

Ces ordres de grandeur sont donnés à titre indicatif par le CETMEF :

- **Parties immergées constamment** : 50 mm ;
- **Zones de marnages** : 70 mm ;
- **Zones soumises à l'abrasion ou aux chocs** : 100 mm ;
- **Parties enterrées** : 70 mm à 90 mm.

L'enrobage est le principal paramètre constructif qui détermine la période d'incubation (c'est-à-dire le temps de pénétration des agents agressifs jusqu'aux armatures) du béton armé. C'est donc un paramètre directement lié à la durée de vie exigée de l'ouvrage. Néanmoins, l'augmentation de l'enrobage a aussi l'effet d'augmenter l'ouverture des fissures à quantité d'armatures constante.

M.7. MAITRISE DES RISQUES PAR LA MISE EN ŒUVRE DU BETON

M.7.1. Risques liés au murissement du béton

Le béton au jeune âge nécessite plusieurs jours, voire plusieurs semaines, pour acquérir ses caractéristiques finales. Cette période critique pendant laquelle on va réaliser la cure du béton, souvent évaluée à 28 jours, dépend de la cinétique d'hydratation du béton, donc majoritairement du ciment et des additions choisies. Globalement on peut résumer ici que le béton sera mûr lorsqu'il aura atteint sa résistance mécanique finale et sa porosité finale. Entre temps, certains risques sont à maîtriser.

Avant d'atteindre sa porosité prévue, un béton, quelle que soit la rapidité de la réaction d'hydratation, est très poreux au jeune âge. Ainsi, c'est une période où les agents agressifs, en particulier le CO₂ et les chlorures de l'eau de mer, peuvent pénétrer beaucoup plus aisément. On peut donc se retrouver avec un béton déjà totalement contaminé à 28 jours.

Il est donc indispensable de prévoir une méthode pour étanchéifier le béton, le temps qu'il atteigne la porosité prévue.

M.7.2. Recommandations générales sur la mise en œuvre du béton

Comme pour tous les ouvrages en béton, les recommandations sur la mise en œuvre concernent notamment le temps de malaxage (objectif d'un mélange homogène), le temps et l'intensité de vibration (objectif d'assurer la compacité tout en évitant la ségrégation des granulats) et les épaisseurs de coulage (généralement autour de 50 cm), les méthodes de coffrage et la cure.

Ces paramètres dépendent totalement du ciment, des additions mais aussi des adjuvants choisis. On remarquera à propos que les ouvrages maritimes nécessitant souvent le coulage de pièces volumineuses et complexes, l'ouvrabilité, c'est-à-dire la facilité de mise en œuvre du béton, est un paramètre essentiel à contrôler.

En ce qui concerne la cure, il n'existe pas réellement de norme pour déterminer le type de méthode à utiliser. Il existe 2 principes : la cure humide, qui consiste à conserver une humidité relative importante (>80%) en surface du béton, et la cure étanche, afin d'empêcher la pénétration pendant la prise du béton. La durée de cure dépend elle aussi du ciment et du temps de prise.

M.8. METHODES POUR LIMITER LES RISQUES DE REACTIONS INTERNES

La survenance des désordres internes du béton, à savoir l'alcali-réaction et la réaction sulfatique interne, est souvent liée à des défauts de mise en œuvre du béton. En effet, d'une part ces réactions dépendent fortement des composants utilisés dans la formulation, et d'autre part, elles sont souvent symptomatiques d'une pénétration importante d'eau.

M.8.1. Méthodes pour limiter les risques d'alcali-réaction

Le site Techni.ch propose des principes concrets, qui s'appliquent à tous les types d'ouvrages en contact constant avec l'eau :

- Empêcher l'arrivée d'humidité grâce à un drainage ou à des systèmes d'étanchéité. Pour cela, on citera la cure étanche ;
- Dimensionner de façon que les éventuelles fissures soient réparties favorablement.

M.8.2. Méthodes pour limiter les risques sulfatique internes

Le principe de maîtrise du risque de RSI à la mise en œuvre du béton repose sur la limitation de l'élévation de température liée à l'hydratation. Rappelons d'abord que la meilleure méthode pour maîtriser ce risque et de limiter l'épaisseur des pièces de béton (on parle généralement du seuil de 1 m d'épaisseur).

Toutefois, il existe d'autres techniques pour réduire la température de prise :

- Gâcher le béton avec de l'eau froide en remplaçant même une partie de l'eau par de la glace ;
- Refroidir les granulats avant gâchage en évitant de les placer au soleil voire en pulvérisant de l'eau sur les plus petits.

M.9. METHODE DE PROTECTION ET DE REPARATION

En particulier, les désordres du béton liés à l'alcali-réaction, l'action des cycles gel/dégel et la fissuration. Pour la plupart des méthodes présentées, seul un aperçu est donné. Pour plus de précisions, il est conseillé de se référer au guide du CETMEF : Réparation des bétons altérés (2011).

M.9.1. Injection ou calfeutrement des fissures

L'injection des fissures est une méthode générale à tous les ouvrages en béton armé, dont l'apparition de fissures est liée à son fonctionnement. L'injection peut se faire avec du mortier, du béton ou des résines et peut être réalisée à très court terme étant donné que les fissures apparaissent rapidement. Cette opération est souvent réalisée pour un aspect purement esthétique.

Dans le cas des ouvrages maritimes, les fissures sont cependant un accès privilégié pour les chlorures ou le CO₂ (à l'origine de la carbonatation). Ainsi, notamment dans le cas de l'élaboration de modèles prédictifs pour les ouvrages à grande durée de vie, afin de garder une modélisation viable, il est parfois nécessaire de procéder à l'injection des fissures tout au long de la vie de l'ouvrage.

M.9.2. Revêtement

Les revêtements de surface sont des matériaux conçus pour améliorer la surface du béton, afin d'augmenter la résistance ou l'étanchéité face aux agents agressifs externes. Cela permet également de colmater les fissures de surface avec un revêtement élastique étanche et résistant à la carbonatation.

Ce système peut supporter les mouvements thermiques et dynamiques dans les structures soumises à d'importantes amplitudes thermiques, à des vibrations ou dans les cas où les joints sont inadaptés ou insuffisants.

M.9.3. Imprégnation

A la différence d'un revêtement, une imprégnation va protéger le béton en pénétrant dans les pores sur une épaisseur plus ou moins importante. Néanmoins, on peut toujours différencier 2 types d'imprégnations.

M.9.3.1. Imprégnation hydrophobe

Une imprégnation hydrophobe est un traitement du béton qui modifie ses propriétés de surface. Les pores et les capillaires ne sont pas remplis, mais seulement fermés par un film hydrophobe. Le principe est de réduire la tension de surface de l'eau et d'empêcher son passage dans les pores.

M.9.3.2. Imprégnation de renforcement

Une imprégnation de renforcement est un traitement du béton qui réduit la porosité et renforce la surface. Les pores et capillaires sont donc partiellement ou totalement remplis. Le principe de ce type de traitement consiste généralement en un film mince discontinu de 10 à 100 microns d'épaisseur. Il bloque les pores contre toute pénétration d'agents agressifs.

M.9.4. Nettoyage et traitement des armatures par méthode destructive

Lorsque la corrosion a été initiée, la méthode de réparation la plus commune est le nettoyage des armatures et le retrait du béton contaminé ou endommagé, qui sera remplacé par un mortier ou un béton spécialement formulé.

Il est important de procéder à un enlèvement de l'ensemble du béton contaminé (donc à identifier au préalable). En effet, même lorsqu'un béton armé est bien nettoyé des zones toujours contaminées ou moins bien traitées perdurent à côté des zones bien traitées et le phénomène de pile électrochimique s'intensifie en ces zones non traitées, donc la corrosion y est accélérée. Ainsi, souvent quelques années après ce type de réparations on constate une reprise parfois plus intense de la corrosion dans ou aux abords de ces zones traitées.

M.10. CONCLUSION

Pour évaluer la durabilité d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation, et d'étudier la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations.

On considère qu'un béton est durable s'il conserve aussi longtemps que nécessaire (durée d'utilisation du projet), à la fois son intégrité structurelle et les qualités requises.

Cette faculté est mise à l'épreuve par les contraintes d'exploitation des ouvrages, mais aussi par les diverses agressions de l'environnement.

L'agressivité très importante et les contraintes spécifiques de l'environnement marin sont à prendre en considération lors de la conception, étude et réalisation d'un ouvrage maritime.

Chapitre I

Généralités sur le milieu marin.

CHAPITRE I : Généralités sur le milieu marin.

I.1. INTRODUCTION

Les eaux des océans et des mers sont animées de mouvements très divers qui ont d'importantes répercussions non seulement sur la biologie et la distribution de nombreux organismes, mais aussi sur les activités humaines. Le présent chapitre met en évidence les notions fondamentales portant sur les mouvements de la mer et les phénomènes naturels pouvant influencer une structure quelconque dans le milieu marin.

I.2. GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE LA MER

La mer est un milieu liquide toujours agité dont le mouvement est la résultante d'ondulations de diverses périodes, et de courants généraux plus ou moins uniformes. Un mouvement ondulatoire est caractérisé par une période, une amplitude, une célérité et une longueur d'onde. On retrouve notamment 3 types :

I.2.1. La houle

Le vent qui souffle provoque des vagues, l'ensemble de ces vagues porte le nom de houle. Trois facteurs sont à responsables de la vague : la force du vent, la durée de son action et la distance (ou fetch : Longueur du trajet suivant lequel le vent souffle au-dessus de la mer sans changer notablement de vitesse ni de direction). Leurs périodes varient de 3 à 20 secondes[1].

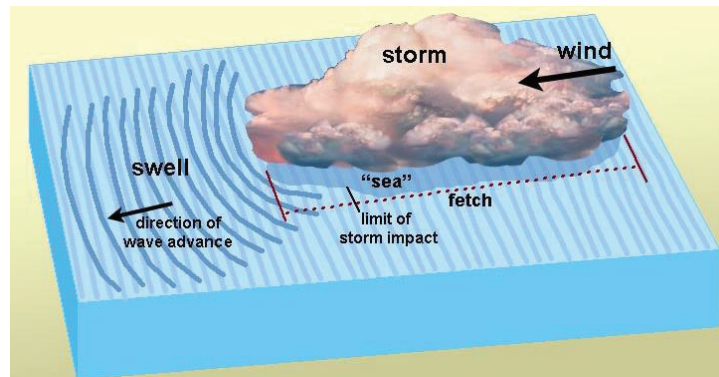


Figure I.1. L'influence du vent et représentation du fetch

Plus le vent souffle de loin, plus la houle se forme. C'est ce qui explique qu'en Méditerranée nous ayons une houle courte et hachée.

Par petits fonds, une partie importante de l'énergie des vagues peut être dissipée à cause du frottement sur le fond avec une réduction de la hauteur des vagues. Cette forte dissipation est liée à la formation de rides de sable (ripple-marks) par le mouvement oscillant induit par la houle près du fond [6].



Figure I.2. Rides de sables (ripple-marks)

Les vagues sont des ondes, et comme toutes les ondes on peut les caractériser par :

- La célérité : c'est la vitesse de la vague, noté C ($C=L/T$).
- La longueur d'onde : c'est la distance entre deux crêtes successives, elle est notée lambda ou L.
- La période : c'est l'écart temporel entre deux vagues, elle est notée T ou P.
- L'amplitude (aussi appelée hauteur de la vague) : c'est la distance verticale entre un creux et la crête suivante, noté H.
- La cambrure (rapport H/L).
- La profondeur par rapport à la hauteur moyenne de la houle est notée d.

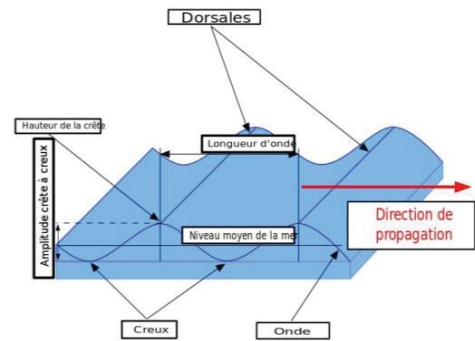


Figure I.3. Caractéristiques d'une houle

I.2.1.1. Déformations de la houle

La réfraction : Lorsque la houle cylindrique se propage sur des profondeurs variables, sa longueur d'onde, son amplitude et sa direction subissent des modifications, alors que sa période reste constante ; c'est le phénomène de réfraction. L'étude de la réfraction de la houle permet de déterminer les caractéristiques de la houle (direction et hauteur) au cours de sa propagation, depuis le large jusqu'à l'approche du rivage et plus particulièrement au droit de l'aménagement projeté.

La diffraction : Lorsqu'une houle ne se propage plus en ligne droite ou régulière, comme c'est le cas par exemple au contact d'un ouvrage à l'approche duquel une partie du front d'onde seulement est arrêtée, des oscillations se manifestent derrière l'extrémité de cet ouvrage en le contournant : on dit que la houle diffracte.

La réflexion : La réflexion se produit quand la houle rencontre un obstacle vertical ou incliné soit une variation topographique ou la présence d'un courant. Une des conséquences importantes de la réflexion est l'apparition du « clapotis », mouvement de l'eau résultant de la rencontre de deux houles se propageant en sens inverse. La réflexion est totale sur un parement vertical (avec un accroissement parfois important de l'amplitude de la houle résultante) et partiel dans le cas d'une digue à talus ou protection en enrochements.

Le déferlement : lorsque la houle atteint une cote inclinée, la cambrure augmente jusqu'au déferlement qui se traduit par un effondrement de la vague avec formation d'un bouillonnement (écume) sur la face antérieure. Le déferlement est une dissipation d'énergie qui correspond à la dernière étape de la vie de la vague, qui a le plus souvent lieu à l'approche du rivage.

On distingue en général 4 types de déferlement, mais on s'intéresse surtout ici au déferlement plongeant qui est le plus étudié et surtout le plus dangereux.

Ce dernier peut être décomposé en trois types :

- Le déferlement glissant ou déversant par pente faible ;
- Le déferlement plongeant par pente plus forte ;
- Le déferlement gonflant ou frontal par pente forte.

I.3. ACTION DE LA MER SUR LES MATERIAUX DE CONSTRUCTION

I.3.1. Action de l'eau de mer sur les liants hydrauliques

L'action de la mer sur les liants hydrauliques est due à la réaction chimique des sulfates de chaux et de magnésie sur les composants du ciment. Le ciment est silico-aluminate de chaux, contenant en outre de la chaux libre et de l'alumine.

L'attaque du ciment par l'eau de mer se manifeste par un ramollissement des mortiers et bétons avec perte de résistance, puis par gonflement avec éclatement, décomposition des mortiers et béton, mise à nu des armatures du béton armé qui sont alors rapidement oxydées.

I.3.2. Action de l'eau de mer sur l'acier

La corrosion des aciers exposés à l'atmosphère saline est beaucoup plus rapide qu'à l'intérieur des continents, et augmente avec la température. La lutte contre la corrosion fait appel aux techniques suivantes : peinture, métallisation par zingage, cimentage, protection cathodique ...

I.3.3. Action de l'eau de mer sur l'acier

L'action est surtout biologique, due à la formation de champignons ou à l'attaque par animaux marins (Pelouze, tarets). L'attaque est particulièrement importante pour les bois soumis au marnage ou batillage.

Des ouvrages en bois constamment immergés se comportent très bien pendant plusieurs centaines d'années.

Toutefois, on peut avoir recours à des procédés pour protéger le bois :

- Immersion prolongée dans l'eau saumâtre.
- Enduit au coaltar.
- Carbonisation superficielle par flamage.

I.3.4. Action de l'eau de mer sur les autres matériaux

- Le bronze est peu attaqué, il est utilisé pour les parties nobles du navire (hublots, hélices).
- Le plomb n'est attaqué que superficiellement par l'eau de mer.
- L'aluminium est assez attaqué et très peu utilisé

I.4 CONCLUSION

En vue d'entamer les volés techniques propres à mon projet, une mise au point des différentes notions sur la théorie des mouvements de la mer est plus que nécessaire, car comme nous avons pu le voir la mer est un milieu aléatoire et l'on ne peut prétendre assurer une protection du rivage et des équipements d'un port maritime contre l'action de la mer si nous ne sommes pas en mesure de définir, différencier, quantifier ou du moins prévoir ces mouvements ainsi que leurs répercussions. Dans le prochain chapitre, j'aborderai les différents types de ports maritimes et les ouvrages qui les constituent.

Chapitre II

Généralités sur les ouvrages portuaires

CHAPITRE II : Généralités sur les ouvrages portuaires

II.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, je vais aborder d'une façon générale l'ensemble des infrastructures composant un port. Les premiers ports construits semblent remonter aux Phéniciens avec les ports de Sidon et Tyr au XIII^e siècle av. J.-C. Ces villes sont alors à leur apogée et représentent d'importants carrefours commerciaux¹ ; ils perdureront jusqu'aux attaques des Peuples de la mer. Ces ports permettaient le commerce, mais également le départ de colons et le soutien des unités navales.

II.2 DEFINITION D'UN PORT

Un port est une infrastructure ou un endroit géographique construit par l'homme, situé sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau, et destiné à accueillir des bateaux et navires pour leur permettre de stationner à l'abri de la houle et des grands vents.

II.3. FONCTION DES PORTS

Le port peut se définir comme l'ensemble des équipements devant répondre aux besoins des opérations réalisées à l'interface terre-navire. Ces équipements concernent soit les fonctions relatives aux navires, soit celles relatives aux opérations à terre.

Le navire attend d'un port des services pour son abri, son accostage, son avitaillement et ses réparations.

Liées aux navires, les opérations portuaires à terre concernent essentiellement le traitement des marchandises et des personnes transportées par voie maritime et transitant par les installations portuaires où elles sont soit chargées, soit déchargées.

II.4. DIFFERENTS TYPES DE PORTS

Les ports peuvent être classés selon leurs activités ou selon leur implantation géographique.

II.4.1. Types de port d'après leur mission

On distingue en général :

- Les ports militaires ;
- Les ports de commerce ;
- Les ports de travaux ;
- Les ports de pêche ;
- Les ports de plaisance.

II.4.2. Type de port d'après leur implantation géographique

Les contraintes physiques des sites qui se présentent pour l'implantation d'un port et les nécessités économiques qui justifient sa création conduisent à des types d'implantations très variées. Suivant le critère de l'implantation, on peut retenir la classification suivante [2] :

II.4.2.1. Ports maritimes

Ce sont les ports qui se situent sur la côte d'une mer ou d'un océan ; ce sont souvent les ports principaux pour un pays ayant une façade maritime.

II.4.2.2. Ports lacustres

Ce sont les ports qui se situent en bordure d'un lac, les ports lacustres comprennent les petites marinas au bord des lacs de montagne, mais également les grands ports de commerce sur les Grands Lacs.

II.4.2.3. Ports fluviaux

Ce sont les ports qui se situent sur le bord d'un fleuve, d'une rivière ou d'un canal. Ils sont aussi appelés ports intérieurs, souvent aménagés sur une dérivation ou un élargissement naturel du cours d'eau afin d'éviter que le courant ne gêne les activités portuaires.

II.5. CONDITIONS DEFINISSANT L'IMPLANTATION D'UN PROJET

II.5.1. Données économiques

Un port répond à des besoins économiques justifiant sa création, ces besoins économiques définissent le trafic initial ainsi que ses possibilités de développement et de modification et la création de nouveaux trafics.

II.5.2. Conditions physiques

L'implantation et la conception du port dépendent de plusieurs points notamment :

- De la topographie de la zone (accessibilité et aménagement).
- Les données géologiques qui conditionnent les travaux à effectuer (dragage des accès maritimes, fondations des installations terrestres, ressources en matériaux ...)

II.5.3. Conditions nautiques

Le rôle d'un port avant tout est d'assurer la sécurité et le bon déroulement de ses missions. C'est pour cela l'action des éléments naturels sur un navire doit être prise en considération lors de la l'implantation et la conception.

II.5.4. Action du vent

La giration d'un navire exige qu'il prenne une dérive, d'autant plus importante que le rayon de giration est plus court. Un navire l'arrêt subissant un vent traversier tend à se mettre en travers du vent. Un navire manœuvre mal s'il circule à faible vitesse, en recevant le vent ou le courant sur l'arrière.

II.5.5. Action de la houle

La houle introduit à l'intérieur des ports une agitation résiduelle qui est d'autant plus gênante que l'amplitude est plus importante et que la longueur d'onde est plus voisine de celle des navires. Les mouvements des navires qui en résultent peuvent compromettre leur amarrage et leur causer des chocs violents contre les ouvrages d'accostage.

II.5.6. Conditions pratique pour le tracé du chenal et des ouvrages extérieurs des ports

Le chenal doit avoir un largeur au moins égal à la longueur du plan grand navire. sa profondeur doit réserver l'effet de déjaugage causé par la houle ; la sur profondeur doit dépasser 0,3 m et atteindre 1 m à 2 m selon l'exposition et la force des houles [4].

La passe d'entrée doit être orientée de façon que le navire entrant ait, autant que possible le vent sur l'avant.

L'avant-port doit permettre au navire de casser son erre sur une distance comprise entre 2 et 3 fois sa longueur. Le cercle d'évitage et de manœuvre doit avoir au moins 2 fois la longueur du navire et si possible 3 fois si la manœuvre se fait sans remorqueurs.

La passe d'entrée et les passes intérieures doivent limiter l'agitation intérieure de l'avant-port et des bassins. L'agitation ne doit pas dépasser 0,60 m dans les bassins et au droit des quais [2].

II.6. PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES D'UN PORT MARITIME

Les ouvrages constituant les ports maritimes se décomposent en deux principaux types :

II.6.1. Ouvrages extérieurs

Ce sont les ouvrages qui ont pour rôle la protection des zones de manœuvre et des postes d'opérations contre l'agitation causée par la houle.

II.6.1.1. Les jetées

Ce sont des constructions s'avancant dans une mer, lac ou fleuve, dont le but est de servir à l'embarquement et le débarquement de marchandises et des voyageurs. Les jetées sont de deux natures : les jetées principales et secondaires.



Figure II.1. Les jetées du port Honaine dans la wilaya de Aïn Témouchent

II.6.1.2. Les digues

Terme très général qui couvre la majorité des ouvrages de protection des côtes et des ports. Leur fonction est de réduire l'action de la houle ou d'encourager la déposition de sédiments à l'arrière de l'ouvrage. Suivant la conception des ouvrages de protection contre la houle. On distingue généralement les types suivants :

a. Digues à talus

Les digues à talus sont réalisées au moyen de matériaux rocheux et blocs plus ou moins grossiers. Protégés par une carapace de blocs d'enrochement naturel ou de blocs artificiels de plus grandes dimensions.

Les dimensions de la digue sont déterminées en fonction des caractéristiques (essentiellement l'amplitude de la houle) de la plus forte houle selon l'importance de l'ouvrage. La digue est constituée généralement de :

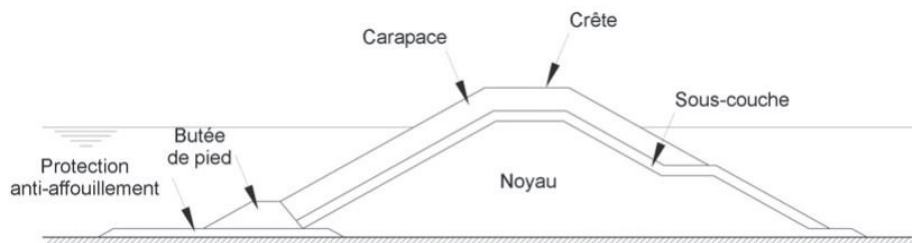


Figure II.2. Coupe-type d'une digue à talus

b. Digues verticales

Une digue verticale est essentiellement composée d'un mur vertical monolithique ou constituée d'éléments assemblés entre eux destinés à renvoyer l'énergie de la houle par réflexion quasi totale (par leur poids propre).

Ce type de digue est en général posé soit directement sur le fond, soit sur un massif d'enrochements dont le talus coté large est protégé contre l'action de la houle par des blocs naturels ou artificiels de poids élevé.

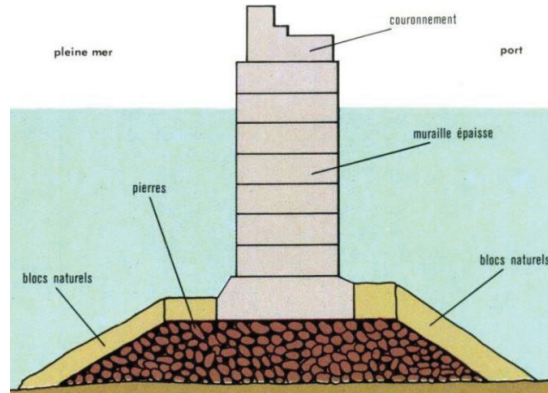


Figure II.3. Coupe-type d'une digue verticale

c. Digue mixtes

Lorsque les profondeurs sont importantes, la digue est souvent de type mixte : la partie inférieure est constituée sous forme d'un ouvrage à talus, surmonté par un ouvrage de type vertical. Les dimensions et la structure de l'ouvrage vertical doivent être suffisantes pour résister aux efforts des vagues déferlantes.

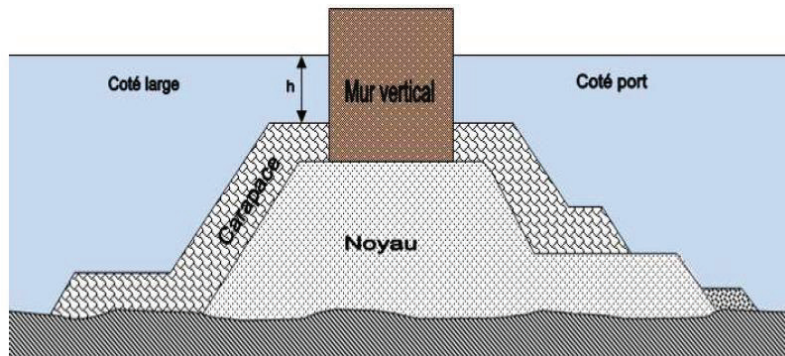


Figure II.4. Coupe-type d'une digue mixte

Tableau II.1. Tableau comparatif entre les différents types de digues maritimes

Type de digue	Avantages	Inconvénients
Digue à talus	<ul style="list-style-type: none"> – Diminution de l’agitation des deux côtés en absorbant l’énergie de la houle ; – S’endommagent progressivement lors des tempêtes ; – Facilité d’entretien et de réparation ; – S’adaptent aux sols de faibles portances, en répartissant les charges sur une grande surface. 	<ul style="list-style-type: none"> – Possèdent une emprise importante ; – Nécessitent de grandes quantités de matériaux.
Digue verticale	<ul style="list-style-type: none"> – Elles sont intéressantes en grandes profondeurs ou dans des mers à fortes marées, car elles sont économiques par rapport aux digues à talus ; – Rentables économiquement dans les régions pauvres en enrochements de qualités ; – Possibilité de préfabrication sur un autre site ; – Possibilités d’utiliser le côté intérieur comme quai d’accostage ; – Possèdent des emprises réduites, ce qui permet de réduire la largeur des passes d’entrée du port et par la suite diminuer la pénétration de la houle. 	<ul style="list-style-type: none"> – Mauvaise réputation à cause des accidents survenus aux digues verticales ; – Non adapté pour les houles de plus de 6 à 7m de creux (dimensions importantes des blocs) ; – Quasi-impossibilité de procéder à des réparations en cas de dégâts importants ; – Nécessité d’avoir une côte d’arase très élevée contre le franchissement ; – Ouvrage très réfléchissant pour dissiper l’énergie de la houle, ce qui augmente l’agitation à ses alentours ; – Problème de stabilité en cas d’affouillement des fondations ; – Problèmes liés à la durabilité du béton armé.
Digue mixte	<ul style="list-style-type: none"> – Optimisation de l’ouvrage en profitant des avantages des digues à talus et celles verticales ; – Optimisation des quantités de matériaux de carrières et du béton suivant la disponibilité et le prix. 	<ul style="list-style-type: none"> – Instabilité du mur verticale en cas de grandes hauteurs ou de mauvaise exécution des remblais.

II.6.2. Ouvrages intérieurs

Ils représentent l'ensemble des ouvrages se trouvant à l'intérieur des ports (bassins portuaires). On distingue plusieurs types d'ouvrages intérieurs :

II.6.2.1. Les ouvrages de protection et d'accès

Ces ouvrages ont pour rôle de défendre le port contre la houle et les apports solides du transport littoral, ils assurent aussi le calibrage du chenal d'accès pour les ports intérieurs

II.6.2.2. Les plans d'eaux

Ces ouvrages servant à l'évolution et au stationnement des navires, ils constituent :

- Des bassins de marée dont le niveau suit celui de la marée.
- Des bassins à flot, dont le niveau suit celui des pleines mers ou est maintenu à un niveau constant.
- Cercle d'évitage (La surface que va balayer un navire en tournant autour de son mouillage).

II.6.2.3. Ouvrages d'accostage

a. Les ducs d'Albe :

Ce sont des ouvrages en pilotis ancrés dans le fond du bassin, ils jouent le rôle d'appui pour les navires, et permettent seulement leurs amarrages ou l'accostage sans aucun rôle de support de l'outillage ni de retenue des terres.

b. Les appontements :

Ce sont des ouvrages permettant l'accueil et le stationnement des navires, mais n'assurant pas une liaison directe avec les parties terrestres. Ils peuvent servir aussi au dépôt de marchandises.

c. Les quais :

Section de berge, de rive ou d'une voie navigable, aménagée en vue de permettre :

- L'accostage et l'amarrage des navires et bateaux.
- Retenir les terres en contact des plans d'eau.
- Assurer la liaison entre le navire et la terre.

II.6.2.4. Ouvrages de réparation

Ce sont les ouvrages dont le rôle est la réparation et l'entretien des navires et bateaux. Ils se répartissent en :

- Forme de radoub ;
- Cale de halage ;
- Docks flottants ;
- Cales de lancement ou écluses maritimes.

II.6.2.5. Mole

C'est un ouvrage généralement intérieur au port, mais peut également désigner une jetée dont le côté intérieur est exploité comme un quai.

II.7. SIGNALISATION MARITIME

Signalisation maritime est l'ensemble des dispositifs mis en place pour aider la navigation maritime. L'objectif de cette signalisation est de :

- Indiquer les zones dangereuses aux abords des côtes et des grandes routes maritimes ;
- Guider les navires vers les ports ;
- Donner les moyens aux navires de connaître leur position que ce soit en vue de la côte comme au large, et de jour comme de nuit.

Ces dispositifs peuvent être visuels, sonores ou radioélectriques. Les dispositifs d'aide à la navigation sont constitués principalement :

- De phares et de feu, visible à grande distance de nuit ;
- De balisage qui délimite de jour les écueils, les hauts fonds et les chenaux.
- D'aide à la navigation radioélectrique qui permet aux navires de connaître leur position.

II.8. CONCLUSION

A travers ce chapitre, j'ai passé en revue et décrit les différents ouvrages et aménagements constituant les ports d'aujourd'hui. Dans le chapitre suivant, j'aborderai les multiples aspects de mon projet ainsi que les données et considérations à prendre en compte pour sa conception.

Chapitre III

Présentation du projet et collecte de données

CHAPITRE III : Présentation du projet et collecte de données.

III.1. INTRODUCTION

La phase de la collecte de donnée définit les besoins en posant les objectifs de l'aménagement afin d'évaluer sa faisabilité. La principale activité à ce niveau consiste à identifier les fonctions, les contraintes et les informations requises pour poursuivre le processus de conception.

Dans le présent chapitre, je présenterai le projet d'aménagement de l'abri de pêche de Kristel ainsi que toutes les données de base nécessaires à l'étude.

III.2. SITUATION ET DESCRIPTION DE LA ZONE DE PROJET

L'aménagement projeté est prévu dans la localité de Kristel, situé à mi-distance entre la ville d'Arzew et Oran, se trouvant respectivement à 25 Km à l'Est et 30 Km à l'Ouest, elle est desservie par un accès routier qui la relie à Arzew, et à Oran.

La zone d'étude se situe au contrebas du village de Kristel, dans une zone très rocheuse entourée de falaises. Le site est ouvert aux houles du secteur Nord-Ouest, il est protégé du secteur Nord-Est par le cap de l'Aiguille, et limité à l'Est par Djebel Kristel et au Sud par Djebel Bou Atchen.

On relève une concentration d'habitations en bordure de la plage, ainsi qu'un quai de 20 ml environ constitué d'alvéoles circulaires empilées les unes sur les autres et une petite rampe de halage pour les petites embarcations. Il existe également un cours d'eau, qui se déverse au niveau du bassin.

- Latitude : 35°49'34''N ;
- Longitude : 0°29'00''W.

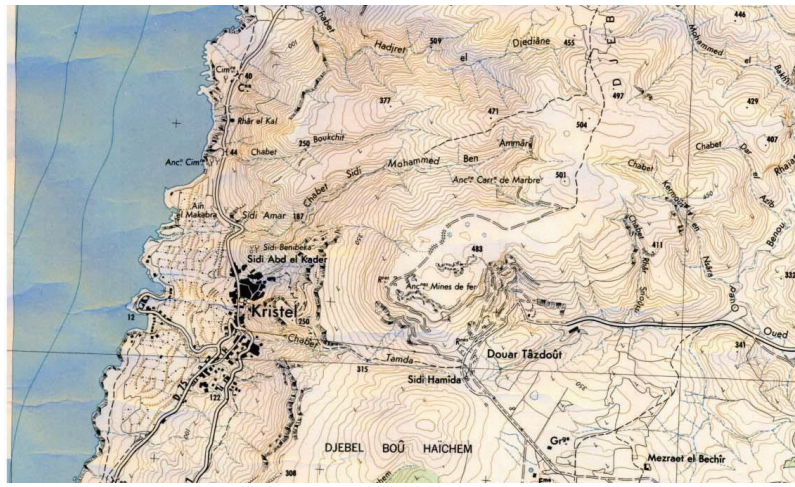


Photo III.1. Plan de situation de la zone d'étude à Kristel (Wilaya d'Oran)

III.3. COLLECTE DES DONNÉES

III.3.1. Levé topographique et bathymétrique

Afin d'aménager le site, une description détaillée des fonds marins et de la surface de sol au-dessus de l'eau sont nécessaires, de ce fait des campagnes topographiques et bathymétriques ont été réalisées. Les travaux ont inclus :

- Un levé topographique détaillé du site d'étude sur une superficie de 05 hectares.
- Un levé bathymétrique d'une superficie de 20 hectares.
- 20 points de sondages à la lance.

Les résultats des campagnes sont détaillés dans l'Annexe A.

III.4.2. Données météorologiques

III.4.2.1. Climat et température

Kristel possède un climat méditerranéen chaud avec été sec (Csa) selon la classification de Köppen-Geiger. Sur l'année, la température annuelle moyenne est de 19.1 °C.

III.4.2.2. Vent

La source de données sur les vents au large, est celle de l'US NAVAL WEATHER SERVICE COMMAND (SSMO), qui est basée sur les observations visuelles à partir de bateaux pour la période allant de 1914 à 1970.

Le recoupement de ces renseignements montre que les vents dominants sont ceux provenant des secteurs Ouest-Sud-Ouest et Est-Nord-Est. Ces deux secteurs représentent 70 % du temps en moyenne annuelle.

On remarque que durant le 2^{ème} et le 3^{ème} trimestre, les vents dominants sont du secteur Nord-Est, et que durant le 1^{er} et 4^{ème} trimestre, ils sont de secteur Sud-Ouest.

Le tableau suivant présente les fréquences des vents par direction au cours des périodes 1946 - 1950 à Oran.

Tableau III.1. Fréquences des vents par direction

Direction	W	WNW	NW	NNW	N
Fréquence (%)	4.8	1.7	9	30.6	6.9

Le site de Kristel est en partie abrité par des vents d'Est, par le Cap de l'Aiguille située à 10 Km à l'Est de Kristel. Les houles du Nord-Est ne peuvent atteindre directement le site.

L'importance des houles pénétrant au niveau du site de Kristel, dépend de la longueur des fetchs sur lesquels le vent peut agir. Les longueurs de fetchs sont les suivantes :

Tableau III.2. Longueur des fetchs selon la direction

Direction	Longueur de fetchs	
	Milles	Km
W	232	425
W.N.W	226	415
N.N.E	166	305

Pour les vents de 16 m/s et 20 m/s, la houle maximale générée aurait les amplitudes suivantes :

Tableau III.3. Amplitude de la houle H 1/3 (m)

Direction	Vitesse du vent	
	16 m/s	20 m/s
W	5.36	6.72
W.N.W	5.35	6.64
N.N.E	4.20	5.71

III.4.3. Données océanographiques

III.4.3.1 Marée et variations du niveau d'eau

Les niveaux de référence sont rattachés au zéro hydrographique des cartes marines. Le niveau moyen de la mer est considéré à la côte +0.40m.

Sur l'ensemble de la côte Algérienne, L'amplitude des marées sur la côte Algérienne est relativement faible, de l'ordre de 20cm. On constate toutefois une variation saisonnière du niveau de la mer en fonction des variations de pression atmosphérique et des conditions climatologiques. Cette variation est maximum de novembre à décembre et peut atteindre 40cm.

En l'absence de mesures précises de la variation du niveau de la mer liée aux surcotes constatées par fort vent d'Ouest, le niveau extrême est estimé à +0.85m NGA correspondant au niveau moyen de la mer plus une surcote de 0.45m (combinaison de la variation de pression atmosphérique et d'une surcote de tempête).

III.4.3.2 Houle au large

Les données concernant la houle au large sont issues des statistiques enregistrées sur les côtes algériennes. Elles sont issues des observations de navires, obtenues par Météo-France sur la période 1973 – 2003. Les données obtenues concernent les zones suivantes :

- 35°30' (35,5') à 37° latitude Nord – 1° à 3°30' longitude Ouest ;
- 35°30' à 37°30' latitude Nord – 2° longitude Ouest à 0°30' longitude Est ;
- 36° à 38°30' latitude Nord – 0°30' à 3° longitude Est.

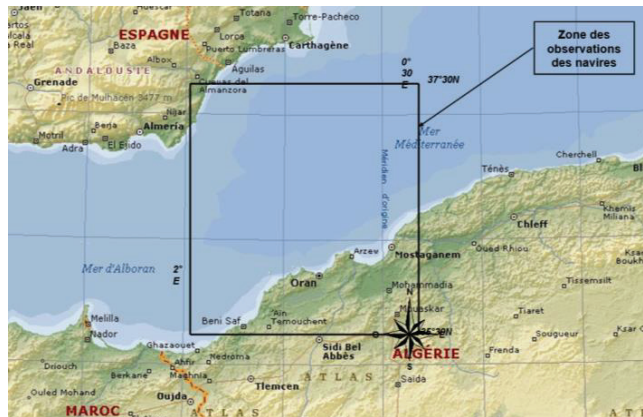


Figure III.1. Zone d'observation des navires

La zone d'observation des navires au large d'Oran ; comme montré sur la Figure III.1., est celle utilisée pour la présente étude. Les directions des houles dominantes aux larges obtenues sont les suivantes :

Tableau III.4. Directions des houles dominantes

Secteur	N 335°	N 15°	N 295°	N 355°	N 255°	N 295°
	N		N-O		O	
Direction	360°		315°		270°	

Une analyse statistique a été réalisée, permettant de fixer les valeurs des houles extrêmes pour les secteurs de provenance pouvant atteindre le site d'étude. Pour les besoins de l'étude, trois directions de houles de récurrence biennale, décennale et centennale ont été étudiées.

Tableau III.5. Valeurs des houles au large d'Oran (SSMO –région Ouest Algérie)

	Directions			
	280°N	330°N	360°N	30°N
Biennale (2ans)	6.7	4.7	4.2	5.3
Quinquennale (5 ans)	8	6.1	5.3	6.2
Décennale (10 ans)	8.8	7.00	5.9	7.0
Vingtennale (20 ans)	9.7	8.1	6.7	7.7
Cinquantennale (50 ans)	10.8	9.5	7.7	8.5
Centennale (100ans)	11.7	10.4	8.4	9.2

III.4.4. Données sismiques

Selon le Règlement Parasismique Algérien 99/2003, la zone d'étude fait partie de la Zone IIa, ce qui signifie que c'est une zone de sismicité moyenne [10].

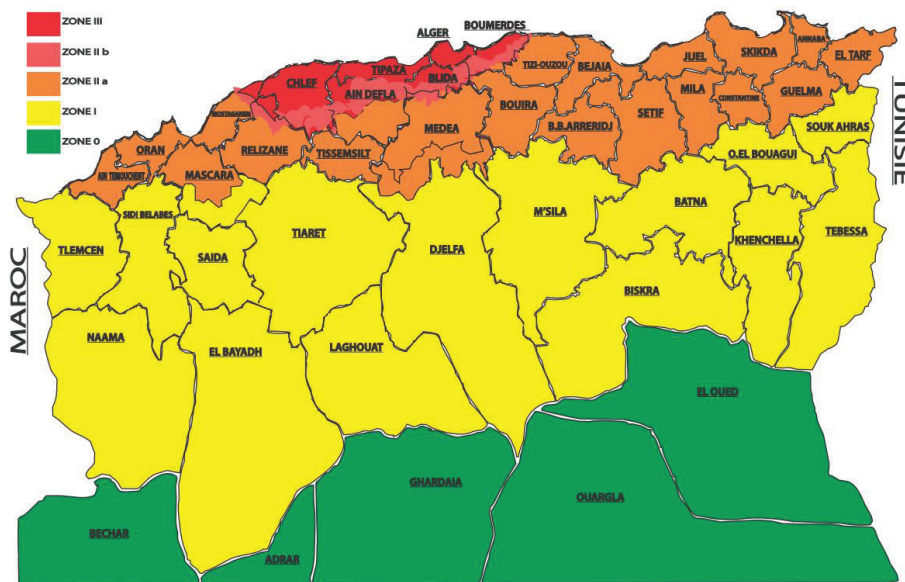


Figure III.2. Carte de zonage sismique du territoire national

Le coefficient d'accélération de la zone de projet est de $A= 0.18g$ d'après le RPA 99 version 2003.

III.4.5. Données physiques

III.4.5.1. Caractéristiques géotechniques

Le tableau suivant met en évidence les hypothèses utilisées pour les calculs.

Tableau III.6. Hypothèses géotechniques

Élément	Paramètre	Attribut
Remblai à l'arrière du mur et dans les évidements	$\gamma_d(t/m^3)$	1.80
	$\gamma'(t/m^3)$	1.10
	$\varphi(^{\circ})$	35.00
	$C(t/m^2)$	0.00
	$\delta(^{\circ})$	$\frac{2}{3}\varphi$
Assise en enrochement	$\gamma'(t/m^3)$	1.10
	$\varphi(^{\circ})$	38.00
	$C(t/m^2)$	0.00
Sol de fondation	$\gamma_d(t/m^3)$	1.80
	$\gamma'(t/m^3)$	1.10
	$\varphi(^{\circ})$	38.00
	$C(t/m^2)$	0.00

III.4.6. Données sur le projet

Les données relatives à la flottille prévisionnelle destinée au nouvel abri de pêche sont :

Tableau III.7. Caractéristiques des embarcations

Type	Longueur	Largeur	Tirant d'eau	Nombre
Sardiniers	12 à 15m	2.8 à 5.1m	2.5 à 3.5m	12
Petits métiers	4 à 9m	1.5 à 3m	0.5 à 1.5m	40

III.5. CONCLUSION

À travers ce chapitre, les principaux aspects techniques à prendre en considération ont été cités pour la conception du projet. Dans le chapitre suivant, ces données auront pour but de concevoir plusieurs variantes d'aménagement pour le port de Kristel.

Chapitre IV

Etude d'aménagement

CHAPITRE IV : Etude d'aménagement.

IV.1. INTRODUCTION

Dans ce présent chapitre, je me chargerai de faire une étude d'aménagement qui sera basée sur les résultats des reconnaissances générales topographiques, bathymétriques et études géotechniques et bien évidemment les estimations des besoins du projet définis par le client.

Le style du port projeté est envisagé sur la base d'un design esthétique, paysagiste et de bas impact et intrusion visuelle.

IV.2. CRITERES DU PROJET

L'objectif principal de cet aménagement est de répondre aux exigences et besoins de la région en activité de pêche, dont l'objectif stratégique consiste à augmenter la production halieutique nationale pour la porter à 2.500 tonnes par an.

Pour le port de Kristel qui est un abri de pêche, il convient de préciser que l'aménagement doit se faire selon 3 zones distinctes :

- Une zone d'amarrage ;
- Une zone de réparation ;
- Zone diverse.

IV.2.1 Zone d'amarrage

Afin de permettre une utilisation optimale des linéaires disponibles, il est retenu un amarrage en perpendiculaire. Selon les différents types d'embarcations, les linéaires d'amarrage nécessaire seraient les suivants :

Tableau IV.1. Besoins en termes de linéaire pour l'amarrage

Type d'embarcations	Linéaire (ml)
Sardiniers	12 x 5 = 60 ml
Petits métiers	40 x 3 = 120 ml
Total	180 ml

IV.2.1.1 Halle de vente et entrepôt frigorifique

Le tonnage global annuel à débarquer est de 2 500 T, soit sur la base de 200 sorties/an, une moyenne de 13 T/jour. On dimensionne la halle de vente pour deux fois ce tonnage pour tenir compte des prises de pointe, soit **26 T**.

- Sur la base d'un ratio de 0,10 T/m², nous aurions besoin de 26/0,10 = **260 m²**,
- Les installations pour le froid nécessiteraient une surface de **50 m²** environ.
- Au total, nous aurions besoin de **300 m²** environ.

IV.2.1.2 Fabrique de glace

Sur la base des besoins journaliers, une surface de **50m²** est réservée pour la fabrique.

IV.2.2 Zone de réparation et entretien

IV.2.2.1 Surface des terre-pleins pour la mise à sec et réparation

Pour la mise à sec des petits métiers, il est prévu une cale de halage. La surface préconisée permet la mise à sec des 1/3 des embarcations de pêche, soit environ 14 embarcations. Sur la base de $40m^2$ par unité, le besoin en surface de terre-pleins est de $40 \times 14 = 560m^2$.

IV.2.2.2 Rangement d'outillages et d'accessoires

Compte tenu de la demande exprimée la surface minimale retenue est de $10 m^2/unité$ pour les sardiniers (12 unités) et de de $6 m^2/unité$ pour les petits métiers (40 unités). La superficie totale des cases pêcheurs est de : $12 \times 10 + 40 \times 6 = 360m^2$.

IV.2.3 Zone diverse

IV.2.3.1 Bâtiment administratif

Une surface au sol pour le bloc administratif est prévue et est estimée à $100m^2$.

IV.2.3.2 Surface parking

La surface de parking est estimée sur la base de 1 véhicule, pour deux (02) embarcations. La surface par véhicule est estimée à $20 m^2$, soit au total : $520 m^2$.

IV.2.4 Récapitulatif des besoins d'aménagement

Les tableaux suivants résument les besoin en terme de linéaire et de surface pour le projet.

Tableau IV.2. Besoins en termes de linéaire : quais

Besoins	Linéaire (ml)
Quai pour l'amarrage	180
Débarquement des prises	40
Avitaillement en fuel	20
Total	240

Tableau IV.3. Besoins en termes de surface

Besoin	Surface (m^2)
Halle de vente et entrepôt frigorifique	300
Fabrique de glace	50
Mise à sec des petits métiers	560
Cases sardiniers	144
Cases pêcheurs	320
Magasin, vente de matériel de pêche	100
Bâtiment administratif	100
Surface parking	520
Sanitaire	80
Total	2 174

IV.4. DESCRIPTION DES VARIANTES D'AMENAGEMENT

IV.4.1. Schéma d'aménagement

Sur la base des besoins cités précédemment dans le chapitre deux variantes ont été proposées.

IV.4.1.1. Configuration générale

L'orientation de la passe d'entrée est déterminée de telle sorte à ce que le bassin soit protégé des houles dominantes, qui sont pour le cas du site de Kristel dans la direction Ouest, et Nord-Ouest.

IV.4.1.2. Configuration intérieure

- Les ouvrages d'accostages sont implantés de telle sorte à assurer une bonne accessibilité à partir des terre-pleins.
- Une meilleure régularité et une bonne disponibilité des surfaces derrière les quais.
- Compromis entre le dragage et déroctage, qui est minimisé.
- La cale de halage est implantée dans une zone abritée, et où le maximum des surfaces des terre-pleins est disponible.
- Seule la structure de quai continue est projetée pour les ouvrages d'amarrage, et ceci compte tenu de l'exiguïté du plan d'eau.

IV.4.2. Variante 1

Le site où doit être implanté l'aménagement projeté est naturellement rocheux, ne nécessitant pas de travaux de dragage importants.

Les ouvrages de protection et d'accostage de la variante 1 sont constitués de :

a. Ouvrages de protection

- La jetée principale est constituée d'un tronçon curviligne de 360 ml, qui prend racine au niveau de la falaise rocheuse et protège le bassin de la forte houle qui provient de la direction Ouest à Nord-Ouest ;
- Le plan d'eau est également abrité par un épi de 32.50 ml. La passe d'entrée est orientée vers la direction Sud-Ouest.

b. Ouvrages d'accostage

- Les sardiniers seront accostés le long d'un quai de 80 m à -4.00 m, situé dans une zone où l'on peut atteindre des profondeurs d'eau suffisante proche de -5.00 m ;
- Les petits-métiers sont accostés, le long d'un quai de 125 m à -2.50 m, situés dans une zone, où les profondeurs sont moins importantes et proches de -2.50 m.
- Un appontement est prévu également à -2.50 m de 40 m pour les petits-métiers.
- Quai d'avitaillement de 33 m et de débarquement de 33 m ;
- Une cale de halage implantée au coin extrême ;
- Un terre-plein d'une superficie d'environ 1.53 Ha ;
- Un plan d'eau d'une superficie d'environ 2.28Ha.

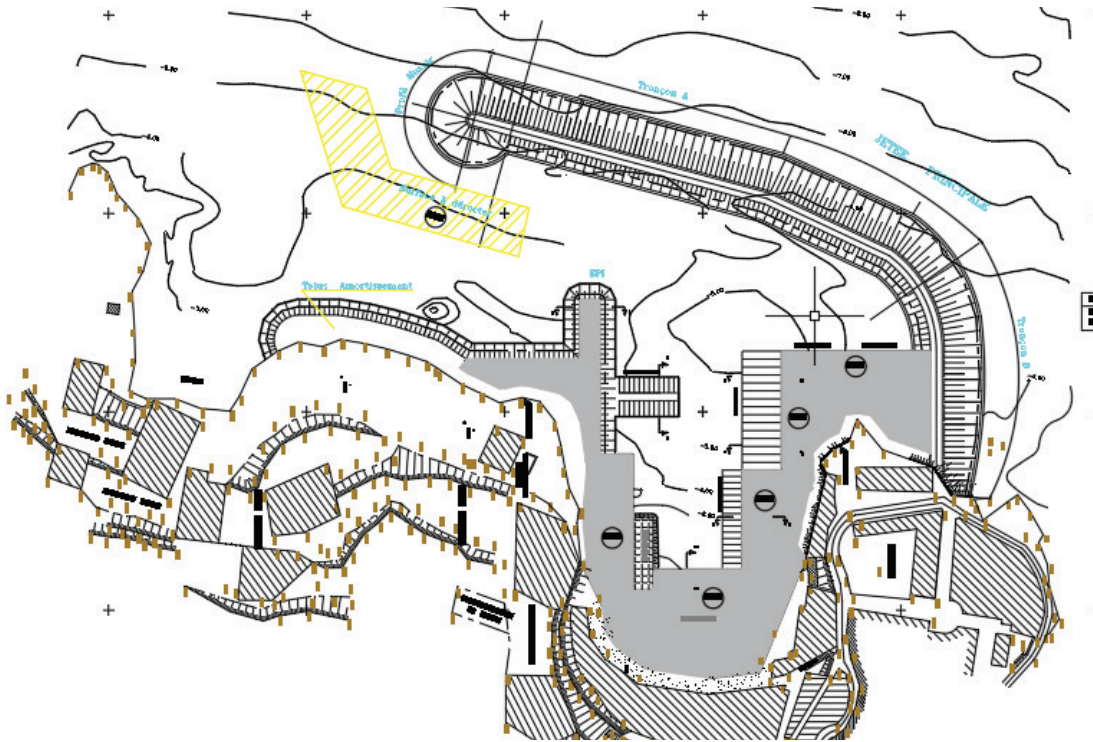


Figure IV.1. Plan de masse de la variante 1 d'aménagement

IV.4.3. Variante 2

Les ouvrages de protection et d'accostage de la variante 2 sont constitués de :

a. Ouvrages de protection

- La jetée principale est constituée d'un tronçon curviligne de 392 ml, dépassant de 32.00 m, la longueur de la jetée dans la première variante. Elle protège le bassin des fortes houles d'ouest et de nord-ouest ;
- Deux épis de 37 m et 52 m.

b. Ouvrages d'accostage

- Les sardiniers seront également accostés le long d'un quai de 110 m à -4.00 m qui est situé également à côté du quai de débarquement de 36m ;
- Les petits-métiers sont accostés, le long d'un quai de 68 m à -2.50 m ;
- Quai d'avitaillement de 40 m ;
- Un appontement est prévu également à -2.50 m de 30 m pour les petits-métiers ;
- Une cale de halage implantée au coin extrême ;
- Un terre-plein d'une superficie d'environ 1.52 Ha ;
- Un plan d'eau d'une superficie d'environ 2.26 Ha.

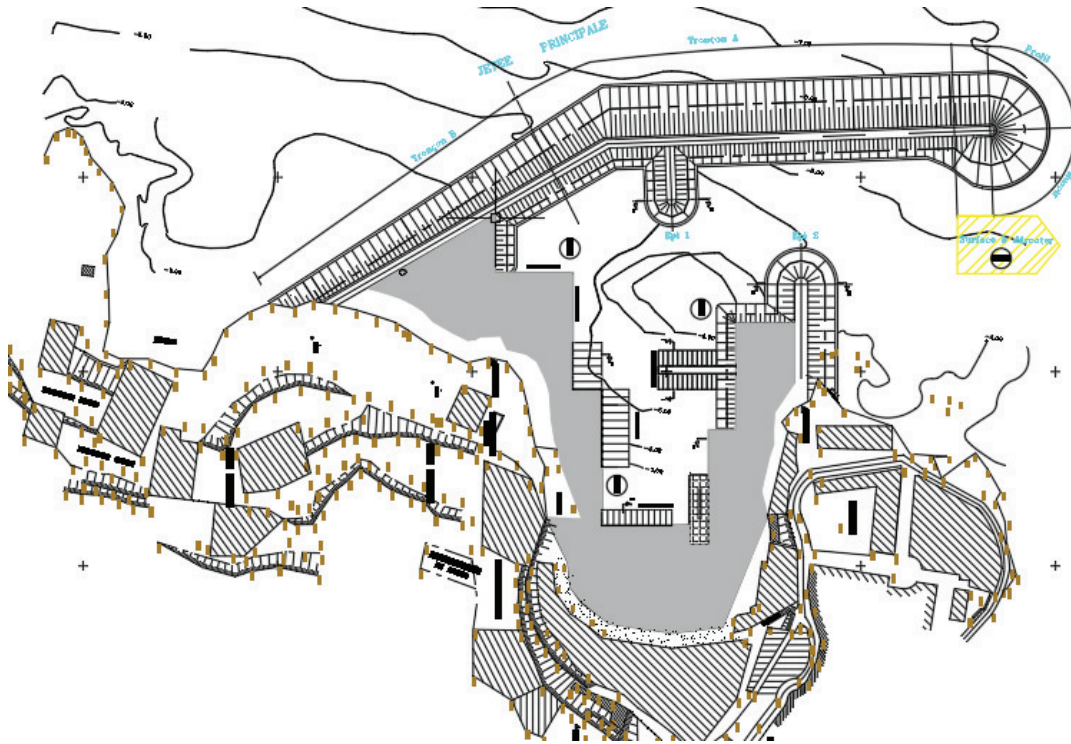


Figure IV.2. Plan de masse de la variante 2 d'aménagement

IV.5. AGITATION

Dans la variante 1, la passe d'entrée est orientée vers la direction Sud-Ouest vers le golfe d'Oran. L'aménagement est abrité contre la forte houle d'Ouest et de Nord-Ouest, et les niveaux d'agitations sont acceptables à l'intérieur du bassin, mais légèrement moins favorable en passe d'entrée. Une protection en enrochement contre la falaise rocheuse s'impose afin de réduire l'agitation à ce niveau et faciliter le passage des embarcations en particuliers pour les sardiniers. L'épi abrite le bassin contre la houle de direction Sud-Ouest.

Dans la variante 2, la passe d'entrée est orientée vers la direction Nord, telle que empreintée actuellement par les embarcations de pêcheurs vers la direction de la zone de pêche située dans le golfe d'Arzew. Cette orientation offre des conditions d'entrée-sortie plus avantageuse vue l'absence de la falaise rocheuse. Néanmoins, cette orientation ouverte sur le Nord peut être exposée à la houle saisonnière Nord à Nord-Est d'été, et à un courant venant dans ce sens.

IV.6. ESTIMATION BUDGETAIRE

Sur la base des estimations unitaires par mètre linéaire établies par le Laboratoire d'Etudes Maritimes, l'estimation des variantes est :

- Variante n°1 : 1 907 259 848 DA-TTC ;
- Variante n°2 : 2 399 159 703 DA-TTC.

IV.7. ANALYSE MULTICRITERE

Après l'analyse des données, la conception de cet abri de pêche et la proposition de deux variantes de projet, on se doit de choisir l'une d'entre elle en s'appuyant sur les paramètres suivants :

- Une configuration optimale de l'accessibilité par mer et par terre ;
- Des conditions optimales pour l'amarrage ;
- L'assurance de tous les services nécessaires au bon fonctionnement de la structure pendant tous les mois de l'année (été et hiver) ;
- L'aspect économique.

IV.7.1. Comparaison des variantes et recommandations

Les critères retenus pour la comparaison entre les deux variantes sont les suivants :

- Coût de réalisation ;
- Délai et condition de réalisation ;
- Impact sur l'exploitation portuaire.

Les notations A, B, C sont attribuées à chacun des critères cités ci-dessus. Ces notations correspondent aux qualifications suivantes :

- A : cas favorable ;
- B : cas peu favorable ;
- C : cas défavorable.

Tableau IV.4. Comparaison des variantes

	Variante 1	Variante 2
Coût de réalisation	A	B
Délai de réalisation de l'aménagement	A	B
Impact sur l'exploitation portuaire	A	A
Notation globale	3A	A+2B

Du point de vue agitation, la variante 2, est bien abritée, l'agitation est acceptable à l'intérieur du bassin.

Du point de vue capacité, les deux variantes répondent aux besoins de la flottille projetée

Du point de vue coût de réalisation, et en se référant à l'estimation des coûts de chaque variante la variante 2, est plus coûteuse par rapport à la variante 1.

Sur la base de ces critères cités, la variante n°1 est recommandée par rapport à la variante 2.

IV.8. CONCLUSION

Après le choix de la variante selon une étude multicritère, la variante retenue sera dimensionnée et étudiée dans les chapitres à venir.

Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des ouvrages de protection du projet.

Chapitre V

Dimensionnement des ouvrages de protection

CHAPITRE V : Dimensionnement des ouvrages de protection

V.1. INTRODUCTION

Les ouvrages de protection ont pour rôle d'abriter des bassins portuaires de la houle. Ils permettent aussi de protéger le chenal d'accès d'un port de la houle et des courants et de diminuer son ensablement.

Ce chapitre porte principalement sur la conception et le dimensionnement de l'ouvrage de protection.

V.2. CHOIX DE LA STRUCTURE

Le choix de la structure à implanter doit prendre en considération plusieurs aspects :

- La durabilité ;
- L'efficacité de la protection contre la houle ;
- Le coût de construction et de l'entretien ;
- Le choix du maître de l'ouvrage.

Dans le cadre du projet, il a été opter pour des digues à talus. Elles sont constituées de matériaux rocheux, habituellement protégés par une carapace de blocs d'enrochement naturel ou de blocs artificiels de plus grandes dimensions.

Une digue à talus est généralement composée :

- D'une infrastructure, ou noyau, en enrochements ou matériaux en tout-venant de carrière ;
- D'une ou plusieurs sous-couches (couches filtres) séparant la carapace du noyau ;
- D'une carapace en blocs naturels ou artificiels ;
- D'une superstructure (couronnement en béton ou simple recouvrement de la carapace) ;
- D'une butée de pieds avec une risberme en enrochement améliorant la tenue de l'ouvrage ;
- D'un soubassement entre le terrain naturel et le niveau de la fondation.

V.3. CHOIX DES MATÉRIAUX

Le choix des matériaux à utiliser lors de la réalisation, est choisi en tenant compte de plusieurs considérations dont :

- La taille des blocs requis ;
- La qualité, la quantité et la taille des enrochements naturels disponibles ;
- La distance entre la carrière et le site du projet (coût et délais de transport).

Les matériaux utilisés pour la carapace sont également tributaires de la houle de projet H . Le choix se porte sur :

- Des enrochements naturels si $H < 3m$;
- Des enrochements naturels ou des blocs artificiels si $3m < H < 4.5m$;
- Des blocs artificiels si $H > 4.5m$.

V.4. MÉTHODE DE DIMENSIONNEMENT

Dans cette étape, trois types de profils différents sont considérés :

- L'enracinement ;
- Le profil courant ;
- Le profil du musoir.

Le dimensionnement des ouvrages extérieurs comprendra la jetée principale et l'épi, le dimensionnement comportera :

- La détermination du poids de la carapace, de son épaisseur et du nombre de blocs par mètre carré ;
- La détermination du poids des filtres et leurs épaisseurs ;
- La détermination du poids du noyau ;
- Le dimensionnement des butées de pied ;
- La vérification des lois de Terzaghi.

V.5. DIMENSIONNEMENT DE LA JETÉE PRINCIPALE

Les valeurs des paramètres utilisés sont déterminées à partir de tableaux et abaques joints dans l'annexe D.

V.5.1. Carapace

Elle protège l'ensemble de l'ouvrage contre l'action de la houle, elle est constituée d'embrochements naturels ou de blocs artificiels en béton généralement non armé, dont le poids est le facteur principal pour le dimensionnement.

V.5.1.1. Poids de carapace

Il existe de multiples méthodes pour déterminer le poids de la carapace. Pour mon cas, le poids des blocs constituant la carapace est donné par la formule d'HUDSON [7] :

$$W = \frac{1}{K_D} \times \frac{\gamma_s}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1\right)^3} \times \frac{H_b^3}{\cot \alpha}$$

Avec :

- $K_D = 6,8$ (Coefficient de stabilité adimensionnel dit d'Hudson) ;
- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$ (Masse volumique des blocs utilisés (BCR)) ;
- $\gamma_0 = 1.026 \text{ t/m}^3$ (Masse volumique de l'eau de mer) ;
- H_b : Houle de projet ;
- α : Angle du talus d'embrochement ($\cot \alpha = 3/2$) ;

Tableau V.1. Poids des blocs de carapace de la jetée principale

Profil	$H_b(m)$	$W(t)$	Poids des BCR choisis(t)
Enracinement	4.8	10.83	11.00
Courant	5.3	14.59	15.00
Musoir	6.0	21.16	22.00

V.5.1.2. Épaisseur de la carapace

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $n = 2$ (Nombre de couches) ;
- $k_{\Delta} = 1.1$ (Coefficient de forme des blocs) ;
- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$ (Masse volumique des blocs (BCR)).

Tableau V.2. Épaisseurs de la carapace de la jetée principale

Profil	$W(t)$	$E(m)$
Enracinement	11.00	3.50
Courant	15.00	4.00
Musoir	22.00	4.60

V.5.1.3. Nombre de blocs par unité de surface

$$N_s = n \times k_{\Delta} \times (1 - p) \times \left(\frac{\gamma_s}{W}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Avec :

- N_s : Nombre de blocs par mètre carré ;
- $n = 2$ (Nombre de couches) ;
- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$ (Masse volumique des blocs) ;
- $k_{\Delta} = 1.1$ (Coefficient de forme des blocs) ;
- $p = 44\%$ (Porosité moyenne).

Tableau V.3. Nombre de blocs de carapace de la jetée principale

Profil	$W(t)$	N_s/m^2	$N_s/100m^2$
Enracinement	11.00	0.45	45.00
Courant	15.00	0.36	36.00
Musoir	22.00	0.28	28.00

V.5.2. Berme

Pour le choix de la côte d'arase du profil, on trouve généralement un compromis entre l'acceptation d'une certaine gêne ou dommages induit par les franchissements et le surcoût qu'entraîne un ouvrage présentant une arase plus élevée.

V.5.2.1. Hauteur de berme

La hauteur de berme est déterminée par la côte d'arase de la carapace et est égale à la somme de la hauteur d'ascension des houles sur la digue et de la plus haute mer de vives eaux exceptionnelles. Pour la déterminer, on utilise le calcul du Run-Up qui est une méthode basée sur des abaques extraits du manuel du C.E.R.C [7].

La hauteur de berme (côte d'arase) est donnée par la formule suivante :

$$Z = R_c \times r + NM$$

Avec :

- R_c : Hauteur du Run-Up ;
- $r = 0.5$ (Coefficient de rugosité du BCR) ;
- $NM = 0.4 \text{ m}$ (Niveau de marée).

Afin de déterminer la hauteur du Run-Up, on procède aux calculs suivants :

a. Calcul de la raideur des vagues incidentes

La raideur des vagues incidentes donnée par la formule suivante :

$$Cst = \frac{H_b}{g \times T^2}$$

Avec :

- H_b : Houle de projet ;
- T : Période de la houle ;
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ (Accélération de la pesanteur) ;

b. Détermination de la hauteur du Run-Up

À l'aide de l'Abaque I du CERC figurant dans l'Annexe D, on détermine la hauteur de la houle non réfractée en eau profonde H'_0 et ce, en utilisant les valeurs de la raideur des vagues incidentes et la pente des fonds. L'Abaque nous donne la valeur du quotient $\frac{H_b}{H'_0}$ ce qui nous permet de déduire H'_0 .

Dans notre cas, la pente des fonds est raide, ce qui correspond à $m = 10\%$.

La hauteur du Run-Up est déterminée à partir d'un second abaque dont le choix est tributaire de la valeur du quotient $\frac{d_s}{H'_0}$.

L'abaque choisi nous permet de déterminer la hauteur du Run-Up à partir du quotient $\frac{R}{H'_0}$ obtenu en utilisant la valeur de $\frac{H'_0}{g \times T^2}$. La hauteur du Run-Up déterminée R doit être par la suite corrigée la manière suivante :

$$R_c = R \times K$$

Tableau V.4. Hauteurs de berme de la jetée principale

Profil	$H_b(m)$	T(s)	Cst	$\frac{H_b}{H'_0}$	$H'_0(m)$	$d_s(m)$	$\frac{d_s}{H'_0}$	$\frac{H'_0}{g \times T^2}$	$R_c(m)$	Z(m)
Enracinement	4.80	10.77	0.0042	1.50	3.20	6.10	1.91	0.003	13.50	7.15
Courant	5.30	11.32	0.0042	1.50	3.53	6.00	1.70	0.003	14.90	7.85
Musoir	6.00	12.02	0.0042	1.50	4.00	3.3	0.83	0.003	16.87	8.84

V.5.2.2. Largeur de berme

$$B = 4 \times D_{n_{50}}^{carapace}$$

Avec :

- $D_{n_{50}}^{carapace} = \left(\frac{W_{carapace}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$: Diamètre médian de la carapace ;
- $W_{carapace}$: Poids des blocs de la carapace ;
- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$.

Tableau V.5. Largeurs de berme de la jetée principale

Profil	$W_{carapace}(t)$	$D_{n_{50}}^{carapace}(m)$	$B(m)$
Enracinement	11.00	1.66	6.64
Courant	15.00	1.84	7.37
Musoir	22.00	2.09	8.37

V.5.3. Filtre

Les sous-couches en enrochements servent de fondation à la carapace, tout en agissant en tant que filtre évitant le départ du matériau constituant le noyau.

V.5.3.1. Poids du filtre

$$W_1 = \frac{W_{carapace}}{10} ; 0.7 \times W_1 < W_{filtre} < 1.3 \times W_1$$

Tableau V.6. Poids du filtre de la jetée principale

Profil	$W_{carapace}(t)$	$W_1(t)$	$W_{inf}(t)$	$W_{sup}(t)$	$W_{filtre}(t)$
Enracinement	11.00	1.10	0.77	1.43	1.1
Courant	15.00	1.50	1.00	1.95	1.5
Musoir	22.00	2.20	1.54	2.86	2.2

V.5.3.2. Épaisseur du filtre

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W_{filtre}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $n = 2$;
- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$;
- $k_{\Delta} = 1.15$: coefficient de forme des blocs.

Tableau V.7. Épaisseurs du filtre de la jetée principale

Profil	$W_{filtre}(t)$	$E(m)$
Enracinement	1.10	1.80
Courant	1.50	1.90
Musoir	2.20	2.10

V.5.3.3. Diamètre médian

$$D_{n50}^{filtre} = \left(\frac{W_{filtre}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $\gamma_s = 2.6 \text{ t/m}^3$ (Masse volumique du filtre).

Tableau V.8. Diamètre médian des matériaux du filtre de la jetée principale

Profil	$W_{filtre}(\text{t})$	$D_{n50}^{filtre}(\text{m})$
Enracinement	1.10	0.75
Courant	1.50	0.83
Musoir	2.20	0.95

V.5.4. Noyau

Le noyau constitue la grande partie de l'ouvrage. Sa réalisation exige d'importantes quantités de matériaux et doit être insoluble dans l'eau et contenir 20% de fines pour éviter sa migration. La granulométrie étendue permettra d'éviter les tassements ultérieurs.

Le noyau doit être protégé assez vite par un enrochement provisoire pendant sa réalisation.

V.5.4.1. Poids du noyau

$$0.3 \times W_{noyau} < \frac{W_{carapace}}{4000} < 1.7 \times W_{noyau}$$

Tableau V.9. Poids du noyau de la jetée principale

Profil	$W_{carapace}(\text{t})$	$W_{carapace}/4000(\text{t})$	Choix de $W_{noyau}(\text{Kg})$
Enracinement	11.00	0.00275	0-500
Courant	15.00	0.00375	0-500
Musoir	22.00	0.00555	0-500

V.5.5. Butée de pied

Cette partie stabilise la carapace et joue un rôle important dans la stabilité de la digue.

V.5.5.1. Poids de la butée de pied

$$W_{butée} = \frac{0.1}{K_D} \times \left[\frac{\gamma_s \times H_b^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1 \right)^3 \cot \alpha} \right] \times \frac{H_b}{d_s}$$

$$\text{Tel que : } 1.2H_b < d_s < 1.3 H_b$$

Avec :

- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$ (Masse volumique des blocs utilisés) ;
- $\gamma_0 = 1.026 \text{ t/m}^3$;
- α : Angle du talus ($\cot \alpha = 1.5$) ;

- $K_D = 6.8$ (Coefficient de stabilité adimensionnel dit d'HUDSON) ;
- H_b : Houle de projet ;
- d_s : Profondeur au pied de l'ouvrage.

Tableau V.10. Poids de la butée de pieds de la jetée principale

Profil	$d_s(m)$	$H_b(m)$	$W_{butée}(t)$
Enracinement	6.00	4.80	2.00
Courant	6.63	5.30	2.00
Musoir	7.50	6.00	2.00

V.5.5.2. Épaisseur de la butée de pied

$$E = n \times k_{\Delta} \times \left(\frac{W_{butée}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $n = 2$;
- $W_{butée}$: Poids unitaire du filtre ;
- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$ (Masse volumique du filtre) ;
- $k_{\Delta} = 1.1$ (Coefficient de forme des blocs).

Tableau V.11. Épaisseur de la butée de pied de la jetée principale

Profil	$W_{butée}(t)$	$E(m)$
Enracinement	2.00	2.10
Courant	2.00	2.10
Musoir	2.00	2.10

V.5.6. Vérification des lois de TERZAGHI

Les lois de TERZAGHI nous permettent de vérifier le non-entraînement des particules de la couche de transition (filtre) et du noyau.

Ces lois sont :

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} \leq 5 \quad 4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} \leq 5 \quad \frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} \leq 25$$

Les indices 15, 50, 85 indiquent le % en poids des matériaux de diamètre inférieur à D.

On calcule le petit ainsi que le plus grand diamètre constituant la couche à considérer par les formules :

$$\phi_s = 2 \times \left(3 \times \frac{w_s}{4\pi\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}} \quad ; \quad \phi_i = 2 \times \left(3 \times \frac{w_i}{4\pi\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}} :$$

Avec :

- w_s : Limite supérieure du poids de l'encrochement constituant la couche considérée ;
- w_i : Limite inférieure du poids de l'encrochement constituant la couche considérée ;
- $\gamma_s = 2.4 \text{ t/m}^3$.

Par la suite, on calculera le diamètre correspondant à n%, en utilisant la formule suivante :

$$D_n = n \times (\phi_s - \phi_i) + \phi_i$$

Tableau V.12. Paramètres de vérification des lois de TERZAGHI pour la jetée principale

Profil	Couche	w_i	w_s	ϕ_i	ϕ_s	D_{15}	D_{50}	D_{85}
Enracinement	Noyau	0.00	0.50	0.00	0.73	0.11	0.37	0.63
	Filtre	0.77	1.43	0.85	1.04	0.88	0.95	1.01
Courant e	Noyau	0.00	0.50	0.00	0.73	0.11	0.37	0.63
	Filtre	1.05	1.95	1.33	1.33	0.97	1.05	1.13
Musoir	Noyau	0	0.5	0.00	0.74	0.11	0.37	0.63
	Filtre	1.54	2.86	1.07	1.32	0.11	1.19	1.28

Tableau V.13. Vérification des lois de TERZAGHI pour la jetée principale

Profil	$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} \leq 5$	$4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} \leq 20$	$\frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} \leq 25$
Enracinement	1.41	7.96	2.57
Courant	1.56	8.83	2.85
Musoir	1.77	10.03	3.24
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.6. DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPI

Les formules utilisées pour le dimensionnement de la jetée principale ont été aussi utiliser pour le dimensionnement de l'épi.

V.6.1. Carapace

V.6.1.1. Poids de la carapace

Tableau V.14. Poids des blocs de la carapace de l'épi

Profil	Poids des enrochements naturels (t)
Courant	Non nécessaire
Protection du terre-plein	Non nécessaire
Talus amortissant 01	1.00 – 3.00
Talus amortissant 02	3.00 – 6.00

V.6.1.2. Épaisseur de la carapace

Tableau V.15. Épaisseurs de la carapace de l'épi

Profil	$W(t)$	$E(m)$
Talus amortissant 01	1.00 – 3.00	2.10
Talus amortissant 02	3.00 – 6.00	2.80

V.6.1.3. Nombre de blocs

Tableau V.16. Nombre de blocs de la carapace de l'épi

Profil	$W(t)$	N_s/m^2	$N_s/100m^2$
Talus amortissant 01	1.00 – 3.00	2.00	200.00
Talus amortissant 02	3.00 – 6.00	0.95	95.00

V.6.2. Filtre

V.6.2.1. Poids du filtre

Tableau V.17. Poids du filtre de l'épi

Profil	$W_{carapace}(t)$	$W_{filtre}(t)$
Courant	0.00	0.30 – 1.00
Protection du terre-plein	0.00	0.30 – 1.00
Talus amortissant 01	1.00 – 3.00	0.30 – 1.00
Talus amortissant 01	1.00 – 3.00	0.30 – 1.00

V.6.2.2. Diamètre médian du filtre

Tableau V.18. Diamètre médian des matériaux du filtre de l'épi

Profil	$W_{filtre}(t)$	$D_{n50}^{filtre}(m)$
L'ensemble de l'épi	0.30 – 1.00	0.63

V.6.2.3. Épaisseur du filtre

Tableau V.19. Épaisseurs du filtre de l'épi

Profil	$W_{filtre}(t)$	$E(m)$
L'ensemble de l'épi	0.30 – 1.00	1.60

V.6.3. Noyau

V.6.3.1. Poids du noyau

Tableau V.20. Poids du noyau de l'épi

Profil	$W_{noyau}(Kg)$
L'ensemble de l'épi	0-500

V.6.4. Butée de pied

V.6.4.1. Poids de la butée de pied

Tableau V.21. Poids de la butée de pieds de l'épi

Profil	$W_{butée}(t)$
Talus amortissant 02	3.00 - 6.00

V.6.4.2. Epaisseur de la butée de pied

Tableau V.22. Épaisseurs de la butée de pieds de l'épi

Profil	$W_{butée}(t)$	$E(m)$
Talus amortissant 02	3.00 – 6.00	2.80

V.6.5. Vérification des lois de TERZAGHI

Tableau V.23. Paramètres de vérification des lois de TERZAGHI pour l'épi

Profil	Couche	w_i	w_s	ϕ_i	ϕ_s	D_{15}	D_{50}	D_{85}
L'ensemble de l'épi	Noyau	0.00	0.5	0.00	0.73	0.11	0.37	0.63
	Filtre	0.30	1.00	0.62	0.92	0.67	0.77	0.88

Tableau V.24. Vérification des lois de TERZAGHI pour l'épi

Profil	$\frac{D_{15}^{filtre}}{D_{85}^{noyau}} \leq 5$	$4 \leq \frac{D_{15}^{filtre}}{D_{15}^{noyau}} \leq 20$	$\frac{D_{50}^{filtre}}{D_{50}^{noyau}} \leq 25$
L'ensemble de l'épi	1.07	6.04	2.10
Vérification	OK	OK	OK

V.7. ÉTUDE DU COURONNEMENT DE LA JETEE PRINCIPALE

La performance en matière de franchissement d'une digue à talus est souvent améliorée de manière significative par l'utilisation d'un mur de couronnement en béton. Ce type de dispositif sert également d'accès, de plate-forme de travail, et supporte parfois aussi des conduites ou autres structures de transport.

Notre couronnement est constitué d'une dalle de roulement d'une largeur de 7.00m et une épaisseur de 2.00m et d'un petit mur en béton d'une hauteur de 3.30m et une largeur de 1.40m, avec une bêche.

V.9.1. Caractéristiques des matériaux utilisés

Tableau V.25. Caractéristiques du béton utilisé pour le couronnement

Matériau	Désignation	Attribut	
Béton	Résistance caractéristique à la compression	$f_{c_{28}}$	25MPa
	Résistance caractéristique à la traction	$f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06f_{c_{28}}$	2.1MPa
	Contrainte admissible	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c_{28}}$	15MPa
	Enrobage	c	5cm
	Coefficient de sécurité	γ_b	1.5
	Contrainte maximum du béton	$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c_{28}}}{\gamma_b \times \theta}$	

Tableau V.26. Caractéristiques de l'acier utilisé pour le couronnement

Matériau	Désignation	Attribut	
	Type	Fe E400	
Acier	Limite d'élasticité	f_e	400MPa
	Fissuration	très préjudiciable	
	Contrainte admissible	$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{f_e}{2}; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$	164.97MPa
	Coefficient de sécurité	γ_s	1.15
	Coefficient de fissuration	η	1.6

V.9.2. Actions et sollicitations

Le mur de couronnement est soumis à :

- P_G : Poids propre ;
- P_H : Effort horizontal de houle (pression de houle).

V.9.2.1. Poids propre

$$P_G = S_{mur} \times \gamma_{BA} = 1.5 \times 2.5 \times 1 = \mathbf{3.75t/ml}$$

Avec :

- S_{mur} : Surface de la section du mur ;
- $\gamma_{BA} = 2.5 t/m^3$: Masse volumique du béton ;

V.9.2.2. Effort horizontal de houle

Le calcul de la force de houles se réfère à l'article 5.2.2.12 de The Rock Manual avec la méthode Jensen 1984.

$$F_H = (\rho_w \times d_c \times g \times L_{op}) \times \left(\frac{a \times H_b}{R_{ca} - b} \right)$$

Avec :

- ρ_w : Masse volumique de l'eau de mer ;
- d_c : Hauteur du couronnement ;
- g : Accélération de la pesanteur ;
- L_{op} : Longueur d'onde de houle au large ;
- $a = 0.051$; $b = 0.026$: Coefficients empiriques (Annexe D) ;
- H_b : Hauteur efficace de houle ;
- R_{ca} : Distance entre le sommet de la digue et la surface d'eau ;

En considérant l'effet d'inclinaison e la houle et l'effet de l'abri de blocs BCR aux couronnements, un coefficient de réduction « K » sera utilisé.

Tableau V.27. Effort horizontal de houle sur le couronnement de la jetée principale

Profil	$L_{op}(m)$	$R_{ca}(m)$	$F_H(KN)$	K	$F_{H_{réduit}}(KN)$	$P_H(KN/ml)$
Enracinement	185.00	7.00	216.37	0.90	149.73	33.57
Courant	205.03	8.00	230.84	0.50	115.42	19.90
Musoir	231.17	8.60	274.03	0.50	137.01	23.62

V.9.3. Efforts internes

Le mur de couronnement est représenté statiquement par une poutre encastrée d'un côté et libre de l'autre (console).

Les efforts internes sont calculés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Les détails de la modélisation sont présentés en Annexe D.

Tableau V.28. Efforts internes maximaux du couronnement

Jetée principale			
	Enracinement	Courant	Musoir
$M_{ser} (T.m)$	-115.64	-92.76	-98.99
$V_u (T)$	56.75	44.91	48.13

V.9.4. Ferrailage

Le ferrailage de la poutre de couronnement se fera à l'ELS en fissurations très préjudiciables pour les armatures longitudinales. En revanche, les armatures transversales sont déterminées à l'ELU

V.9.4.1. Armatures longitudinales

La section du mur est considérée rectangulaire avec les caractéristiques suivantes :

- $b = 140.0 \text{ cm}$;
- $h = 20.0 \text{ cm}$;
- $d = 5.0 \text{ cm}$.

Tableau V.29. Ferrailage longitudinal du mur de couronnement

Nappe	Données	Résultats		
Inférieure	$M_{ser} = -115.64t.m$	Position de l'axe neutre	Y	36.5 cm
		Bras de levier	Z	89,3 cm
		Contrainte max du béton	σ_{bc}	1,1 MPa
		Sections d'acier	A_{s1}	39,2 cm ²
			A_{s2}	0
Choix des barres		8HA25 = 39.27 cm²		

V.9.4.2. Armatures transversales

Tableau V.30. Ferrailage transversal du mur de couronnement

Données	Résultats		
$V_u = 5.01 t$	Contrainte tangentielle maximale	τ_{max}^u	0,2 MPa
	Contrainte tangente limite	τ_{lim}^u	2,5 MPa
	Diamètre des armatures transversales	ϕ_t	10 mm
Armatures $\alpha = 90^\circ$	Sections d'acier	A_t	1,6 cm ²
	Espacement	S_t	16,9 cm
Choix des barres	Cadres : 2Ø10 = 1.6 cm²		

V.10. CONCLUSION

Une fois le dimensionnement des jetées effectuées, un essai sur modèle réduit physique servira à vérifier la structure choisie. Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des ouvrages d'accostage.

Chapitre VI

*Dimensionnement des ouvrages
intérieurs.*

CHAPITRE VI : Dimensionnement des ouvrages intérieurs.

VI.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, je procéderai au dimensionnement de ces ouvrages intérieurs, à savoir les quais et les appontements.

Le dimensionnement des ouvrages intérieurs consiste à l'étude des ouvrages d'accostage qui ont pour rôle l'accostage et l'amarrage des navires et le transbordement des passager et marchandises.

VI.2. HYPOTHÈSES DE CALCUL

Tableau VI.1. Données physiques et géotechniques

	Élément	Paramètre	Attribut
Données Géotechniques	Remblai à l'arrière du mur et dans les évidements	$\gamma_d(t/m^3)$	1.80
		$\gamma'(t/m^3)$	1.10
		$\varphi(^{\circ})$	35.00
		$C(t/m^2)$	0.00
		$\delta(^{\circ})$	$\frac{2}{3} \varphi$
	Assise en enrochement	$\gamma'(t/m^3)$	1.10
		$\varphi(^{\circ})$	38.00
		$C(t/m^2)$	0.00
		$\sigma_{adm}(t/m^2)$	50.00
	Sol de fondation	$\gamma_d(t/m^3)$	1.80
		$\gamma'(t/m^3)$	1.10
		$\varphi(^{\circ})$	38.00
		$C(t/m^2)$	0.00
Matériaux	Acier		Fe E400
	Béton de masse	$\gamma_b(t/m^3)$	2.40
		$\gamma'_b(t/m^3)$	1.40
	Béton armé	$\gamma_b(t/m^3)$	2.50
		$\gamma'_b(t/m^3)$	1.50

VI.3. ÉTUDE DES QUAIS

Devant une multitude de types de quais disponibles, le choix du type se porte pour des quais en blocs de béton préfabriqués empilés les uns au-dessus des autres.

L'objet de cette étude est le dimensionnement et la vérification d'un quai à -4.00 m composé de 3 types de blocs, ensuite un quai fondé à -2.50 m composé de 22 types de blocs.

Le quai à -4.00 m est composé de :

- 03 types de blocs (type 1, type 2 et type 3) ;
- Poutre de couronnement en béton armé ;
- Couche sous le bloc type 1 en ballast (20-40 mm) ;
- Deux configurations de couche d'assise en enrochement (0-50 kg).

Les deux quais étant de même type, et leurs méthodes de calculs identiques, ce chapitre est dédié au dimensionnement du quai à -4.00 m et celui à -2.50m sera présenté en Annexe F.

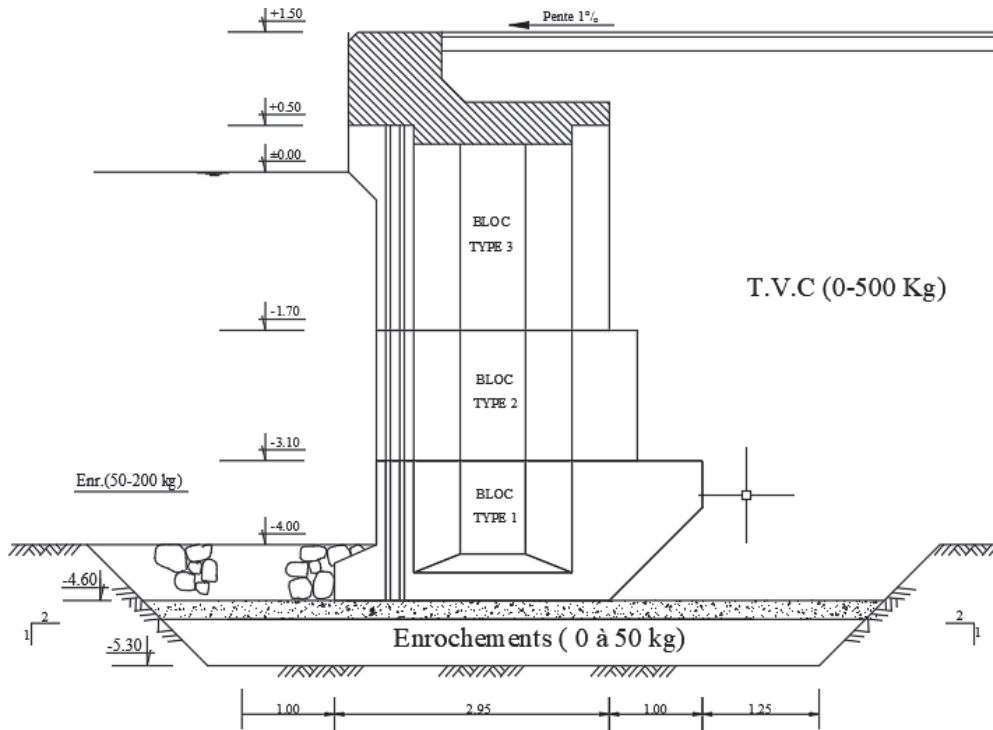


Figure VI.1. Vue en coupe du quai en bloc à -4.00m

VI.3.1. Caractéristiques géométriques des éléments constituant le quai

Pour déterminer les caractéristiques géométriques des blocs, ces lois seront utilisées :

$$V = S \times H$$

$$P = V \times \gamma_b \text{ ou } V \times \gamma'_b \text{ (selon le cas d'immersion)}$$

$$M = P \times d$$

Avec :

- V : Volume de l'élément considéré ;
- S : Surface de l'élément considéré ;
- H : Hauteur de l'élément considéré ;
- P : Poids de l'élément considéré ;
- γ_b : Poids volumique du béton ;
- γ'_b : Poids volumique déjaugé du béton
- M : Moment de l'élément considéré ;
- d : Bras de levier de l'élément par rapport à la base.

Les schémas des différents blocs et du couronnement sont exposés en Annexe E.

a. Bloc type 1

Tableau VI.2. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 1

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Stot	$3,95*1,5*3$	17,78	24,89	0,75	18,66	1,98	49,15
S1	$-0,5*1*1*3$	-1,50	-2,10	0,33	-0,70	3,28	-6,90
S2	$-0,9*0,45*3$	-1,22	-1,70	1,05	-1,79	0,23	-0,38
S3	$-0,5*0,5*0,3*3$	-0,23	-0,32	0,53	-0,17	0,15	-0,05
2*S4	$-2*((0,7+1,7)*1/2)*0,9$	-2,16	-3,02	1,05	-3,18	1,70	-5,14
2*S5	$-2*((0,7+1,7)*1/2)*0,2/2$	-0,24	-0,34	0,53	-0,18	1,70	-0,57
Total		12,44	17,41	0,76	12,66	2,07	44,83

b. Bloc type 2

Tableau VI.3. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 2

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Stot	$1,4*2,8*3$	11,76	16,46	2,20	36,22	1,85	30,46
2*S1	$-2*((1,7+0,7)*1/2)*1,4$	-3,36	-4,70	2,20	-10,35	1,70	-8,00
Total		8,40	11,76	2,20	25,87	1,91	22,46

c. Bloc type 3

Tableau VI.4. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type 3

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
S1im	$1,7*2,8*3$	14,28	19,99	3,75	74,97	1,55	30,99
S2im	$-0,3*1,4*3$	-1,26	-1,76	3,60	-6,35	0,30	-0,53
S3im	$-0,5*0,3*0,3*3$	-0,14	-0,19	4,40	-0,83	0,25	-0,05
2*S5im	$-2*((0,7+1,7)*1/2)*1,7$	-4,08	-5,71	3,75	-21,42	1,55	-8,85
S1sec	$0,5*2,8*3$	4,20	10,08	4,85	48,89	1,55	15,62
S4sec	$-0,2*1,7*3$	-1,02	-2,45	5,00	-12,24	1,70	-4,16
2*S5sec	$-2*((0,7+1,7)*1/2)*0,3$	-0,72	-1,73	4,75	-8,21	1,70	-2,94
Total		11,27	18,23	4,10	74,81	1,65	30,08

d. Poutre de couronnement

Tableau VI.5. Valeurs des caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Stot	$1,2*2,8*3$	10,08	25,20	5,50	138,60	1,55	39,06
S1	$-0,7*0,2*3$	-0,42	-1,05	5,00	-5,25	0,50	-0,53
S2	$-0,4*0,2*3$	-0,60	-0,60	5,00	-3,00	2,75	-1,65
S3	$-1,55*0,75*3$	-3,49	-8,72	5,73	-49,91	2,18	-18,96
S4	$-0,5*0,25*0,25*3$	0,02	0,04	5,43	0,20	1,23	0,05
S5	$-0,5*0,1*0,1*3$	-0,02	-0,04	6,07	-0,23	0,18	-0,01
Total		5,93	14,83	5,42	80,41	1,21	17,96

VI.3.2. Poids des TVC

On note trois types d'évidements :

- Évidement 1 entre deux blocs de type 1 ;
- Évidement 2 entre deux blocs de type 2 ;
- Évidement 3 entre deux blocs de type 3.

Pour cette phase, on déterminera le poids du remblai, les bras de levier verticaux et horizontaux et les moments qui leur correspondent.

Pour l'évidement 3, on distingue deux états du sol : sol immergé et sol non immergé.

Tableau VI.6. Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Évidement 1	$2*((0,7+1,7)*0,5)*(0,9+0,2/2)$	2,4	3,36	1,70	5,71	1,70	5,71
Évidement 2	$2*((1,7+0,7)*0,5)*1,4$	3,36	4,70	2,20	10,35	1,70	8,00
Évidement 3im	$2*((0,7+1,7)*0,5)*1,7$	4,08	5,71	3,75	21,42	1,70	9,71
Évidement 3s	$2*((0,7+1,7)*0,5)*0,3$	0,72	1,01	4,75	4,79	1,70	1,71
Total		10,56	14,78	2,86	42,27	1,70	25,13

VI.3.3. Poids des terres

a. Au-dessus du bloc de type 1

Tableau VI.7. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc de type 1

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Immergée	$0,7*3,1*3$	6,51	7,16	3,05	21,84	3,60	25,78
Non immergée	$0,7*1,3*3$	2,75	4,91	5,25	25,80	3,60	17,69
Total		9,24	12,08	3,95	47,64	3,60	43,47

b. Au-dessus du bloc de type 2

Tableau VI.8. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc de type 2

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Immergée	$0,3*1,7*3$	1,53	1,68	3,75	6,31	3,10	5,22
Non immergée	$0,3*1,3*3$	1,17	2,11	5,25	11,06	3,0	6,53
Total		2,70	2,70	4,58	17,37	3,10	11,75

c. Au-dessus du bloc du couronnement

Tableau VI.9. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du couronnement

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
S1 non im	$1,8*0,58*3$	3,13	5,64	5,64	31,80	2,05	11,56
S2 non im	$-0,5*0,25*0,25*3$	- 0,09	- 0,17	5,43	- 0,92	1,23	- 0,21
Total		3,04	5,47	5,65	30,88	2,08	11,35

VI.3.4. Différentes sollicitations agissant sur le quai

Cette étape a pour objectif de déterminer les efforts à prendre en compte pour la vérification de la stabilité globale et partielle du quai. Ils seront calculés dans le cas statique et dynamique.

Ces efforts sont :

- La poussée des terres ;
- La poussée due aux surcharges ;
- La poussée hydrostatique de marnage ;
- La poussée hydrodynamique ;
- L'effort d'amarrage ;
- L'effort dû au séisme.

VI.3.4.1. Poussée des terres

Les remblais agissent sur le mur par une poussée des terres. Cette poussée est calculée avec la méthode de « Coulomb » dont la formule générale est la suivante :

$$P_a = 0.5 \times \gamma \times h^2 \times K_{ca} = 0.5 \times \sigma \times h$$

Avec :

- γ : Poids volumique des terres ;
- h : Hauteur du remblai ;
- K_{ca} : Le coefficient de poussée, calculé avec la formule de « Mononobe Okabe » :

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

Avec :

- K_{ca} : Coefficient de poussée ;
- $\varphi = 35^\circ$: Angle de frottement interne ;
- δ : Angle de frottement du sol sur l'écran :
 - Pour un frottement mur-sol : $\delta = \frac{2}{3} \varphi = 23.34^\circ$
 - Pour un frottement sol-sol : $\delta = \varphi = 35^\circ$
- λ : Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale ;
- $\beta = 0$: Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale ;
- $\theta = \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right]$; avec :
 - K_h : Accélération horizontale ($K_h = A (\%g)$) ;
 - K_v : Accélération verticale ($K_v = \pm 0.3 \times K_h$) ;
 - $A = 0.18$: coefficient d'accélération de zone ;

La poussée des terres s'applique de 04 manières :

- De la côte 0.00 m à +1.50 m, sur un écran vertical de sol non immergé P_{a_1} ;
- De la côte 0.00 m à -3.10 m, sur un écran vertical de sol immergé P_{a_2} ;
- De la côte -3.10 m à -3.60 m, sur un écran vertical en béton et un sol immergé P_{a_3} ;
- De la côte -3.60 m à -4.60 m, sur un écran incliné en béton et un sol immergé P_{a_4} .

La force de poussée a deux composantes :

- $P_{Rv} = P_R \times \sin \delta$: composante verticale ;
- $P_{Rh} = P_R \times \cos \delta$: composante horizontale.

Avec : P_R : Résultante de la poussée des terres.

Tableau VI.10. Poussée des terres sur le quai à -4.00m (cas statique)

Cote	$\gamma(t/m^3)$	$\delta(^{\circ})$	$\lambda(^{\circ})$	h(m)	K_{ca}	$\sigma(t/m^2)$	$P_a(t/m)$	$P_R(t)$	$P_{Rh}(t)$	$P_{Rv}(t)$
+1,50m à 0,00m	1,80	35,00	0,00	1,50	0,16	0,44	0,33	0,25	0,14	0,20
0,00m à -3,10m	1,10	35,00	0,00	3,10	0,16	0,56	1,20	2,37	1,36	1,94
-3,10m à -3,60m	1,10	23,4	0,00	0,50	0,22	0,12	1,23	0,61	0,24	0,56
-3,60m à -4,60m	1,10	23,4	-45,00	1,20	0,04	0,05	1,26	1,49	0,59	1,37

Tableau VI.11. Poussée des terres sur le quai à -4.00m (cas dynamique)

Cote	$\gamma(t/m^3)$	$\delta(^{\circ})$	$\lambda(^{\circ})$	h(m)	K_{ca}	$\sigma(t/m^2)$	$P_a(t/m)$	$P_R(t)$	$P_{Rh}(t)$	$P_{Rv}(t)$
+1,50m à 0,00m	1,80	35,00	0,00	1,50	0,22	0,45	0,45	0,34	0,20	0,28
0,00m à -3,10m	1,10	35,00	0,00	3,10	0,22	0,76	1,64	3,24	1,86	2,65
-3,10m à -3,60m	1,10	23,4	0,00	0,50	0,27	0,15	1,67	0,83	0,33	0,76
-3,60m à -4,60m	1,10	23,4	-45,00	1,20	0,07	0,10	1,74	2,06	0,81	1,89

VI.3.4.2. Poussée due aux surcharges

On considère une surcharge de $q = 1 t/m^2$. La poussée due aux surcharges est donnée par la formule suivante :

$$P_q = \sigma \times h$$

Avec :

- $\sigma = q \times K_q$: Contrainte due à la poussée due aux surcharges ;
- $K_q = \frac{K_{ca}}{\cos(\beta-\lambda)}$: Coefficient de poussée ;
 - λ : Angle de l'inclinaison de l'écran avec la verticale ;
 - $\beta = 0$: Angle d'inclinaison du terre-plein avec l'horizontale ;
- h : Hauteur du remblai.

La poussée due aux surcharges s'applique comme suivant :

- De la côte +1.50m à -3.10m, sur un écran vertical P_{q1} ;
- De la côte -3.10m à -3.60m, sur un écran vertical en béton à partir P_{q2} ;
- De la côte -3.60m à -4.60 m, sur un écran incliné en béton à partir P_{q3} ;

La poussée a deux composantes :

- $P_{qv} = P_q \times \sin \delta$: composante verticale ;
- $P_{qh} = P_q \times \cos \delta$: composante horizontale.

Tableau VI.12. Poussée due aux surcharges sur le quai à -4.00m (cas statique)

Côte	$\lambda(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	K_{ca}	K_q	$\sigma(t/m^2)$	h(m)	$P_q (t/m)$	$P_{qh} (t/m)$	$P_{qv} (t/m)$
+1,50m à -3,10m	0,00	35,00	0,16	0,16	0,16	4,60	0,74	0,60	0,42
-3,10m à -3,60m	0,00	23,4	0,22	0,22	0,22	0,50	1,12	1,03	0,45
-3,60m à -4,60m	-45,00	23,4	0,04	0,06	0,06	1,00	0,35	0,32	0,14

Tableau VI.13. Poussée due aux surcharges sur le quai à -4.00m (cas dynamique)

Côte	$\lambda(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	K_{ca}	K_q	$\sigma(t/m^2)$	$h(m)$	$P_q (t/m)$	$P_{qh} (t/m)$	$P_{qv} (t/m)$
+1,50m à -3,10m	0,00	35,00	0,22	0,22	0,22	4,60	1,01	0,81	0,61
-3,10m à -3,60m	0,00	23,4	0,27	0,27	0,27	0,5	0,14	0,12	0,05
-3,60m à -4,60m	-45,00	23,4	0,07	0,10	0,10	1,00	0,10	0,09	0,04

VI.3.4.3. Poussée hydrostatique de marnage

Le marnage est l'amplitude de la variation successive du niveau d'eau entre une basse mer et une haute mer lors du phénomène de la marée. Bien qu'il soit faible dans notre cas, il est pris en considération dans les calculs.

On distingue 02 poussées :

- De la côte +0.40m à 0.00m, la distribution de la poussée est triangulaire P_{m_1} ;
- De la côte 0.00m à 4.60m, la distribution de la poussée est rectangulaire P_{m_2} .

La poussée est donnée par les formules suivantes :

$$P_m = \frac{1}{2} \times \sigma \times h \text{ (distribution triangulaire)}$$

$$P_m = \sigma \times h \text{ (distribution rectangulaire)}$$

Avec :

- $\sigma = \gamma_w \times e$: Contrainte due au marnage ;
 - $\gamma_w = 1.026 t/m^3$ (Masse volumique de l'eau) ;
 - $e = 0.40m$ (Marnage) ;
- h : Hauteur sur laquelle s'applique le marnage.

Tableau VI.14. Poussée hydrostatique de marnage sur le quai à -4.00m

Côte	$\sigma(t/m^2)$	$h(m)$	$P_m (t/m)$
0,40m à 0,00m	0,41	0,40	0,08
0,00m à 4,60m	0,41	4,60	1,89

VI.3.4.4. Poussée hydrodynamique

Les ouvrages immergés, lors d'un séisme, sont soumis à des efforts hydrodynamiques. Les pressions sont généralement évaluées à partir de la théorie de « Westergaard » :

$$P_w = \frac{7}{12} \times \gamma_w \times K_h \times h^2$$

Avec :

- γ_w : Masse volumique de l'eau de mer ;
- $K_h = 0.18 m/s^2$: Accélération horizontale ;
- h : Hauteur de l'élément immergé (pour notre cas 4,60 m).

$$P_w = 2,28 t/m$$

VI.3.4.5. Effort d'amarrage

Les amarres du navire sont attachées aux bollards et à la suite de l'action du courant et du vent, des forces de pression sont générées.

Dans notre cas, la force que les sardiniers exercent en moyenne sur le bollard vaut $P_b = 1 \text{ t/ml}$. Cette force est appliquée au niveau (+1.80m), 30cm au-dessus du niveau supérieur du quai.

$$M = 1 \times (4,60 + 1,50 + 0,30) = 6,4 \text{ t.m/ml}$$

VI.3.4.6. Effort dû au séisme

Tableau VI.15. Valeurs des caractéristiques géométriques du quai à -4.00m par mètre linéaire

Élément	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Bloc type 1	5,80	0,73	4,22	2,07	12,04
Bloc type 2	3,92	2,20	8,62	1,91	7,49
Bloc type 3	6,08	4,10	24,94	1,65	10,03
Couronnement	4,94	5,42	26,80	1,21	5,99
Remblai au-dessus du bloc type 1	4,03	3,95	15,88	3,60	14,49
Remblai au-dessus du bloc type 2	1,226	4,58	5,79	3,10	3,92
Remblai au-dessus du couronnement	1,82	5,65	10,29	2,08	3,78
Évidemment 1	1,12	1,70	1,90	1,70	1,90
Évidemment 2	1,57	2,240	3,45	1,70	2,67
Évidemment 3	2,24	3,90	8,74	1,70	3,81
Total	33,78	3,37	110,63	2,02	66,10

$$SI = P \times K_h$$

Avec :

- P : Poids propre du quai par mètre linéaire calculé précédemment ;
- K_h : : Accélération horizontale.

$$SI = 32,78 \times 0,18 = 5,9 \text{ t/ml}$$

VI.3.5. Stabilité générale

Il est nécessaire de procéder à l'analyse de la stabilité de l'ouvrage en tenant compte des différents mécanismes de ruptures adéquates, notamment :

- Stabilité au renversement ;
- Stabilité au glissement ;
- Stabilité au poinçonnement (capacité portante) ;
- Stabilité au glissement circulaire.

Tableau VI.16. Valeurs des coefficients de sécurité

	Coefficient de sécurité	Cas statique	Cas dynamique
Stabilité au renversement	$F_g = \frac{P_V}{P_H} \times \tan \varphi$	≥ 1.5	≥ 1.1
Stabilité au glissement	$F_r = \frac{M_S}{M_R}$	≥ 1.5	≥ 1.1
Stabilité au poinçonnement	$F_p = \frac{\sigma_{sol,assise}}{\sigma_v}$	≥ 3.0	≥ 2.0

Avec :

- F_g : Facteur de sécurité vis-à-vis du glissement ;
- P_v : Résultante des forces verticales appliquée sur le quai ;
- P_h : Résultante des forces horizontales appliquée sur le quai ;
- $\varphi = 35^\circ$: Angle de frottement interne ;
- F_r : Facteur de sécurité vis-à-vis du renversement ;
- M_s : Moment stabilisant du quai ;
- M_r : Moment renversant du quai ;
- F_p : Facteur de sécurité vis-à-vis du poinçonnement ;
- $\sigma_{sol,assise}$: Contrainte limite supportée par le sol de fondation ou l'assise en enrochement ;
- σ_v : Contrainte imposée par les blocs du quai.

VI.3.5.1. Cas statique

Dans le cas statique, la combinaison de charge est : $G + 1.5Q$

Avec :

- G : charges permanentes ;
- Q : charges d'exploitation.

Tableau VI.17. Efforts appliqués sur le quai à -4.00m (cas statique)

Charges		P_V (t/ml)	d_H (m)	M_S (t.m/ml)	P_H (t/ml)	d_V (m)	M_R (t.m/ml)	
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	32,78	2,19	71,79	0,00	0,00	
	Poussée des terres	P_{a_1}	0,20	3,95	0,80	0,14	5,10	0,73
		P_{a_2}	1,94	3,95	7,66	1,36	2,82	3,83
		P_{a_3}	0,56	3,95	2,20	0,24	1,45	0,35
		P_{a_4}	1,37	3,45	4,74	0,59	0,50	0,30
	Marnage	P_{m_1}	0,00	0,00	0,00	0,08	4,73	0,39
		P_{m_2}	0,00	0,00	0,00	1,89	2,30	4,34
Total G			36,85		87,19	4,30	9,93	
Charges d'exploitation "Q"	Poussée due aux surcharges	P_{q_1}	0,42	3,95	1,67	0,60	3,80	2,29
		P_{q_2}	0,45	3,95	1,76	1,03	1,25	1,29
		P_{q_3}	0,14	3,45	0,47	0,32	0,50	0,16
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	6,40	6,40
	Total Q			1,00		3,90	2,95	10,14
Combinaison	G+1,5Q		38,36		93,04	8,73	25,13	

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 3.08 \geq 1.5 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 3.70 \geq 1.5 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

c. Stabilité au poinçonnement

Selon la méthode de MEYERHOF, la capacité portante est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol, assise} = Q_{lim} = \frac{1}{2} \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times i_\gamma + \gamma' \times D \times N_q \times i_q$$

Avec :

- γ' : Poids volumique des terres déjaugé ;
- $B' = 2 \times e$: Excentricité de la résultante ; avec : $e = \frac{M_s - M_r}{P_v}$
- N_γ, N_q : Facteurs de portance (Tableau E.1 en Annexe F) ;
- D : profondeur d'ancrage ;
- $i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2, i_q = \left(1 - \frac{\delta}{\pi}\right)^2$: Facteurs d'inclusion ;
 - φ : Angle de frottement interne ;
 - $\delta = \tan^{-1} \left[\frac{P_h}{P_v} \right]$: Inclinaison de la résultante ;

La contrainte imposée par le quai est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{P_v}{B'}$$

• **Capacité portante de l'assise en enrochement (-4.60m)**

Tableau VI.18. Capacité portante de l'assise en enrochement du quai à -4.00m (cas statique)

e (m)	B' (m)	φ (°)	N_γ	N_q	δ (°)	D (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{assise} (t/m ²)
1,77	3,54	38,00	79,50	56,60	12,82	0,60	0,73	0,44	10,84	95,18

$$F_p = 8.78 \geq 3.0 \quad ; \quad \text{la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;}$$

• **Capacité portante du sol de fondation (-5.30m)**

Le poids de l'assise en enrochement est calculé en utilisant les formules suivantes :

$$P'_v = P_v + W \quad ; \quad W = \gamma' \times h \times \left(\frac{B + B'}{2} \right)$$

Avec :

- $h = 0.8m$: hauteur de l'assise en enrochement (diffusion de la charge) ;
- $B = B' + 2 \times h \times \tan(\varphi)$: Base de l'assise en enrochement (diffusion de la charge).

Tableau VI.19. Capacité portante du sol de fondation du quai à -4.00m (cas statique)

φ (°)	B (m)	W (t/ml)	P'_v (t/ml)	N_γ	N_q	δ (°)	D (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
38,00	4.63	3,15	41,51	41,51	56,00	11,87	1,30	0,75	0,47	8,96	156,13

$$F_p = 17.43 \geq 3.0 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

VI.3.5.2. Cas dynamique

Dans le cas dynamique, la combinaison de charge est : $G + 1.5Q + SI$

Tableau VI.20. Efforts appliqués sur le quai à -4.00m (cas dynamique)

Charges		$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$	
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	32,78	2,02	66,10	0,00	0,00	
	Poussée des terres	P_{a1}	0,28	3,95	1,10	0,20	5,10	1,00
		P_{a2}	2,65	3,95	10,49	1,86	3,04	5,65
		P_{a3}	0,76	3,95	3,00	0,33	1,51	0,49
		P_{a4}	1,89	3,45	6,52	0,81	0,50	0,41
	P. Hydrodyn.	P_w	0,00	0,00	0,00	2,28	1,84	4,19
Total G			38,36		87,21	5,48	11,75	
Charges d'exploitation "Q"	Poussée due aux surcharges	P_{q1}	0,61	3,95	2,41	0,81	3,80	3,07
		P_{q2}	0,05	3,95	0,21	0,12	1,25	0,15
	Amarrage	P_{q3}	0,04	3,45	0,14	0,09	0,50	0,05
		P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	6,40	6,40
	Total Q			0,70		2,75	2,02	9,67
Force sismique		SI	0,00	0,00	0,00	5,90	3,37	19,91
Combinaison		G+1,5Q+SI	39,42		91,34	14,41	46,17	

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 1.92 \geq 1.1 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 1.98 \geq 1.1 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

c. Stabilité au poinçonnement

Les mêmes formules sont utilisées pour les cas statique et dynamique.

• **Capacité portante de l'assise en enrochement (-4.60m)**

Tableau VI.21. Capacité portante de l'assise en enrochement du quai à -4.00m (cas dynamique)

$e(m)$	$B'(m)$	$\varphi(^{\circ})$	N_{γ}	N_q	$\delta(^{\circ})$	$D(m)$	i_q	i_{γ}	$\sigma_v(t/m^2)$	$\sigma_{assise}(t/m^2)$
1,15	2,29	38,00	79,50	56,00	20,08	0,60	0,60	0,22	17,20	44,58

$$F_p = 2.59 \geq 2.0 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

• **Capacité portante du sol de fondation (-5.30m)**

Tableau VI.22. Capacité portante du sol de fondation du quai à -4.00m (cas dynamique)

$\varphi(^{\circ})$	$B(m)$	$W(t/ml)$	$P'_v(t/ml)$	N_{γ}	N_q	$\delta(^{\circ})$	$D(m)$	i_q	i_{γ}	$\sigma_v(t/m^2)$	$\sigma_{sol}(t/m^2)$
38,00	3,39	2,39	41,60	79,5	56,00	19,11	1,30	0,62	0,25	12,29	86,29

$$F_p = 7.02 \geq 2.0 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

VI.3.5.3. Vérification au glissement circulaire

J'ai étudié la stabilité du glissement en cercle à l'aide du logiciel TALREN V5 en coefficients partiels. Le facteur de sécurité considéré doit donc valoir au moins 1.

La note de calcul est dans l'annexe E.

Tableau VI.23. Coefficients obtenus par TALREN pour le glissement circulaire (quai -4.00m)

	Cas statique	Cas dynamique
Coefficient obtenue	1.42	1.02
Vérification	OK	OK

VI.3.6. Stabilité partielle

La stabilité partielle comporte :

- La vérification de la stabilité du couronnement ;
- La vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3 et le sol ;
- La vérification de la stabilité du couronnement avec le bloc type 3, bloc type 2 et le sol.

VI.3.6.1. Stabilité du couronnement

Tableau VI.23. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -4.00m (cas statique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	7,02	1,59	11,18	0,00	0,00	0,00
	P. des terres	P_{a_1}	0,10	2,95	0,31	0,07	0,40	0,03
	Marnage	P_{m_1}	0,00	0,00	0,00	0,02	0,03	0,00
	Total G		7,13		11,49	0,09		0,03
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,16	2,59	0,50	0,24	0,60	0,14
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	1,50	1,50
	Total Q		0,17		0,50	1,24		1,64
Combinaison	G+1,5Q		7,38		12,23	1,96		2,50

a. Stabilité au glissement

$F_g = 2,64 \geq 1.5$: vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 4,90 \geq 1.5$: vérifiée ;

Tableau VI.24. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -4.00m (cas dynamique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	7,02	1,39	9,77	0,00	0,00	0,00
	P. des terres	P_{a_1}	0,14	2,95	0,42	0,10	0,40	0,04
	Total G		7,17		10,19	0,10		0,04
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,20	2,95	0,64	0,29	0,60	0,17
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,70	1,50	2,55
	Total Q		0,20		0,60	1,99		2,72
Force sismique		SI	0,00	0,00	0,00	1,00	0,6	0,60
Combinaison	G+1,5Q+SI		7,47		11,10	4,09		4,73

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 1,28 \geq 1.1 \quad : \text{ vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 2,35 \geq 1.1 \quad : \text{ vérifiée ;}$$

VI.3.6.2. Stabilité du couronnement avec le bloc type 3 et le sol

Tableau VI.25. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc 3 du quai à -4.00m (cas statique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t. m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t. m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	14,44	1,48	21,33	0,00	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0,20	2,95	0,60	0,14	2,20	0,31
		P_{a_2}	0,64	2,95	1,90	0,45	0,77	0,35
	Marnage	P_{m_1}	0,00	0,00	0,00	0,08	1,83	0,15
		P_{m_2}	0,00	0,00	0,00	0,70	0,85	0,59
Total G			15,25		23,82	0,67		0,81
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,45	2,95	1,33	0,64	1,60	1,03
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	3,10	3,10
	Total Q			0,45		1,33	1,64	
Combinaison	G+1,5Q		15,93		25,82	3,14		7,01

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 3,55 \geq 1.5 \quad : \text{ vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 3,69 \geq 1.5 \quad : \text{ vérifiée ;}$$

Tableau VI.26. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -4.00m (cas dynamique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t. m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t. m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	14,41	1,48	21,33	0,00	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0,28	2,95	0,82	0,20	2,20	0,43
		P_{a_2}	0,88	2,95	2,59	0,62	0,77	0,47
	P. Hydrodyn.	P_w	0,00	0,00	0,00	0,31	0,68	0,21
	Total G			15,57		24,74	1,12	
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,62	2,95	1,82	0,88	1,60	1,41
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	3,10	3,10
	Total Q			0,62		1,82	1,88	
Force sismique		SI	0,00	0,00	0,00	2,59	1,40	3,63
Combinaison	G+1,5Q+SI		16,49		27,47	6,54		11,51

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 1,77 \geq 1.1 \quad : \text{ vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 2,39 \geq 1.1 \quad : \text{ vérifiée ;}$$

VI.3.6.3. Stabilité du couronnement avec le bloc type 3, bloc type 2 et le sol

Tableau VI.27. Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc 3 et 2 du quai à -4.00m (cas statique)

Charges		P_V (t/ml)	d_H (m)	M_S (t. m/ml)	P_H (t/ml)	d_V (m)	M_R (t. m/ml)
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	22,66	1,74	39,34	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0,20	3,25	0,66	0,14	3,60
		P_{a_2}	1,94	3,25	6,31	1,36	1,26
	Marnage	P_{m_1}	0,00	0,00	0,00	0,08	3,23
		P_{m_2}	0,00	0,00	0,00	1,27	1,55
Total G			24,81		46,31	1,58	2,49
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,65	3,25	2,11	0,93	2,30
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	4,80
	Total Q			0,65		2,11	1,93
Combinaison	G+1.5Q		25,78		49,47	4,47	12,19

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 4.04 \geq 1.5 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 3.84 \geq 1.5 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

Tableau VI.28. Efforts appliqués sur le couronnement, le bloc 3 et 2 du quai à -4.00m (cas dynamique)

Charges		P_V (t/ml)	d_H (m)	M_S (t. m/ml)	P_H (t/ml)	d_V (m)	M_R (t. m/ml)
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	22,66	1,74	39,34	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0,28	3,25	0,91	0,20	3,60
		P_{a_2}	2,65	3,25	8,63	1,86	1,26
	P. Hydrodyn.	P_w	0,00	0,00	0,00	1,04	1,24
	Total G			25,60		48,88	3,09
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,89	3,25	2,88	1,27	2,30
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	3,10
	Total Q			0,89		2,88	2,27
Force sismique		SI	0,00	0,00	0,00	4,08	2,25
Combinaison	G+1.5Q+SI		26,93		53,20	10,57	22,52

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 1.78 \geq 1.1 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 2.36 \geq 1.1 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

VI.3.7. Étude du couronnement

La poutre de couronnement est une poutre en béton coulée sur place et posée sur le mur de quai, elle assure la liaison des piles de blocs et comporte les équipements d'amarrage (bollards). De ce fait, elle doit être très rigide afin de reprendre les différents efforts verticaux et horizontaux. Dans notre cas, ces poutres ont une longueur de $l = 12m$ et sont séparées par des joints pour éviter les phénomènes de retrait et de fluage.

VI.3.7.1. Action et sollicitations de la poutre de couronnement

VI.3.7.1.1. Efforts horizontaux

La poutre de couronnement est supposée être très rigide d'où sa réaction linéairement répartie. L'effort agissant horizontalement sur la poutre de couronnement est l'effort d'amarrage sur les bollards espacés de 6m. L'effort agissant sur le bollard est de $F_b = 10t$.

$$q = \frac{2 \times F_b}{l} = 1.7 t/m$$

$$M_{\max} = \frac{q \times L^2}{32} = 7.65 \text{ T.m}$$

$$T_{\max} = \frac{q \times L}{4} = 5.1 \text{ T}$$

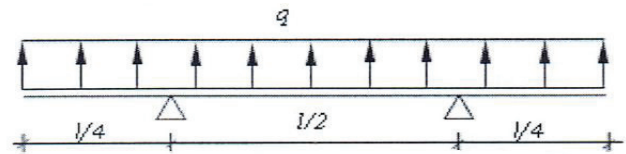


Figure VI.2. Schéma statique du couronnement du quai à -4.00m

VI.3.7.1.2. Efforts verticaux

Sur le plan vertical, la poutre de couronnement est soumise :

- Au poids propre du béton : $G_1 = 4.94 t/ml$;
- Au poids du remblai au-dessus d'elle : $G_2 = 1.82 t/ml$;
- À la charge du chariot élévateur : $Q = 12.5 t$.

Tableau VI.29. Efforts verticaux agissant sur le couronnement du quai à -4.0m

Charge permanente (t)	$G = G_1 + G_2$	6.76
Charge d'exploitation(t)	Q	12.50

VI.3.7.1.2.1. Cas de charge

Les cas de charge les plus défavorables sont :

- 1er cas : Tassement d'une pile au niveau du joint ;
- 2ème cas : Tassement d'une pile au droit du joint ;
- 3ème cas : Tassement d'une pile entre les joints.

i. 1er cas

On considère que la poutre est encastree d'un cote et libre de l'autre cote (console).

i.a. Sous la charge du poids propre

Avec :

- $G = 6.76 \text{ T/ml}$
- $L = 1.5 \text{ m}$

$$M_{\max} = -\frac{G \times L^2}{2} = -7.6 \text{ T.m}$$

$$T_{\max} = G \times L = 10.14 \text{ T}$$

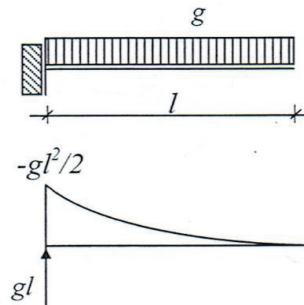


Figure VI.3. Schéma statique 1 du couronnement du quai à -4.00m (1er cas)

i.b. Sous la charge du chariot élévateur

Avec :

- $Q = 12.5 \text{ T}$
- $L = 1.5 \text{ m}$

$$M_{\max} = -Q \times L = -18.75 \text{ T.m}$$

$$T_{\max} = Q = 12.5 \text{ T}$$

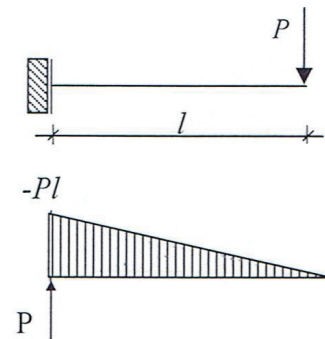


Figure VI.4. Schéma statique 2 du couronnement du quai à -4.00m (1er cas)

ii. 2ème cas

On considère que la poutre est encastree d'un cote et simplement appuyée de l'autre cote.

ii.a. Sous la charge du poids propre

Avec :

- $G = 6.76 \text{ T/ml}$
- $L = 3 \text{ m}$

$$M_{\text{appui}} = -\frac{G \times L^2}{8} = -7.6 \text{ T.m}$$

$$M_{\text{travée}} = \frac{9 \times G \times L^2}{128} = 4.28 \text{ T.m}$$

$$R_A = T_A = \frac{5 \times G \times L}{8} = 12.67 \text{ T.m}$$

$$R_B = T_B = \frac{3 \times G \times L}{8} = 7.6 \text{ T.m}$$

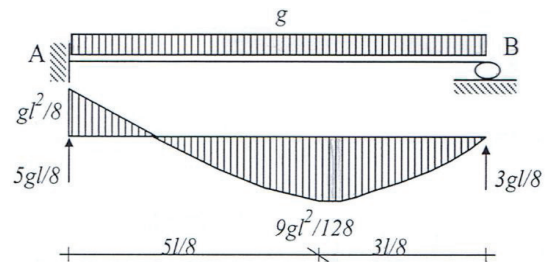


Figure VI.5. Schéma statique 1 du couronnement du quai à -4.00m (2ème cas)

ii.b. Sous la charge du chariot élévateur

La position critique créant un moment maximal à l'encastrement est donnée par la condition suivante :

$$b = \frac{L}{\sqrt{3}} = 1.732 \text{ m} ; a = 1.268 \text{ m} ; (L = 3.0\text{m})$$

Avec :

$$M_{\text{appui}} = -\frac{Q \times a \times b \times (a + 2 \times b)}{2 \times L^2} = -7.22 \text{ T.m}$$

$$M_{\text{travée}} = \frac{Q \times a^2 \times b \times (2 \times a + 3 \times b)}{2 \times L^3} = 5.00 \text{ T.m}$$

$$R_A = T_A = \frac{Q \times b \times (a^2 + 2 \times a \times b + 2 \times L^2)}{2 \times L^3} = 9.62 \text{ T}$$

$$R_B = T_B = \frac{Q \times a^2 \times (2 \times a + 3 \times b)}{2 \times L^3} = 2.88 \text{ T}$$

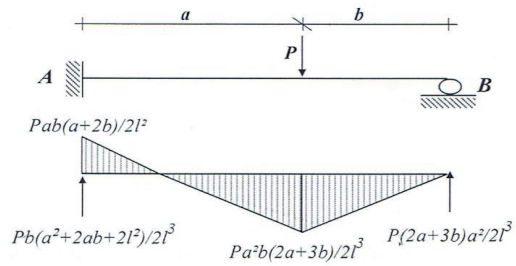


Figure VI.6. Schéma statique 2 du couronnement du quai à -4.00m (2ème cas)

La position critique créant un moment maximal en travée est donnée par la condition suivante :

$$a = \frac{L}{2} \times (3 - \sqrt{3}) = 1.902 \text{ m} ; b = 1.098 \text{ m}$$

$$M_{\text{appui}} = -5.94 \text{ T.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 6.53 \text{ T.m}$$

$$R_A = T_A = 6.55 \text{ T}$$

$$R_B = T_B = 5.94 \text{ T}$$

iii. 3ème cas

On considère que la poutre est encastree d'un côté et libre de l'autre côté.

iii.a. Sous la charge du poids propre

Avec :

- $G = 6.76 \text{ T/ml}$

- $L = 3.00 \text{ m}$

$$M_A = M_B = -\frac{G \times L^2}{12} = -5.07 \text{ T.m}$$

$$M_{\text{mi-travée}} (L/2) = \frac{G \times L^2}{24} = -2.54 \text{ T.m}$$

$$R_A = R_B = T_A = T_B = \frac{G \times L}{2} = 10.14 \text{ T}$$

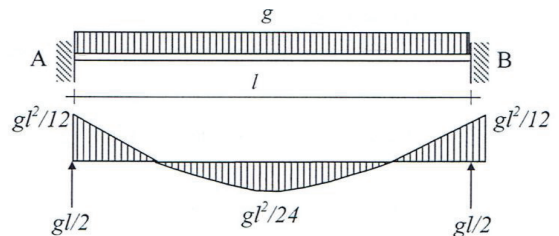


Figure VI.7. Schéma statique 1 du couronnement du quai à -4.00m (3ème cas)

iii.b. Sous la charge du chariot élévateur

Avec :

- $Q = 12.50 \text{ T}$
- $L = 3.00 \text{ m}$

$$M_A = M_B = -\frac{Q \times L}{8} = -4.69 \text{ T.m}$$

$$M_{\text{mi-travée}} (L/2) = \frac{Q \times L}{8} = 4.69 \text{ T.m}$$

$$R_A = R_B = T_A = T_B = \frac{Q}{2} = 6.25 \text{ T}$$

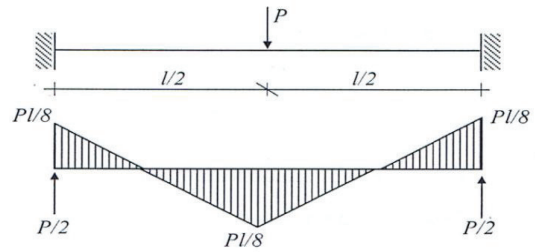


Figure VI.8. Schéma statique 2 du couronnement du quai à - 4.00m (3ème cas)

VI.3.7.2. Combinaisons de charge

La vérification de l'effort tranchant est faite à l'ELU. Les combinaisons prises en compte sont celles du BAEL99 :

- $G + P \dots \dots \text{ELS}$
- $1.35G + 1.5P \dots \dots \text{ELU}$

Le ferrailage de la poutre de couronnement se fera à l'ELS en fissurations très préjudiciables, avec la combinaison $G + Q$.

VI.3.7.2.1. Efforts Verticaux

VI.3.7.2.1.1. Au niveau de l'appui

On constate que le moment le plus défavorable est obtenu dans le premier cas « Tassement d'une pile au niveau d'un joint ».

$$M_{\text{max}} = - (7.6 + 18.75) = - 26.35 \text{ T.m}$$

Le moment maximal est négatif ce qui indique que les fibres supérieures sont tendues.

VI.3.7.2.1.2. Au niveau de la travée

Au niveau de la travée, c'est le deuxième cas « Tassement d'une pile entre deux joints » qui nous donne le moment fléchissant le plus défavorable au niveau de la travée.

$$M_{\text{max}} = 4.28 + 6.53 = 10.81 \text{ T.m}$$

Le moment maximal est positif ce qui indique que les fibres inférieures sont tendues.

VI.3.7.2.2. Effort tranchant maximal

On constate que c'est le premier cas « tassement d'une pile au niveau d'un joint » qui nous donne l'effort tranchant maximal (ELU)

$$V_{\text{max}} = 1.35 \times 10.14 + 1.5 \times 12.5 = 32.44 \text{ T}$$

VI.3.7.2.3. Efforts horizontaux

$$M_{\text{max}} = 7.65 \text{ T.m}$$

$$T_{\text{max}} = 5.1 \text{ T}$$

VI.3.7.3. Ferrailage

La note de calcul est présentée en Annexe E.

Tableau VI.30. Armatures longitudinales du couronnement du quai à -4.00 m

Charges	Section de béton		Nappe supérieure (cm^2)		Nappe inférieure (cm^2)	
	$b(m)$	$h(m)$	A_s	Choix	A_s	Choix
Verticales	1.00	1.00	18.50	6HA12 = 18.85	10.2	4HA12 + 4HA14 = 10.68
Horizontales	1.00	1.00	10.2	4HA12 + 4HA14 = 10.68	10.2	4HA12 + 4HA14 = 10.68

Tableau VI.31. Armatures transversales du couronnement du quai à -4.00 m

Charges	Section de béton		Section d'acier		
	$b(m)$	$h(m)$	$A_t(cm^2)$	Choix	$S_t(cm)$
Verticales	1.00	1.00	1.60	Cadres : 2Ø10	14.40
Horizontales	1.00	1.00	1.60	Cadres : 2Ø10	15.70

VI.4. ÉTUDE DES APPONTEMENTS

Un appontement est un ouvrage qui permet l'amarrage des navires et la liaison entre le navire et la terre. Il est constitué de prédalles servant de coffrage, de deux poutres de rive, l'ensemble est lié par une dalle en béton coulé sur place. On prévoit également un appontement à -2.50m, 4.50m de largeur et de 40m de longueur.

L'étude de l'appontement consiste en :

- La vérification de la stabilité d'ensemble dans les différents cas de chargement ;
- L'étude de chaque élément constituant le portique.

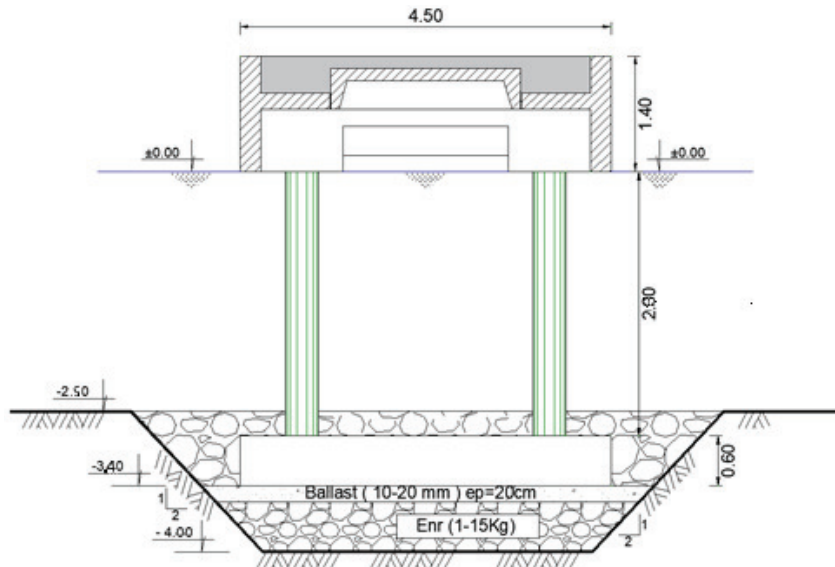


Figure VI.9. Coupe transversale de l'appontement à -2.50m

VI.4.1. Caractéristiques géométriques des éléments constituant l'appontement

Tableau VI.32. Caractéristiques géométriques de l'appontement

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Poutre en T	$(0.2*0.8+0.3*0.35)*2$	0.53	1.33	3.95	5.22	2.25	2.98
Poutres de rive	$2*(0.25*1.4*4+0.84*0.2*3.4)$	3.94	9.86	3.95	38.87	2.25	22.18
Prédalle	$3.6*2.3*0.15+(0.35*(0.1+0.2)/2)*11.8$	1.86	4.65	4.50	22.93	2.25	10.47
Chevêtre	$(0.75*1*2+0.2*2)*0.8+0.35*0.3*2$	1.73	4.33	3.86	16.70	2.25	9.73
Piles	$2*(2.8*\pi*(0.2^2))$	0.70	2.01	2	3.52	2.25	3.96
Semelle	$1.5*4.5*0.6$	4.05	10.13	0.30	3.04	2.25	22.78
Béton coulé	$(2.3*0.15+2*0.85*0.45)*4$	4.44	11.10	4.60	51.30	2.25	24.98
Total		17.26	43.14	3.56	139.57	2.25	97.07

VI.4.2. Calcul des efforts agissant sur l'appontement

VI.4.2.1. Surcharge de service

La surcharge de service considérée est de $q = 1 \text{ t/m}^2$.

$$F_s = q \times L \times S$$

Avec :

- L : Longueur de l'élément ;
- S : Largeur de l'élément.

$$F_s = 1 \times 4 \times 4.5 = 18 \text{ T}$$

VI.4.2.2. Effort d'amarrage

L'effort d'amarrage s'applique au niveau des bollards fixés sur l'appontement, à une hauteur de 30 cm au-dessus de la dalle de l'appontement.

Cet effort est réparti sur l'ouvrage par la poutre de rive d'une longueur de 4m. L'effort d'amarrage est estimé à 1 t/ml .

$$M_{am} = F_{am} \times L = 4t$$

VI.4.2.3. Effort dû au séisme

L'effort dû au séisme est donné par :

$$SI = K_h \times Q$$

Avec :

- $Q = 43.14t$: Poids propre de l'appontement ;
- $K_h = 0.18$.

$$SI = 0.18 \times 43.14 = 6.47 \text{ t}$$

VI.4.3. Vérification de la stabilité globale

La vérification de la stabilité externe de l'appontement se fait de la même manière que celle d'un quai.

VI.4.3.1. Cas statique

Tableau VI.33. Efforts appliqués sur l'appontement (cas statique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t. m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t. m/ml)$
Charges permanentes G	Poids propre	P	43.14	2.25	97.07	0.00	0.00	0.00
	Total G		43.14		97.07	0.00		0.00
Charges d'exploitation Q	Surcharges	F_S	18.00	2.25	40.50	0.00	0.00	0.00
	Amarrage	F_b	0.00	0.00	0.00	4.00	5.10	22.40
	Total Q			18.00		40.50	4.00	
Combinaison	G+1.5Q		70.17		157.82	6.00		30.60

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 9.13 \geq 1.5 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 5.16 \geq 1.5 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

c. Stabilité au poinçonnement

- **Capacité portante de l'assise en enrochement (-3.40m)**

Tableau VI.34. Capacité portante de l'assise en enrochement de l'appontement (cas statique)

$e(m)$	$B'(m)$	$\varphi(^{\circ})$	N_{γ}	N_q	$\delta(^{\circ})$	$D(m)$	i_q	i_{γ}	$\sigma_v(t/m^2)$	$\sigma_{assise}(t/m^2)$
1.81	3.63	38.00	79.50	56.00	4.89	0.90	0.89	0.76	19.34	170.00

$$F_p = 8.79 \geq 3.0 \quad ; \quad \text{la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;}$$

- **Capacité portante du sol de fondation (-4.00m)**

Tableau VI.35. Capacité portante du sol de fondation de l'appontement (cas statique)

$\varphi(^{\circ})$	$B(m)$	$W(t/ml)$	$P'_v(t/ml)$	N_{γ}	N_q	$\delta(^{\circ})$	$D(m)$	i_q	i_{γ}	$\sigma_v(t/m^2)$	$\sigma_{sol}(t/m^2)$
4.68	4.57	2.70	72.50	79.50	56.00	4.71	1.50	0.90	0.77	15.96	236.19

$$F_p = 14.80 \geq 3.0 \quad ; \quad \text{la stabilité au poinçonnement est vérifiée ;}$$

VI.4.3.2. Cas dynamique

Tableau VI.36. Efforts appliqués sur l'appontement (cas dynamique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t. m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t. m/ml)$
Charges permanentes G	Poids propre	P	43.14	2.25	97.07	0.00	0.00	0.00
	Total G		43.14		97.07	0.00		0.00
Charges d'exploitation Q	Surcharges	F_S	18.00	2.25	40.50	0.00	0.00	0.00
	Amarrage	F_b	0.00	0.00	0.00	4.00	5.10	20.40
	Total Q			18.00		40.50	4.00	
Force sismique		SI	0.00	0.00	0.00	6.47	2.40	15.53
Combinaison	G+1.5Q+SI		70.14		157.82	12.47		46.13

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 4.39 \geq 1.1 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 3.42 \geq 1.1 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

c. Stabilité au poinçonnement

• **Capacité portante de l'assise en enrochement (-3.40m)**

Tableau VI.37. Capacité portante de l'assise en enrochement de l'appontement (cas dynamique)

e (m)	B' (m)	φ (°)	N_γ	N_q	δ (°)	D (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{assise} (t/m ²)
1.59	3.18	37800	79.50	56.00	10.08	0.90	0.79	0.54	22.03	118.88

$$F_p = 5.40 \geq 2.0 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

• **Capacité portante du sol de fondation (-4.00m)**

Tableau VI.38. Capacité portante du sol de fondation de l'appontement (cas dynamique)

φ (°)	B (m)	W (t/ml)	P'_v (t/ml)	N_γ	N_q	δ (°)	D (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
38.00	4.12	2.41	75.56	79.50	56.00	9.65	1.50	0.80	0.55	17.60	173.05

$$F_p = 9.83 \geq 2.0 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

VI.4.4. Étude des éléments structuraux

Ces éléments à étudier sont :

- La prédalle.
- La poutre de rive.
- Le chevêtre.
- Le portique « Chevêtre-pile ».
- La pile.
- La semelle.

Le logiciel Robot Structural Analysis est utilisé pour déterminer les efforts internes.

Le logiciel Robot Expert est utilisé pour le ferrailage.

Les détails de la modélisation sont présentés dans l'Annexe F.

VI.4.4.1. Caractéristiques des matériaux

Tableau VI.39. Caractéristiques des matériaux utilisés pour les éléments de l'appontement

Désignation	Valeur	
Béton		
Résistance caractéristique à la compression	f_{c28}	25MPa
Résistance caractéristique à la traction	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	2.1MPa
Contrainte admissible	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$	15 MPa
Coefficient de sécurité	γ_b	1.5
Enrobage	c	5 cm
Acier		
Type	Fe E400	
Fissuration	Très préjudiciable	
Limite d'élasticité	f_e	400 MPa
Contrainte admissible	$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{f_e}{2}; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\}$	164.97 MPa
Coefficient de fissuration	η	1.6
Coefficient de sécurité	γ_s	1.15

VI.4.4.2. Prédalle

La prédalle est un élément préfabriqué, qui sert de coffrage perdu pour le béton coulé sur place, elle est munie de nervures de forme trapézoïdale sur les quatre (04) cotes la servant d'appuis.

La prédalle est soumise à son propre poids, le poids du béton coulé sur place et aux surcharges, donc la détermination des armatures se fera en flexion simple.

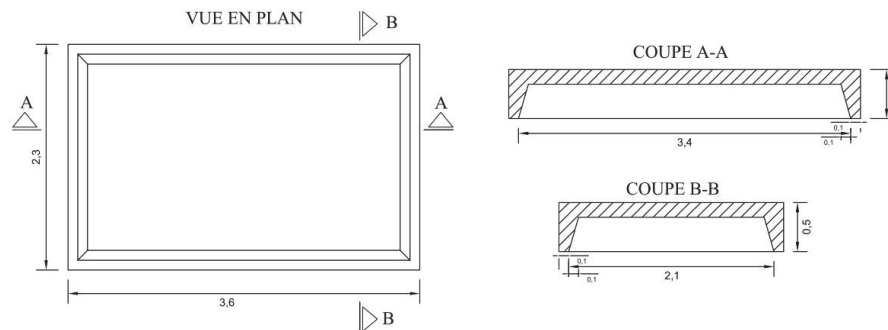


Figure VI.10. Différentes coupes de la prédalle d'appontement

- $L_x = 2.30m$: Petite portée ;
- $L_y = 3.60m$: Grande portée ;
- $h = 0.15m$: Épaisseur de la dalle ;

VI.4.4.2.1. Actions et sollicitations

a. Conditions d'appuis

Soit : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.64 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha < 1 \Rightarrow$ On a une dalle portant dans les deux sens.

b. Efforts agissant sur la prédalle

- Le poids propre : $G_1 = 2.5 \times 0.15 = 0.375 \text{ t/m}^2$;
- Poids propre du béton coulé sur place : $G_2 = 2.5 \times 0.15 = 0.375 \text{ t/m}^2$;
- Surcharge $Q = 1 \text{ t/m}^2$.

Tableau VI.40. Efforts agissants sur la prédalle + combinaisons (Prédalle)

Charge permanente	$G = G_1 + G_2$	0.75 t/m^2
Charge d'exploitation	Q	1.00 t/m^2
Combinaison de charges		
ELS	$G + Q$	1.75 t/m^2
ELU	$1.35 * G + 1.5 * Q$	2.51 t/m^2

Tableau VI.41. Efforts internes de la prédalle

	Selon x	Selon y
$M_{ser} \text{ (t.m)}$	0.86	0.40
$V_u \text{ (t)}$	1.02	0.58

VI.4.4.2.2. Ferrailage

Tableau VI.42. Armatures longitudinales de la prédalle

Sens	Section de béton		Section d'acier (cm^2/ml)	
	$b \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	A_s	Choix
Selon x	1.00	0.15	6.00	3HA16 = 6.03
Selon y	1.00	0.15	2.70	6HA8 = 3.02

Aucune armature transversale n'est requise, le ferrailage transversal ne nécessite que des armatures de construction.

VI.4.4.2.3. Vérification des poutres d'appuis

Les prédalles ont des appuis continus de forme trapézoïdale. On transforme la section trapézoïdale en forme rectangulaire en utilisant les transformations de Belazougui.

$$H = h - \frac{b(b-a)}{6(b+a)} = 0.34 \text{ m}$$

$$B = \frac{2}{3} \times \frac{b^2 + 2ba}{b+a} = 0.18 \text{ m}$$

Avec : $a = 0.1$; $b = 0.2$; $h = 0.35$

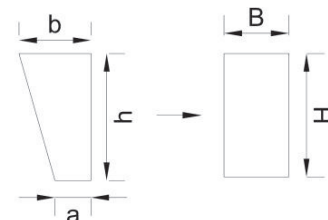


Figure VI.11. Transformation de BELAZOUGUI

a. Efforts agissant sur la poutre d'appui

- Poids propre : $G = 2.5 \times 0.34 \times 0.18 = 0.15 \text{ t/m}$;
- Surcharge $Q = 1 \times 0.18 = 0.18 \text{ t/m}$.

Tableau VI.43. Efforts agissants sur la prédalle + combinaisons (Poutres d'appui)

Charge permanente	G	0.15 t/m^2
Charge d'exploitation	Q	0.18 t/m^2
Combinaison de charges		
ELS	$G + Q$	0.33 t/m^2
ELU	$1.35 * G + 1.5 * Q$	0.47 t/m^2

Tableau VI.44. Efforts internes de la poutre d'appui

$M_{ser} \text{ (t.m)}$	$V_u \text{ (t)}$
0.535	0.85

VI.4.4.3.2. Ferrailage

La note de calcul est présentée en Annexe F.

Tableau VI.45. Armatures longitudinales et transversales de la poutre d'appui

Section de béton		Armatures longitudinales (cm^2)		Armatures transversales		
$b(m)$	$h(m)$	A_s	Choix	$A_t(cm^2)$	Cadre	$S_t(cm)$
0.18	0.34	1.29	5HA6 = 1.41	1.60	2Ø10	25.9

VI.4.4.3. Poutre de rive

Cette poutre a pour rôle d'assurer la continuité de l'appontement, son exécution se fait autant qu'une poutre isolée appuyée sur deux appuis et autant qu'une poutre continue.

i. 1^{ère} phase : poutre simplement appuyée

i.a. Actions et sollicitations

La poutre de rive est soumise :

- À son poids propre : $G_1 = 1.295 \text{ t/m}$;
- Au poids du béton coulé sur place : $G_2 = 0.945 \text{ t/m}$.

Flexion longitudinale

Charge permanente : $G = 2.24 \text{ t/m}$.

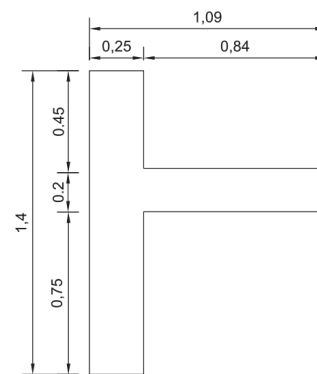


Figure VI.12. Section de la poutre de rive (1ère phase)

Tableau VI.46. Efforts internes de la poutre de rive (flexion longitudinale) (1^{ère} phase)

$M_{ser} \text{ (t.m)}$	$V_u \text{ (t)}$
4.5	6.05

Tableau VI.47. Armatures longitudinales et transversales de la poutre de rive (2ème phase)

	Section de béton		Armatures longitudinales (cm^2)		Armatures transversales		
	$b(m)$	$h(m)$	A_s	Choix	$A_t(cm^2)$	Cadre	$S_t(cm)$
Flexion long.	0.84	0.20	18.02	4HA25 = 19.63	1.60	2Ø10	15.60

ii. 2^{ème} phase : poutre continue

ii.a. Actions et sollicitations

La poutre de rive est soumise :

- À son poids propre : $G = 2.24 t/m$;
- À la surcharge : $Q = 1 \times 1.09 = 1.09 t/m$.

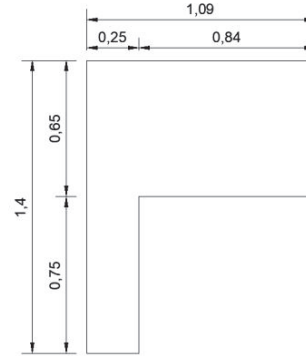


Figure VI.13. Section de la poutre de rive (2ème phase)

Flexion longitudinale

Tableau VI.48 Efforts internes de la poutre de rive (flexion longitudinale) (2ème phase)

	$M_{ser}(t.m)$	$V_u(t)$
En travée	4.18	10.97
Sur appui	-5.23	7.31

Tableau VI.49. Armatures longitudinales et transversales de la poutre de rive (2ème phase)

	Section de béton		Armatures longitudinales (cm^2)				Armatures transversales		
	$b(m)$	$h(m)$	Nappe supérieure		Nappe inférieure		$A_t(cm^2)$	Cadre	$S_t(cm)$
			A_s	Choix	A_s	Choix			
Flexion long.	0.84	0.65	5.79	3HA16 = 6.03	5.79	3HA16 = 6.03	1.60	2Ø10	18.60

VI.4.4.4. Chevêtre

Le chevêtre reprend des efforts horizontaux transmis par les poutres de rive, ces efforts sont principalement l'amarrage et l'accostage.

Le chevêtre est soumis à la flexion simple due au poids propre, charge uniformément répartie ramenée par les prédalles et les poutres de rive, ainsi qu'aux surcharges de service.

Le chevêtre aux appuis a une section rectangulaire et une section en T en travée.

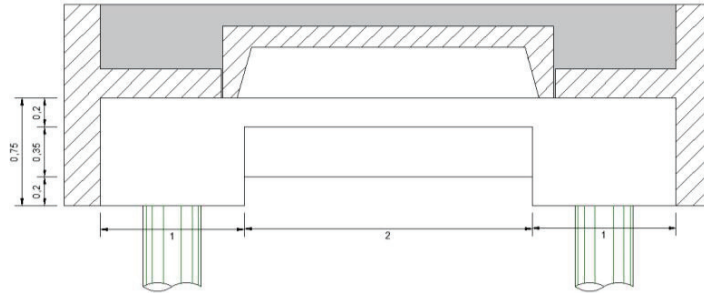


Figure VI.14. Coupe longitudinale du chevêtre

Dans l'étude du chevêtre, on distingue deux phases :

- Chevêtre hors service « pas de surcharge » ;
- Chevêtre en service « avec surcharge ».

i. 1^{ère} phase : Chevêtre hors service

Lors de cette phase de calcul, seul le poids propre du chevêtre est considéré comme charge permanente.

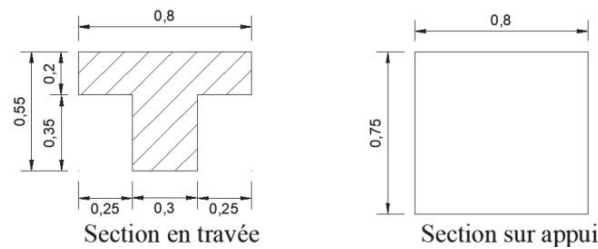


Figure VI.15. Section transversale du chevêtre (1ère phase)

Tableau VI.50. Efforts agissant sur le chevêtre (1ère phase)

Charge		En travée (t/m)	Sur appui (t/m)
Permanente	Poids propre	0.66	1.50
	Total G	0.66	1.50
Exploitation	Poids du béton coulé sur place	0.75	1.01
	Poids de la prédalle	0.77	0.18
	Poids de la poutre de rive	0.00	1.30
	Total Q	1.52	2.48

Tableau VI.51. Efforts internes du chevêtre (1ère phase)

	En travée	Sur appui
$M_{ser}(t.m)$	2.18	1.07
$V_u(t)$	3.17	6.04

Tableau VI.52. Armatures longitudinales et transversales du chevêtre (1^{ère} phase)

	Armatures longitudinales (cm^2)		Armatures transversales		
	A_s	Choix	$A_t (cm^2)$	Cadre	$S_t (cm)$
En travée	2.80	4HA10 = 3.14	1.60	2Ø10	40.00
Sur appui	6.20	2HA20 = 6.28	1.60	2Ø10	19.60

ii. 2^{ème} phase : Chevêtre en service

Lors de cette phase de calcul, seule la surcharge est considérée comme charge d'exploitation.

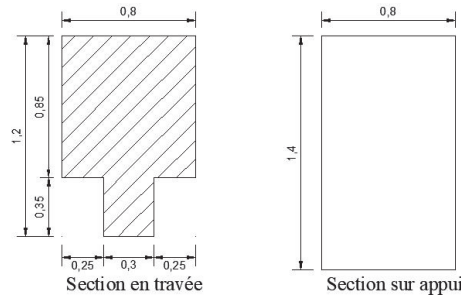


Figure VI.16. Section transversale du chevêtre (2^{ème} phase)

VI.53. Efforts agissant sur le chevêtre (2^{ème} phase)

Tableau

Charge		En travée (t/m)	Sur appui (t/m)
Permanente	Poids propre	1.96	2.80
Exploitation	Surcharge	4.00	4.00

Tableau VI.54. Efforts internes du chevêtre (2^{ème} phase)

	En travée	Sur appui
$M_{ser} (t.m)$	5.96	2.98
$V_u (t)$	8.65	13.54

Tableau VI.55. Armatures longitudinales et transversales du chevêtre (2^{ème} phase)

	Armatures longitudinales (cm^2)		Armatures transversales		
	A_s	Choix	$A_t (cm^2)$	Cadre	$S_t (cm)$
En travée	5.50	5HA12 = 5.65	1.60	2Ø10	40.00
Sur appui	11.30	6HA16 = 12.06	1.60	2Ø10	19.60

VI.4.4.5. Pile

Les piles sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal de compression transmis par le chevêtre et travaillent donc en flexion composée.

L'étude du portique (chevêtre-piles-semelle) doit être réalisée afin de déterminer les efforts agissant sur les piles.

VI.4.4.5.1. Actions et sollicitations

i. Efforts agissant sur le portique

i.a. Efforts verticaux

Tableau VI.56. Efforts verticaux agissant sur le portique

	Charge	Attribut (t/m)
Permanente	Poids du chevêtre	0.96
	Poids des poutres de rive	2.19
	Poids de la prédalle	1.03
	Poids du béton coulé sur place	2.47
	Total G	6.65
Exploitation	Surcharge	4.00
	Total Q	4.00

i.b. Efforts horizontaux

Tableau VI.57. Efforts horizontaux agissant sur le portique et leurs moments réduits à la tête des piles

Charge	Force (t)	$d_v(m)$	$M_b(t.m)$
Amarrage	4.00	1.70	6.80
Séisme	4.45	0.70	3.1

ii. Efforts internes

Tableau VI.58. Efforts internes du portique

	Tête	Base
$M_{ser}(t.m)$	-6.90	8.87
$V_u(t)$	- 6.55	- 6.55
$N_{ser}(t)$	30.01	30.01

Tableau VI.59. Armatures longitudinales et transversales des piles

Armatures longitudinales(cm^2)		Armatures transversales		
A_s	Choix	$A_t(cm^2)$	Cadre	$S_t(cm)$
25.01	8HA20 = 25.13	1.60	2Ø10	18.90

VI.4.4.6. Semelles

Les semelles sont filantes sous deux poteaux et sont sollicitées en flexion déviée.

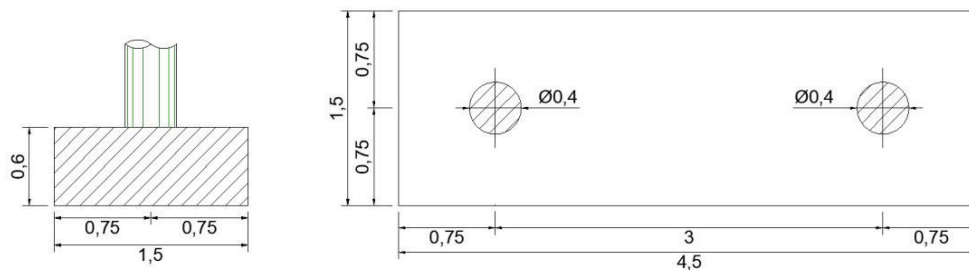


Figure VI.17. Vue en coupe et en plan de la semelle

VI.4.4.6.1. Actions et sollicitations

i. Efforts agissant sur la semelle

Tableau VI.60. Efforts agissant sur la semelle

Charge	Attribut
Poids propre (t/m)	2.25
Moment fléchissant à la base de la pile ($t.m$)	8.76
Effort normal à la base de la pile (t)	30.01

ii. Efforts internes

Tableau VI.61. Efforts internes de la semelle

	En travée	Sur appui
$M_{ser}(t.m)$	8.24	-9.50
$V_u(t)$	13.43	

Tableau VI.62. Armatures longitudinales et transversales de la semelle

Armatures longitudinales (cm^2)				Armatures transversales		
Nappe supérieure		Nappe inférieure		$A_t(cm^2)$	Cadre	$S_t(cm)$
A_s	Choix	A_s	Choix			
15.50	8HA16 = 16.05	14.01	7HA16 = 18.85	1.60	2Ø10	10.25

VI.5. CONCLUSION

La conception et le dimensionnement des ouvrages d'accostages doivent être faits dans les règles de l'art puisque la sécurité et la longévité de l'ouvrage en dépendent.

Le chapitre suivant portera sur l'impact de l'implantation de l'ouvrage sur l'environnement.

Chapitre VII

Etude d'impact sur l'environnement

CHAPITRE VII : Étude d'impact sur l'environnement

VII.1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif l'étude d'impact ou conséquences du projet sur l'environnement naturel, humain et socio-économique, dans le souci de le protéger et aussi de permettre l'intégration du port de pêche Kristel dans les meilleures conditions possibles et sans pour autant impacter son environnement.

Ainsi cette étude d'impact sert à orienter les choix d'aménagement en fonction des contraintes du milieu et des caractéristiques générales de notre projet. Elle va éclairer le décideur sur le sens de la décision à prendre et informer le public sur les incidences du projet sur l'environnement.

VII.2. CADRE JURIDIQUE

L'étude d'impact est réalisée conformément à la législation algérienne en vigueur, à savoir, le décret exécutif n°18-255 du 29 Moharram 1440 correspondant au 9 octobre 2018 modifiant et complétant le décret exécutif n°07-145 du 2 Joumada El Oula 1428 correspondant au 9 mai 2007 déterminant le champ d'application, le contenu et les modalités d'approbation des études et des notices d'impact sur l'environnement.

Selon l'article 3 du décret, le contenu de l'étude ou de la notice d'impact doit comprendre :

- La présentation du promoteur du projet, son nom ou raison social, son expérience ainsi que la présentation du bureau d'études accompagnée d'une copie de son agrément délivré par le ministre chargé de l'environnement ;
- L'analyse des alternatives et variantes éventuelles des différentes options du projet en expliquant et en fondant les choix retenus aux plans économique, technologique et environnemental ;
- La délimitation de la zone d'étude et la description détaillée de l'état initial du site et de son environnement accompagnée d'un plan de situation et d'un plan de masse ;
- La description détaillée des différentes phases du projet et l'estimation des catégories et des quantités de résidus, d'émissions et de nuisances susceptibles d'être générées ;
- L'évaluation des impacts prévisibles directs et indirects, à court, moyen et long terme du projet sur l'environnement et des effets cumulatifs ;
- La description des mesures envisagées par le promoteur pour supprimer, réduire et/ou compenser les conséquences dommageables des différentes phases du projet ;
- Le plan de gestion de l'environnement détaillé avec son planning d'exécution ;
- Les incidences financières allouées aux mesures préconisées et toute autre information, document ou étude soumis par les bureaux d'études pour fonder le contenu de l'étude d'impact ;
- Un rapport descriptif du projet, établi par le bureau d'études et mis à la disposition du public durant la période de l'enquête publique.

VII.3. DESCRIPTION DU PROJET

Tableau VII.1. Description du projet de l'abri de pêche Krsistel

Promoteur du projet	Direction des Travaux Publics de la Wilaya d'Oran
Bureau d'études	Laboratoire des Etudes Maritimes (LEM)
Choix du site	<p>L'aménagement projeté est prévu dans la localité de Kristel, situé à mi-distance entre la ville d'Arzew et Oran, se trouvant respectivement à 25 Km à l'Est et 30 Km à l'Ouest.</p> <p>Kristel est un village portuaire enclavé, situé dans une crique dans une région couverte par des maquis denses, mais également très peu peuplée. La cote u village est rocheuse et le relief de son territoire est accidenté.</p> <p>Il relève administrativement de la commune de Gdyel</p>



Figure VII.1. Localisation de la zone de projet

VII.4. IMPACTS ET MESURES DE PRÉVENTION, D'ATTÉNUATION OU DE COMPENSATION

L'identification des impacts se fait par confrontation des composantes du milieu récepteur aux activités de chaque phase du projet. Ceci est généralement fait dans une matrice dans laquelle pour chacune des interrelations entre les activités du projet et les composantes pertinentes du milieu. Tous les impacts probables négatifs ou positifs sont identifiés.

Ces impacts sont identifiés sur chaque composante du milieu physique, puis du milieu biologique et du milieu humain. Il est alors possible de décrire les sources d'impact directes du projet sur le sol, l'air et l'eau, d'en déduire les impacts sur les milieux biologique et humain découlant des modifications appréhendées sur le milieu physique.

VII.4.1. Phase de construction

Les sources d'impact liées à la phase de construction sont l'exploitation des carrières, le transport, l'entreposage des équipements et matériaux nécessaires au projet ainsi que la circulation des véhicules et des engins de chantier. Ces sources incluent aussi toutes les activités d'excavation et de terrassements qui seront requises ainsi que celles associées aux travaux en mer.

On inclut aussi les activités associées aux travaux de drainage, à la construction des nouvelles infrastructures (ouvrages de protection et d'accostage, terre-pleins et revêtement, mise en place des fondations et du revêtement de la chaussée) ainsi qu'à la démobilisation du chantier et à la remise en état des lieux à la fin des travaux.

Tableau VII.2. Impacts et mesures de prévention et d'atténuation en phase de construction

Composante de l'environnement	Source d'impact	Impact	Mesures de prévention et d'atténuation
Impact sur le milieu physique			
Eau	Travaux de dragage ; Travaux de préparation de site ; Système de drainage ;	Contamination des eaux marines et des ruissèlements	Définitions des périodes de dragage Respecter les périodes de restriction
Sol	Terrassement et installation de chantier ; Entreposage des déblais ;	Altération des propriétés du sol des aires de chantier	Surveillance et limitation des décapages et excavations
Air	Circulation des camions ; Dragage ; Activité de construction ;	Emissions de poussière et de contaminants dans l'air	Maitrise des émissions ; Arrosage ; Programme de gestion des poussières dès le début ;
Impact sur le milieu biologique			
Faune (Benthique et terrestre)	Détérioration de la qualité de l'eau ; Travaux de dragage ; Mise en place du quai ;	Perte de l'habitation et migration de la faune benthique	Respect des périodes de repos biologique
Flore (Benthique et terrestre)	Circulation des engins ; Déboisement et retrait du couvert végétal ;	Perte du couvert végétale	Limitation de la circulation des engins et des surfaces à déboiser
Impact sur le milieu humain			
Emploi	Travaux de préparation de site ; Aménagement du port et des infrastructures ;	Création d'emploi	Favoriser les habitants de la région
Santé et Sécurité		Propagation de maladie respiratoire	Maitrise des émissions diverses
		Pollution sonore	Utilisation d'équipements et techniques de Tavaux à faible nuisance sonore

VII.6.2. Phase d'exploitation

La phase d'exploitation comprend l'entretien du port et de ses infrastructures, les mesures d'hygiène et de sécurité sanitaire.

Tableau VII.3. Impacts et mesures de prévention et d'atténuation en phase d'exploitation

Composante de l'environnement	Source d'impact	Impact	Mesures de prévention et d'atténuation
Impact sur le milieu physique			
Eau	Navigation et manœuvres des navires	Pollution et contamination	Analyse chimique des eaux
Sol	Déchets de pêche et d'activité portuaire		Programme de gestion des déchets
Air	Transport et manutention		
Impact sur le milieu biologique			
Faune et flore (benthique/terrestre)	Navigation, circulation de camions et présence d'infrastructures immergées	Déplacement et perte de la biodiversité	Suivi de la recolonisation de la végétation
	Bruit et vibrations ; Dragage d'entretien ;		Mise au point de mesure de préservation de la qualité des eaux de surface
Impact sur le milieu humain			
Emploi	Présence du port	Désenclavement de la région	-
		Boost de l'économie locale	
		Augmentation de rendement halieutique	
		Générer de l'emploi Emplois directs : 240 Emplois indirects : 50	

VII.7. CONCLUSION

Ce nouveau port de pêche vise à doter cette partie du littoral oranais, connue pour ses potentialités halieutiques, d'un site moderne répondant aux attentes des gens de la mer. Le futur port contribuera à la création d'un nombre considérable de postes d'emploi directs et indirects. Le nombre d'emploi généré peut être estimé à 290 postes, et ceci bénéficiera les habitants de la région.

Néanmoins, les mesures préventives devront être prises afin d'assurer une bonne exploitation sans nuire à l'environnement.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent mémoire ayant pour objet l'aménagement d'un abri de pêche à Kristel dans la wilaya d'Oran, m'a permis de découvrir l'étendu d'une partie de l'ingénierie maritime. Un domaine pluridisciplinaire qui demande beaucoup de connaissances théoriques et pratiques dans une multitude de branches des travaux publics.

Ce travail m'a donné l'opportunité d'assimiler les étapes d'une étude maritime et les différents critères à prendre en considération dans une étude d'aménagement d'un ouvrage portuaire. Il m'a permis de développer mes connaissances dans le domaine portuaire, ses enjeux, ses acteurs et ses contraintes.

Ce projet a été une occasion pour mettre en application les connaissances théoriques acquises pendant mon cycle de formation et c'était une chance pour moi de tirer profit, d'une part, de l'expérience des ingénieurs d'études et, d'autre part, d'apprendre la méthodologie rationnelle à suivre pour élaborer un projet en travaux maritimes.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] J. CHAPON, Travaux Maritimes TOME I, Le milieu marin - Le navire - La navigation - Les côtes - Les ouvrages extérieures des ports maritimes, Paris. France Édition Eyrolles (1984)
- [2] J. CHAPON, Travaux Maritimes TOME II, Les ouvrages intérieurs des ports maritimes Dégagement des accès et plans d'eau des ports, Paris. France Édition Eyrolles (1972)
- [3] R. Bonnefille, Mouvement de la mer, Revue technique de l'ingénieur n° C4610
- [4] D. Caminade, Port de commerce et de pêche, Revue technique de l'ingénieur n° C4630
- [5] D. Caminade, Port de plaisance, Revue technique de l'ingénieur n°C4631
- [6] D. Westercamp, H. Tazieff, La houle comment s'en protéger ? Martinique Guadeloupe, Edition Masson (1981)
- [7] J. Feuillet, Y. Coeffe, J. Bernier, B. Chaloin, Le dimensionnement des digues à talus, Paris, France, Edition Eyrolles (1987)
- [8] CIRIA. CUR. CETMEF : Guide d'enrochement Utilisation des enrochements dans les ouvrages maritimes version française du Rock Manual, Compiègne, France (2009).
- [9] Guide d'utilisation béton en site maritime par le centre d'études maritimes et fluviales (2008).
- [10] Règlement Parasismique Applicable aux domaines des ouvrages d'art RPOA (Année 2008), Ministère des Travaux Publics (MTP), Algérie.

Annexe A

Topographie et bathymétrie

ANNEXE A : Topographie et bathymétrie.

A.1. INTRODUCTION

Cette annexe comporte la campagne de reconnaissance effectuée par le LEM, sur le site d'implantation choisi pour l'ouvrage.

A.2. TRAVAUX RÉALISÉS

La réalisation consiste :

- Un levé topographique du site d'étude sur une superficie de 05 hectares ;
- Un levé bathymétrique d'une superficie de 28 hectares ;
- Sondages à la lance de 28 points ;

Cette campagne a été réalisée par une équipe formée de :

- 01 Ingénieur Topographe,
- 03 Techniciens Topographes,
- 02 Mariniers,
- 01 Chargé de logistique,
- 01 Plongeur.

Le matériel utilisé comprend principalement :

- 02 Récepteurs GPS 5700 et accessoires,
- 01 GPS de poche GARMIN,
- Radio modem Pacific Crest,
- Un Echosondeur ODOM ECHOTRAC,
- Un niveau de chantier,
- Equipements de sondages à la lance,

A.3. RATTACHEMENT AU NGA

Dans le cas de l'absence de données NGA (le cas du site de Kristel, aucun repère de nivellement NGA existant). On doit extrapoler les mesures obtenues sur le site le plus proche, où la qualité de données sera encore dégradée.

La méthode utilisée consiste à calculer l'écart entre le NGA et l'EGM96 (modèle de géoïde global), cet écart est obtenu à partir des observations GPS sur plusieurs repères de nivellement.

Sur le site d'Arzew, 04 repères ont été observés pour un nivellement par GPS, les écarts entre les altitudes NGA fournies par l'INCT et les élévations EGM96 obtenues par GPS sur ces repères sont homogènes, la moyenne de ces écarts est appliquée sur l'ensemble des points levés à Kristel afin d'avoir les altitudes NGA.

Tableau A.1. Coordonnées du point de base

N° de station	X UTM (m)	Y UTM (m)	Z NGA (m)
KRIST01	726882,951	3967053,914	26,098
KRIST02	726694,991	3967010,802	14,309
KRIST03	726719,227	3967170,477	7,801
PT CONTROLE	726785,402	3967135,414	1,375

A.4. MÉTHODOLOGIE DES LEVÉS TOPOGRAPHIQUE

Le récepteur GPS cinématique en temps réel (RTK) permet de mesurer un point à quelques centimètres près. Ce récepteur mobile porté par le topographe au moment du levé fonctionne en mode RTK (Real Time Kinematic, résolution des ambiguïtés en mode OTF).

Il reçoit les données des satellites et de la station de référence simultanément, il fournit instantanément la position tridimensionnelle du point à une précision < 05 cm. Le transfert et le traitement de données se font à l'aide du logiciel TGO (Trimble Geomatic Office).

La visualisation de ces données permet de faire un complément par la suite jusqu'à la fin du levé.

A.5. MÉTHODOLOGIE DES LEVÉS BATHYMÉTRIQUE

En plus du système RTK décrit dans le paragraphe précédent, un échosondeur Odom Echotrac mis en place à bord de l'embarcation permet de mesurer les profondeurs. Un support vertical maintient l'antenne GPS en haut et le transducteur de l'échosondeur en bas. Ce dispositif est interfacé par un micro-ordinateur et un logiciel de navigation et d'acquisition de données HYPACK.

Le logiciel reçoit du récepteur sur GPS, les coordonnées du point au niveau du plan d'eau, l'échosondeur fournit la profondeur du point à l'aide du transducteur, la collecte de ces données sur HYPACK nous donne la position tridimensionnelle du point bathymétrique.

Le traitement des données bathymétriques se fait à l'aide du logiciel HYPACK. Il consiste à enlever les fausses mesures et faire un tri des sondes sur un rayon choisi.

Un point de contrôle observé par GPS avec une précision < 15 mm est implanté sur le quai, ce qui permet de mesurer ce point à l'aide d'un système bathymétrique, permettant de valider toute la bathymétrie.

A.6. SONDAGES A LA LANCE

Au préalable, le topographe introduit les coordonnées des points à sonder dans le GPS de poche, ce dernier permet de positionner les points avec précision.

Après la localisation des points, le plongeur descend au fond pour prospecter le terrain, si c'est une couche meuble, il mesure la pénétration à l'aide de la lance.

Les profondeurs sont mesurées à l'aide d'un ruban et un profondimètre, tant que les coordonnées sont fournies par GPS avec une précision meilleure que 0.20 m.

Vingt (20) sondages à la lance ont été réalisés afin de déterminer l'épaisseur des couches meubles et les côtes des fonds rocheux. La maille prédéfinie, couvre essentiellement la partie du fond, où l'on suppose qu'il y'a présence de couches meubles, et les zones où les ouvrages sont susceptibles d'être implantés. L'espacement est compris entre 50 et 90 m.

Tableau A.2. Résultats des sondages

N° de points	X UTM (m)	Y UTM (m)	Nature	Profondeurs (m)	Pénétration (m)
S1	726760,00	3967108,00	Sable	-2.60	0.51
S2	726763,00	3967081,00	Sable	-2.50	0.42
S3	726695,00	3967172,00	Sable	-5.00	0.26
S4	726709,00	3967114,00	Sable	-5.50	0.27
S5	726707,00	3967077,00	Sable	-5.50	0.23
S6	726646,00	3967228,00	Sable	-4.40	0.45
S7	726660,00	3967169,00	Sable	-5.20	0.27
S8	726644,00	3967107,00	Sable	-6.30	0.30
S9	726644,00	3967067,00	Sable	-4.90	0.44
S10	726648,00	3966998,00	Sable	-3.80	0.38
S11	726593,00	3967180,00	Sable	-5.30	0.27
S12	726535,00	3967168,00	Sable	-7.10	0.34
S13	726521,00	3967117,00	Sable	-7.00	0.20
S14	726476,00	3967114,00	Sable	-8.50	0.25
S15	726537,00	3967009,00	Sable	-6.10	0.30
S16	726470,00	3966999,00	Sable	-8.10	0.20
S17	726536,00	3966915,00	Sable	-5.40	0.38
S18	726473,00	3966911,00	Sable	-7.50	0.21
S19	726529,00	3966826,00	Sable	-5.40	0.27
S20	726471,00	3966823,00	Sable	-7.00	0.25

Annexe B

Etude de réfraction de la houle

ANNEXE B : Etude de réfraction de la houle.

B.1. INTRODUCTION

Dans cette annexe, j'exposerai l'étude de réfraction de la houle qui a pour objectif l'exploitation des données de la houle au large. Les résultats serviront pour le dimensionnement des ouvrages de protection.

B.2. PRINCIPE DE CALCUL DE LA REFRACTION DE LA HOULE

Le programme utilisé est le programme REFRACT qui étudie le phénomène de réfraction sur un site donné en utilisant la théorie (stockes de 1^{er} ordre).

Ce programme fournit le tracé des orthogonales sous forme de tableaux de résultats et de sorties graphiques, ainsi que les valeurs des coefficients de réfraction, de shoaling, la distance parcourue ..., le long des orthogonales calculées.

B.3. HYPOTHESE DU PROGRAMME

Les hypothèses prises en considération sont :

- La houle est monochromatique (T période constante) ;
- Le mouvement de la houle est régulier ;
- Il n'y a pas de courant ;
- La percolation est négligée ;
- Il n'y a ni réflexion, ni diffraction ;
- L'énergie entre deux orthogonales adjacentes est conservée ;
- L'effet de la courbure du globe terrestre est négligé ;
- Le liquide est incompressible et non visqueux ;
- L'effet de marée n'est pas pris en compte ;
- La bathymétrie est la plus régulière possible.

La théorie linéaire demande également :

- Que la houle étudiée se propage en moyenne ou grande profondeur ;
- Que la cambrure de la houle étudiée soit faible.

La limite réelle de la théorie linéaire se traduit par la valeur du paramètre d'URSELL.

$$U = \frac{H \times L^2}{d^3}$$

Avec :

- H : Hauteur de la vague au point considéré ;
- L : Longueur d'onde ;
- d : Profondeur.

Pour chacune des directions les plus prépondérantes, trois périodes de houle sont étudiées.

Paramètres utilisés :

- D : Profondeur (m) ;
- C : Célérité (m/s) ;
- L : Longueur d'onde (m) ;
- Hi : Hauteur houle sans frottements au point considéré pour Hs au large, égale à 1.0 m (m)
- H2 : Hauteur de houle avec frottements (m) ;
- U : Paramètre d'Ursell
- KRA : Coefficient de réfraction ;
- Ks : Coefficient de Shoaling ;
- Kf : Coefficient de frottement.

Trois directions de houle les plus prépondérantes pour le site sont considérées 360°N, 315°N et 270°N.

Pour chacune de ces directions trois périodes 6s, 9s et 11s sont testées et qui reflètent le climat de houle régnant sur le site.

B.4. RESULTATS

Un résumé des résultats des passages sur modèle est donné par les tableaux ci-après.

B.4.1. Direction 315°N

Tableau B.1. Direction 315°N pour T= 6s

T = 6s ; Direction 315°N ; H₀ = 6.50m

N° de l'ortho	D(m)	L(m)	Hi(m)	U	KRA	Ks	H ₀ (m)
3	10.0	48.5	0.85	12.54	0.93	0.9	5.52

Tableau B.2. Direction 315°N pour T= 9s

T = 9s ; Direction 315°N ; H₀ = 6.50m

N° de l'ortho	D(m)	L(m)	Hi(m)	U	KRA	Ks	H ₀ (m)
3	12.2	88.5	0.88	23.35	0.94	0.94	5.72

Tableau B.3. Direction 315°N pour T= 11s

T = 11s ; Direction 315°N ; H₀ = 6.50m

N° de l'ortho	D(m)	L(m)	Hi(m)	U	KRA	Ks	H ₀ (m)
3	14.0	117.8	0.92	29.12	0.95	0.96	5.98
4	16.70	127.6	0.96	21.12	1.02	0.94	6.24

B.4.2. Direction 270°N

Tableau B.4. Direction 270°N pour T= 6s

T = 6s ; Direction 270°N ; H₀ = 9.60m

N° de l'ortho	D(m)	L(m)	Hi(m)	U	KRA	Ks	H ₀ (m)
3	10.3	48.80	0.82	16.32	0.89	0.92	7.78
4	9.4	47.5	0.91	22.75	0.99	0.91	8.74

Tableau B.5. Direction 270°N pour T= 9s

T = 9s ; Direction 270°N ; H₀ = 9.60m

N° de l'ortho	D(m)	L(m)	Hi(m)	U	KRA	Ks	H ₀ (m)
3	15.40	96.6	0.84	19.2	0.91	0.92	8.06
4	15.8	97.4	0.87	18.82	0.94	0.92	8.35

Tableau B.6. Direction 270°N pour T= 11s

T = 11s ; Direction 270°N ; H₀ = 9.60m

N° de l'ortho	D(m)	L(m)	Hi(m)	U	KRA	Ks	H ₀ (m)
3	18.0	131.5	0.85	23.04	0.91	0.94	8.16

B.4.3. Direction 360°N

Tableau B.7. Direction 360°N pour T= 6s

T = 6s ; Direction 360°N ; H₀ = 8.50m

N° de l'ortho	D(m)	L(m)	Hi(m)	U	KRA	Ks	H ₀ (m)
4	10.0	48.4	0.77	14.62	0.84	0.91	6.54

Tableau B.8. Direction 360°N pour T= 9s

T = 9s ; Direction 360°N ; H₀ = 8.50m

N° de l'ortho	D(m)	L(m)	Hi(m)	U	KRA	Ks	H ₀ (m)
4	10.0	48.4	0.77	14.62	0.84	0.91	6.54

Tableau B.9. Direction 360°N pour T= 11s

T = 11s ; Direction 360°N ; H₀ = 8.50m

N° de l'ortho	D(m)	L(m)	Hi(m)	U	KRA	Ks	H ₀ (m)
2	18.4	132.6	0.79	18.36	0.85	0.94	6.71

B.5 DETERMINATION DE LA HOULE DU PROJET

Le but est de déterminer la houle de projet à utiliser pour leur dimensionnement. La houle de projet H_{max} (à la limite de la validité de la théorie linéaire) est déterminée par la relation :

$$H_{max} = H_s \times KRa \times K_s$$

$$Hi = Hi_{max} = KRa_{max} \times K_s$$

Avec : $H_s = KRa$: pour chaque direction étudiée.

Tableau B.10. Caractéristique de la houle pour la direction 315°N

Direction 315°N ; $H_s = H_{s0} = 6.50m$

T(s)	N° de l'ortho	D(m)	KRa _{max}	K _s	Hi _{max} (m)	H ₀ (m)
6	3	10.0	0.93	0.91	0.85	5.52
9	3	15.0	0.94	0.92	0.89	5.78
11	4	28.1	1.02	0.91	0.93	6.04

Tableau B.11. Caractéristique de la houle pour la direction 270°N

Direction 270°N ; $H_s = H_{s0} = 9.60m$

T(s)	N° de l'ortho	D(m)	KRa _{max}	K _s	Hi _{max} (m)	H ₀ (m)
6	4	9.4	0.99	0.91	0.91	8.74
9	4	15.8	0.94	0.92	0.87	8.35
11	3	18.0	0.91	0.94	0.85	8.16

Tableau B.12. Caractéristique de la houle pour la direction 360°N

Direction 360°N ; $H_s = H_{s0} = 8.50m$

T(s)	N° de l'ortho	D(m)	KRa _{max}	K _s	Hi _{max} (m)	H ₀ (m)
6	4	10.0	0.84	0.91	0.77	6.54
9	4	14.2	0.81	0.92	0.75	6.37
11	2	18.4	0.85	0.94	0.79	6.71

Annexe C

Photos du site d'étude

ANNEXE C : Photos du site d'étude

C.1. INTRODUCTION

Cette annexe est consacrée aux photos prises du site de projet avant son implantation.

C.2. PHOTOS DU SITE



Photo C.1. Vue sur le bassin où l'abri de pêche sera implanté

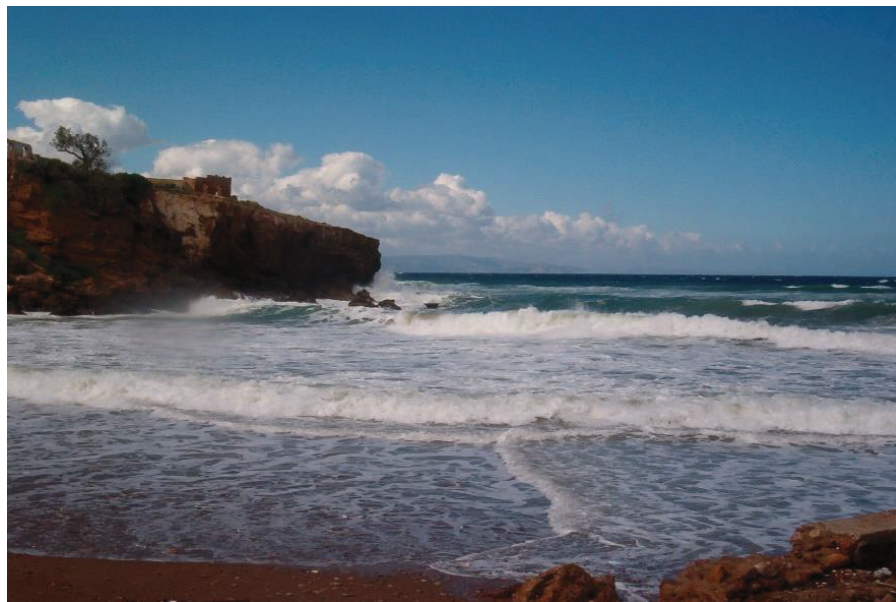


Photo C.2. Vue à partir du bassin vers le large, dans la direction ouest



Photo C.3. Aperçu sur la bordure ouest et vue sur la sortie sud-ouest du bassin vers le golfe d'Oran



Photo C.4. Aperçu de la bordure est du bassin

Annexe D

*Dimensionnement des ouvrages de
protection*

ANNEXE D : Dimensionnement des ouvrages de protection.

D.1. INTRODUCTION

La présente annexe regroupe l'ensemble des documents techniques (abaques et tableaux) qui ont servi au dimensionnement des ouvrages de protection.

D.2. COEFFICIENT DE STABILITÉ K_D

Tableau D.1. Coefficient de stabilité K_D par type de bloc proposé par SOGREAH

	Désignation des blocs	Nombre de couches	Disposition des couches	Pente du talus	K_D (section courante)		K_D (musoir)	
					Vagues déferlantes			
					Oui	Non	Oui	Non
BLOCS NATURELS	Arrondis	2	En vrac	1.5-3.0	2.1	2.4	1.7	1.9
		>3	En vrac	1.5-3.0	2.8	3.2	2.1	2.3
	Anguleux	1	En vrac (2)	1.5-3.0		2.9		2.3
		2	En vrac	1.5	3.5	4.0	2.9	3.2
				2.0			2.5	2.8
				3.0			2.0	2.3
>3	En vrac	1.5-3.0	3.9	4.5	3.7	4.2		
2	Spécial (1)	1.5-3.0	4.8	5.5	3.5	4.5		
BLOCS PRÉFABRIQUÉS	Tétrapode et Quadripode	2	En vrac	1.5			5.9	6.6
				2.0	7.2	8.3	5.5	6.1
				3.0			4.0	4.4
	Triabar	2	En vrac	1.5	9.0	10.4	8.3	9.0
				2.0			7.8	8.5
				3.0			7.0	7.7
	Dolos	2	En vrac	2.0**	22.0*	25.0*	15.0	16.5
				3.0			13.5	15.0
	Cube modifié	2	En vrac	1.5-3.0	6.8	7.8		5.0
	Hexapode	2	En vrac	1.5-3.0	8.2	9.5	5.0	7.0
Triabar	1	En vrac	1.5-3.0	12.0	15.0		9.5	

(1) : Le grand axe du bloc est disposé normalement à la pente.

(2) : Disposition en une couche de blocs naturels non recommandée pour un usage avec lames déferlantes, admise pour des vagues non déferlantes avec une mise en place soignée.

* : valable pour $\cot \alpha = 2$.

** : Il est recommandé d'avoir $\cot \alpha < 2$.

*** : Valeurs de K_D au profil du musoir devront être confirmés par des essais complémentaires.

D.3. COEFFICIENT D'ÉPAISSEUR DE COUCHE K_{Δ}

Tableau D.2. Valeurs expérimentales de la perméabilité et du coefficient d'épaisseur de couche proposé par SOGREAH

	Nature du bloc	Disposition des blocs	Nombre de couches	K_{Δ}	Perméabilité
BLOCS NATURELS	Arrondi	En vrac	2	1.02	38%
	Anguleux	En vrac	2	1.15	37%
		En vrac	3	1.10	40%
	Anguleux à granulométries étalées	En vrac			37%
BLOCS ARTIFICIELS	Acropodes (1)	En vrac	1		
	Tétrapodes	En vrac	2	1.04	50%
	Quadripodes	En vrac	2	0.95	49%
	Cubes modifiés	En vrac	2	1.10	44%
	Cubes modifiés	Rangé	1	1.12	27%
	Tribar	En vrac	2	1.02	54%
	Dolos	En vrac	2	1.00	63%
	Tribar	Rangé	1	1.13	47%

(1) : Bloc en cours de développement P% et K_{Δ} non déterminés à l'heure actuelle.

D.4. COEFFICIENT DE RUGOSITÉ

Tableau D.3. Coefficient de rugosité r pour différents types de talus en enrochement

Caractéristiques du parement de talus	Disposition es blocs	Coefficient r
Lisse et imperméable	-	1.00
Blocs naturels arrondis	En vrac	0.60-0.65
Couche de blocs naturels sur sous-couche imperméable	En vrac	0.80
Couche de blocs naturels	Rangés	0.75-0.80
Couche de blocs naturel	En vrac	0.50-0.55
Trois couches de blocs naturels sur sous-couche imperméable	En vrac	0.60-0.65
Blocs artificiels en béton pour un pourcentage de vide voisin à 50%	En vrac	0.45-0.50

D.5. ABAQUES DU CERC

D.5.1. Abaque I

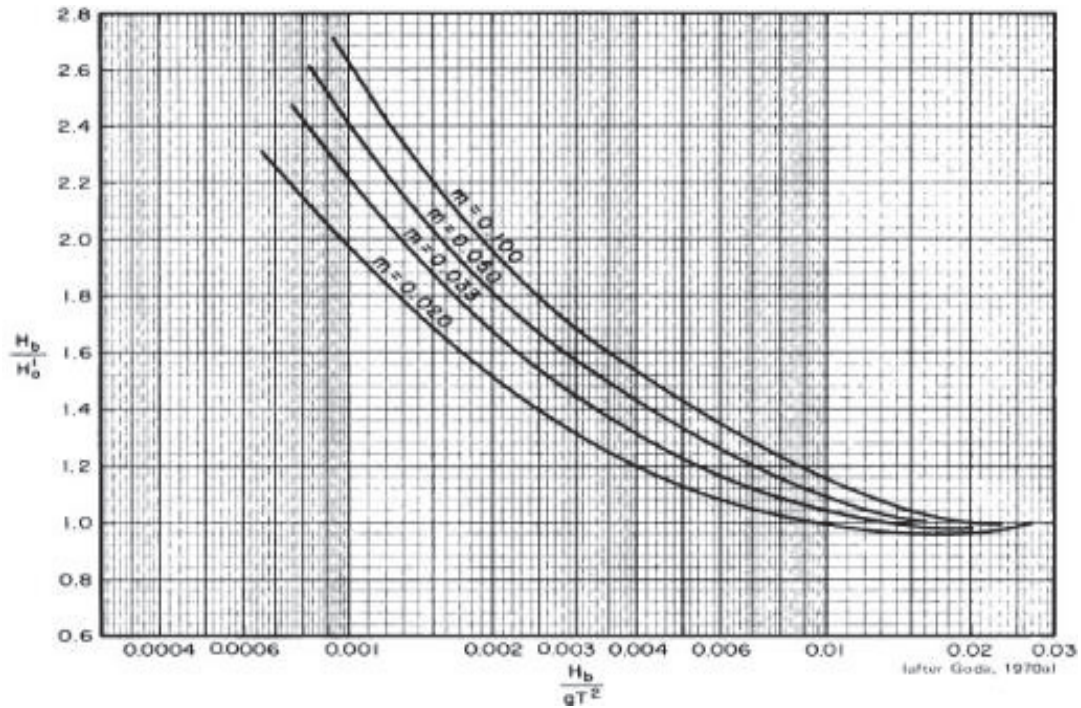


Figure D.1. Abaque de correction due au poids

D.5.2. Abaque II

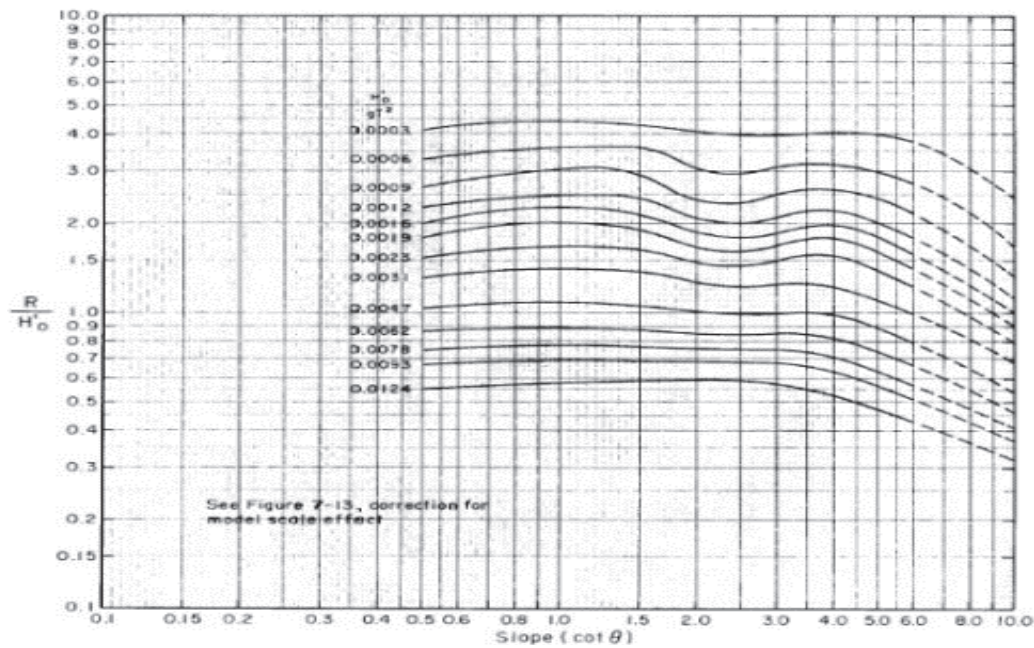


Figure D.2. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $\frac{d_s}{H'_0} = 0$

D.5.3. Abaque III

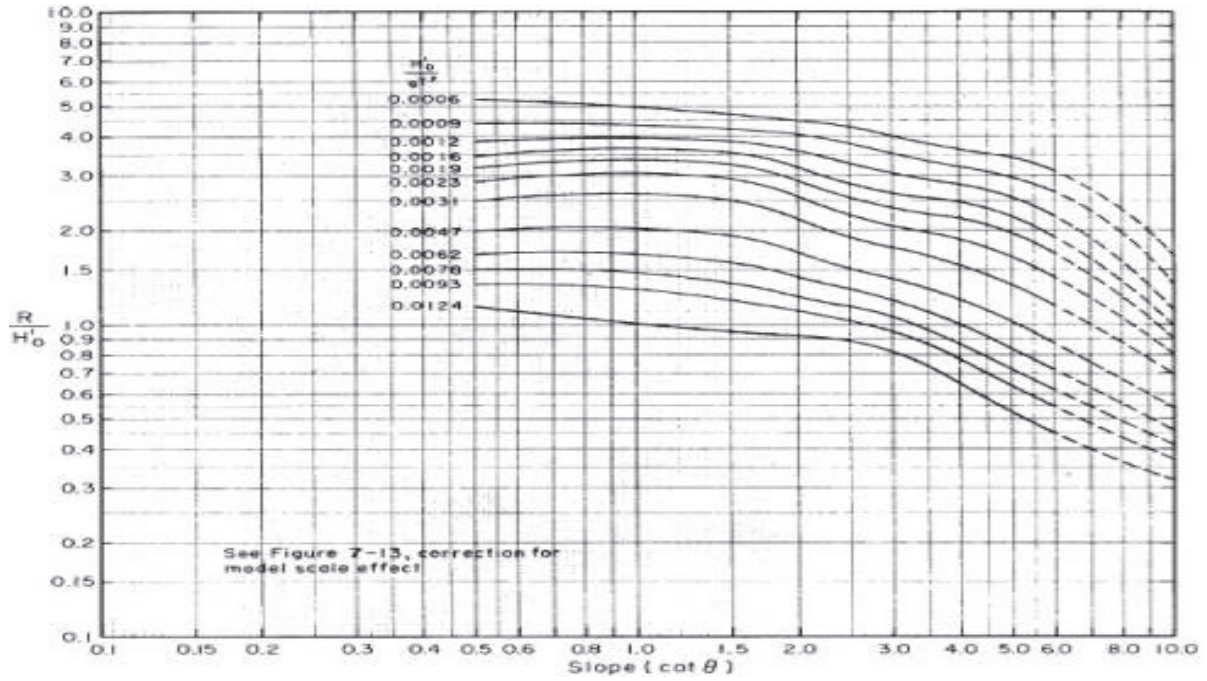


Figure D.3. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $\frac{d_s}{H_0} = 0.45$

D.5.4. Abaque IV

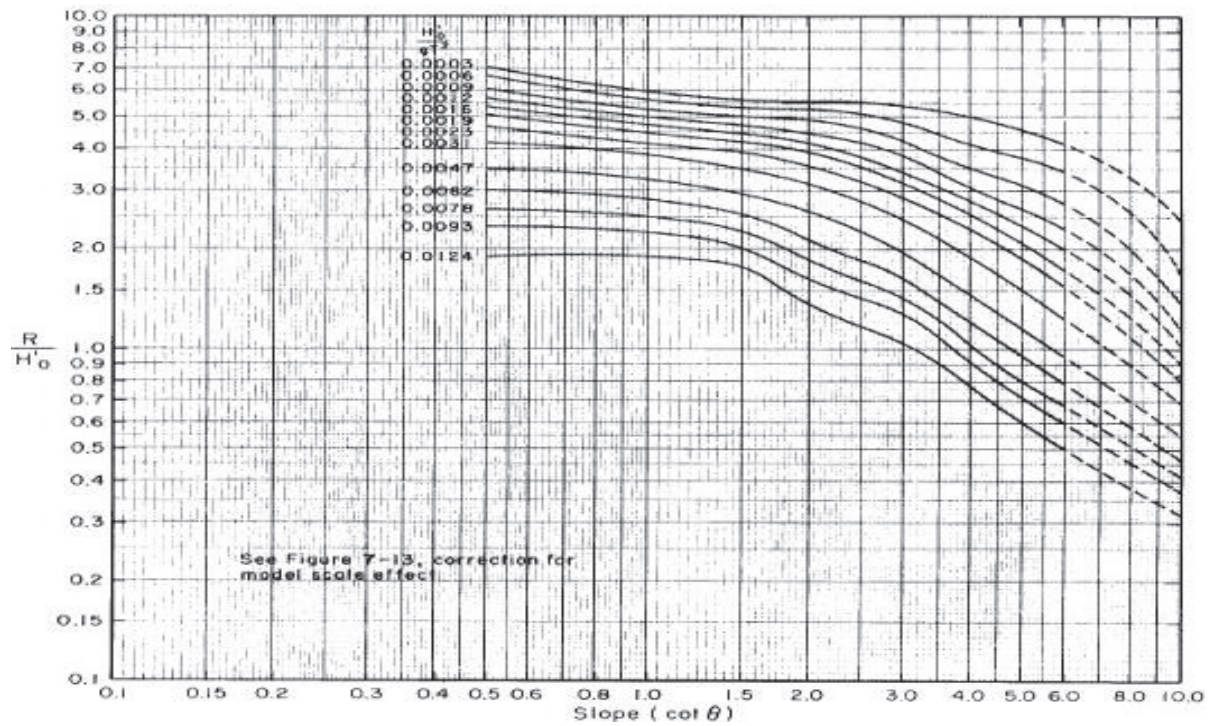


Figure D.4. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $\frac{d_s}{H_0} = 0.8$

D.5.5. Abaque V

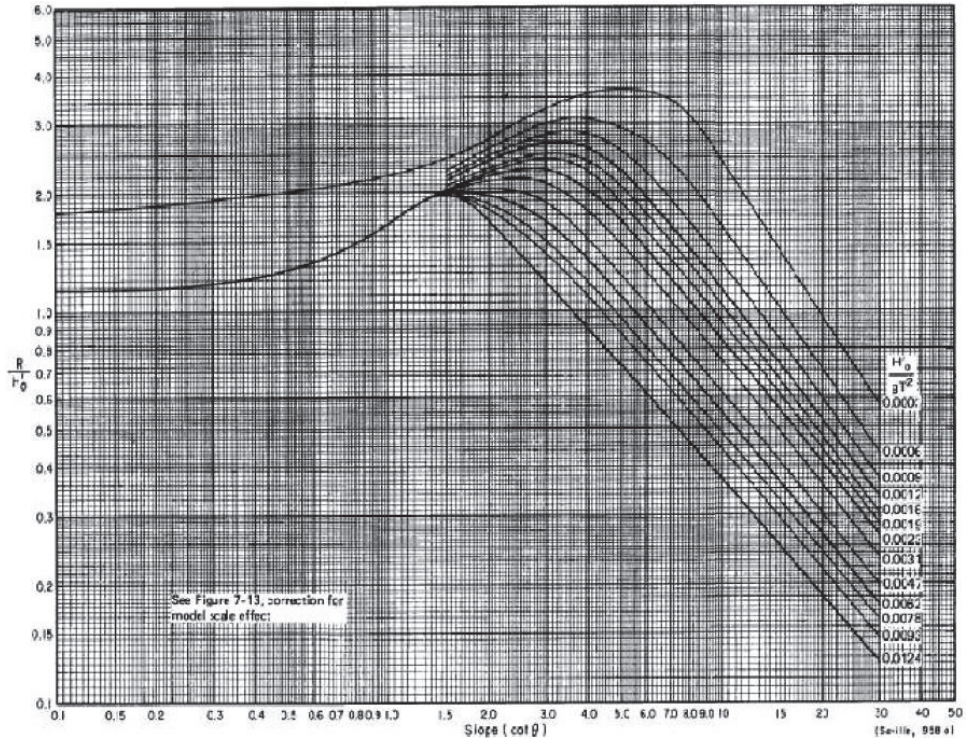


Figure D.5. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $\frac{d_s}{H_0} = 1$

D.5.6. Abaque VI

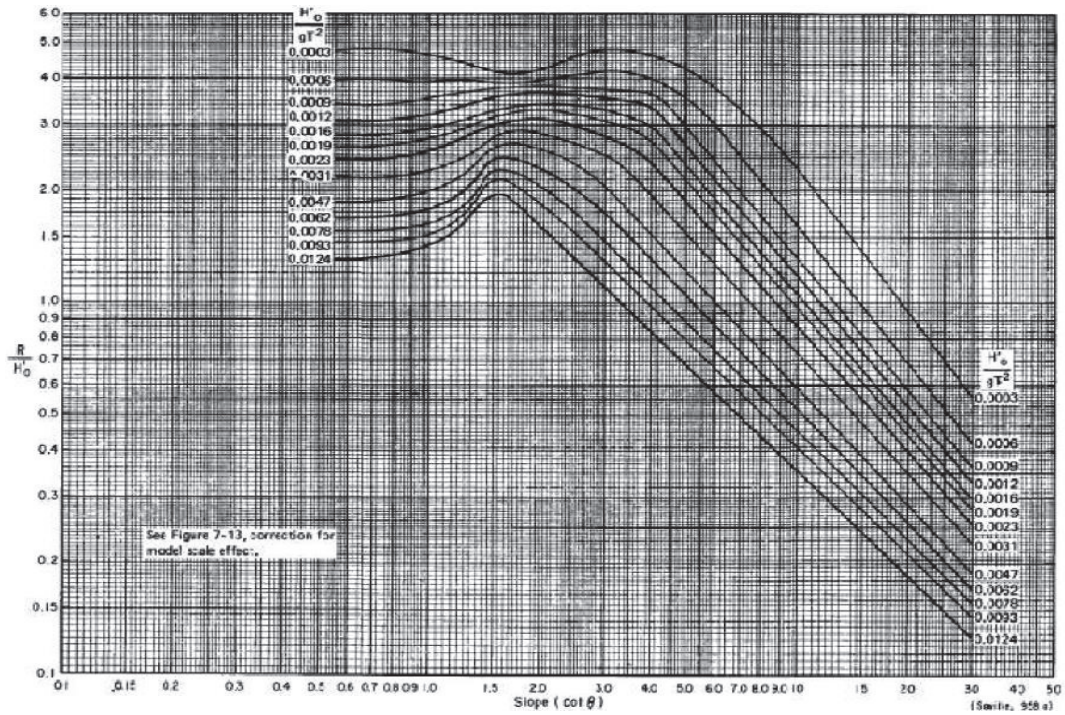


Figure D.6. Ascension des lames sur un talus lisse et imperméable pour $\frac{d_s}{H_0} = 2.00$

D.5.7. Abaque VII

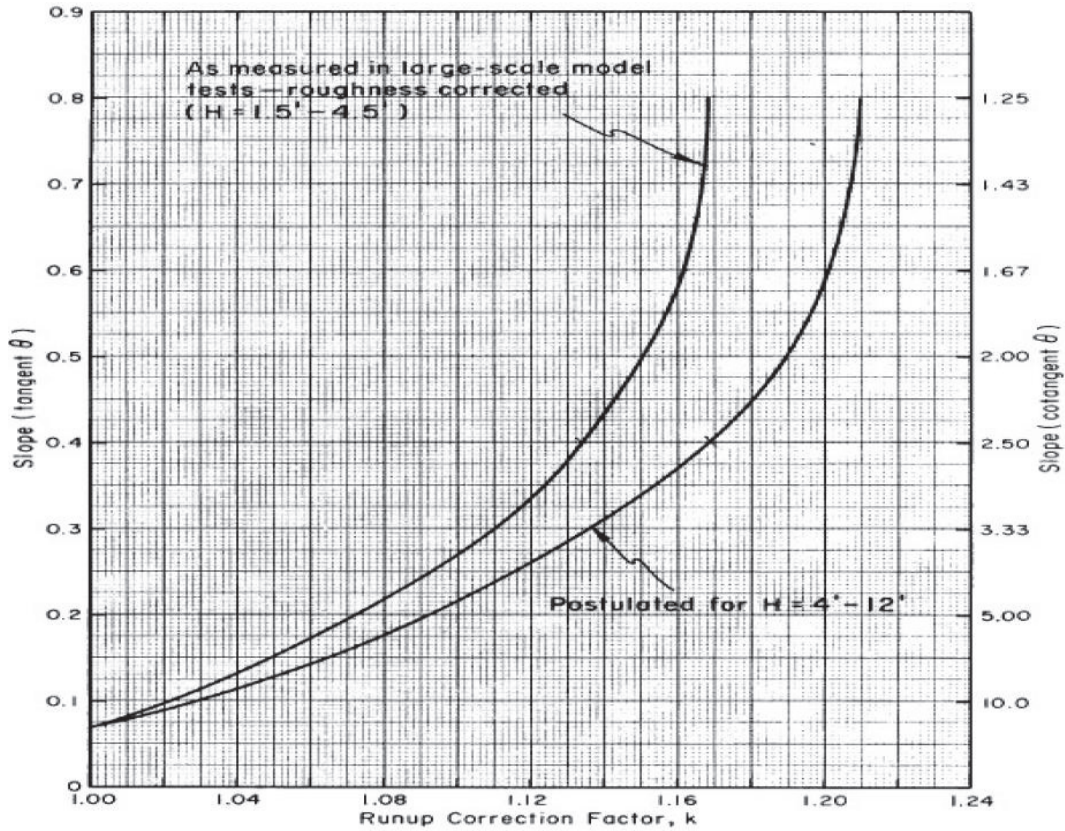


Figure D.7. Coefficient de correction K permettant de tenir compte de l'effet d'échelle

D.6. COUPES TYPES DES JETÉES

D.6.1. Jetée principale

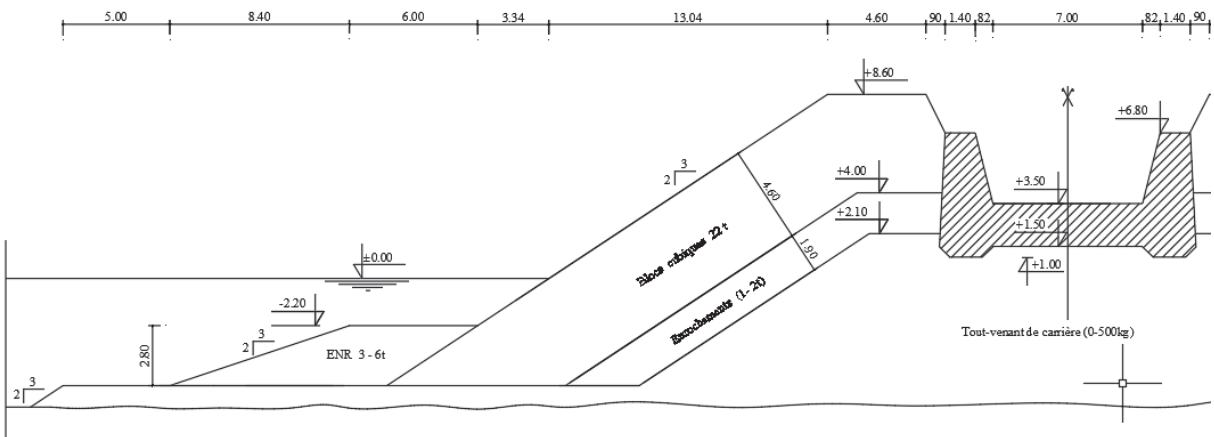


Figure D.8. Demi-coupe transversale du profil musoir de la jetée principale

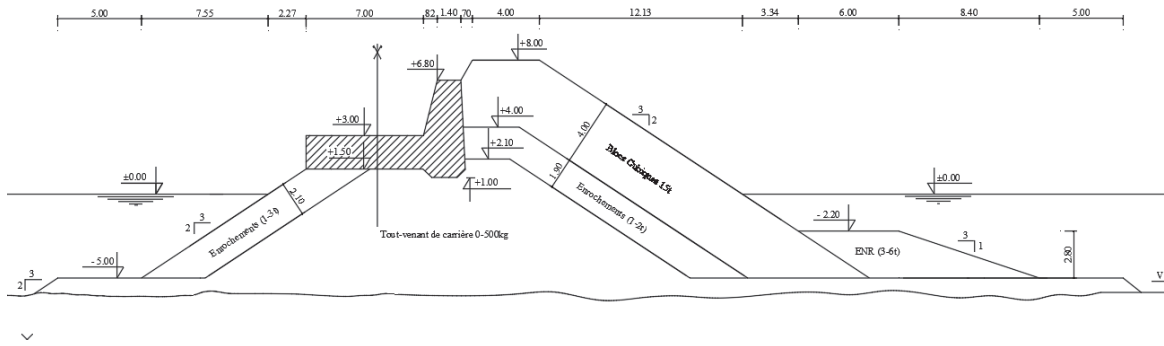


Figure D.9. Coupe transversale 1 du profil courant de la jetée principale

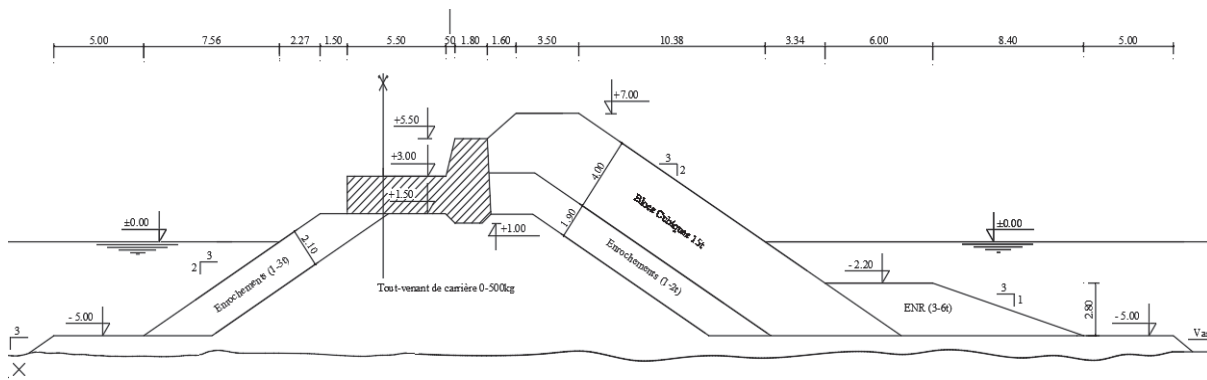


Figure D.10. Coupe transversale 2 du profil courant de la jetée principale

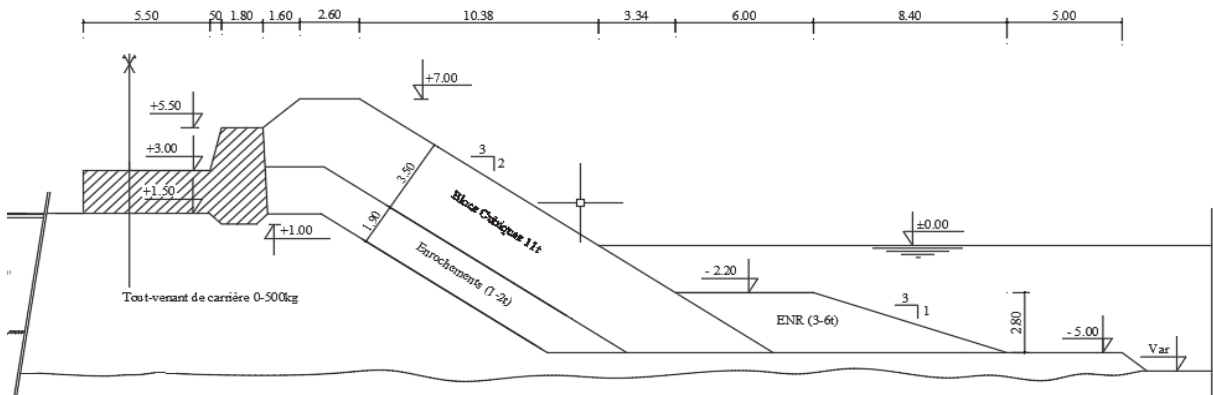


Figure D.11. Coupe transversale 2 du profil enracinement de la jetée principale

D.6.2. Epi

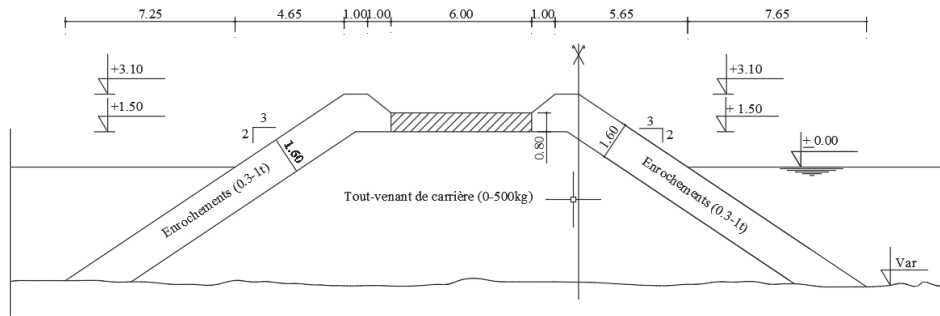


Figure D.12. Coupe transversale du profil courant de l'épi

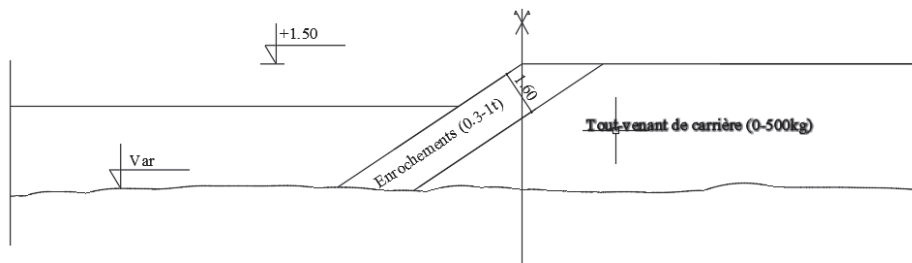


Figure D.13. Coupe transversale de la protection du terre-plein

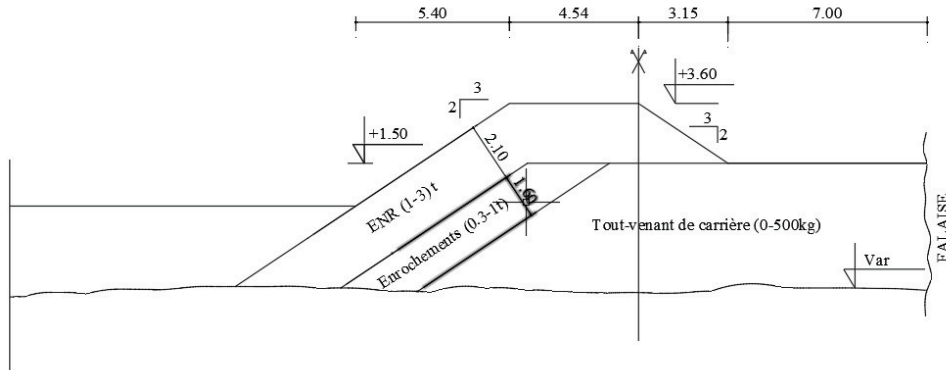


Figure D.14. Coupe transversale 01 du talus amortissant

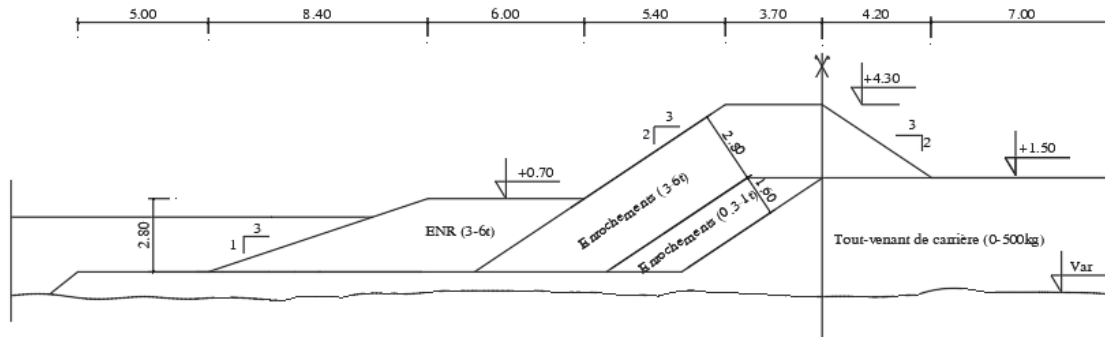


Figure D.15. Coupe transversale 02 du talus amortissant

D.7. FERRAILLAGE DU MUR DE COURONNEMENT

D.7.1. Effort de houle

Tableau D.4. Coefficients empiriques a et b des essais de Jensen, Bradbury et al

Section	Intervalles des paramètres			Coefficients	
	R_{ca}	H_b/L_{op}	H_b/R_{ca}	a	b
Enracinement	7.00	0.0259	0.6857	0.051	0.026
Courant	8.00	0.0259	0.6625	0.051	0.026
Musoir	8.60	0.0260	0.6977	0.051	0.026

D.7.2. Modélisation de la jetée principale

a. Profil enracinement

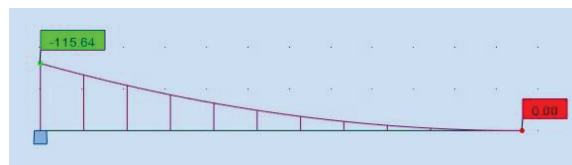


Figure D.16. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil enracinement (jetée principale)

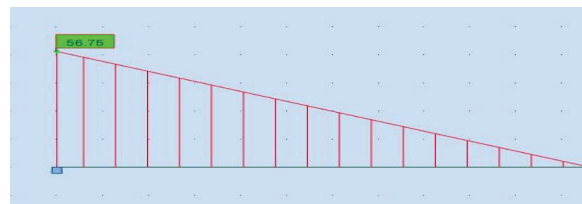


Figure D.17. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil enracinement (jetée principale)

b. Profil courant

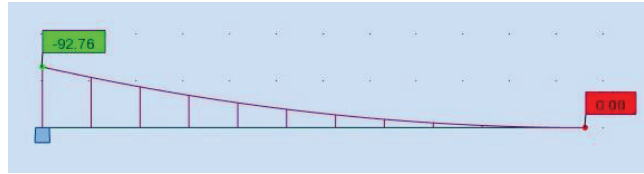


Figure D.18. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil courant (jetée principale)

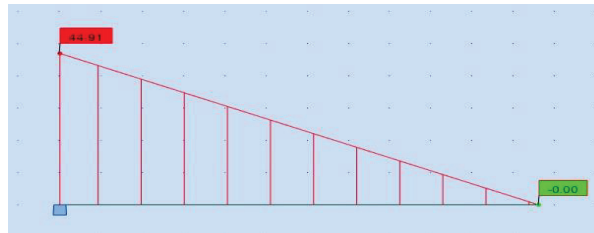


Figure D.19. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil courant (jetée principale)

b. Profil musoir

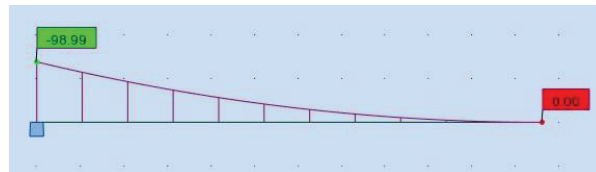


Figure D.20. Moment fléchissant à l'ELS du mur de couronnement en profil musoir (jetée principale)

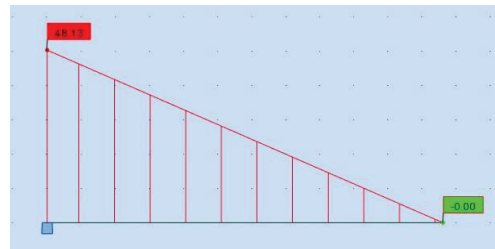


Figure D.21. Effort tranchant à l'ELU du mur de couronnement en profil musoir (jetée principale)

Annexe E

Dimensionnement des quais à - 4.00m

ANNEXE E : Dimensionnement des quais à -4.00m.

E.1. INTRODUCTION

Dans la présente annexe, j'exposerai les détails des calculs pour le dimensionnement des quais à -4.00m ainsi que le ferrailage.

E.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

E.2.1. Bloc type 1

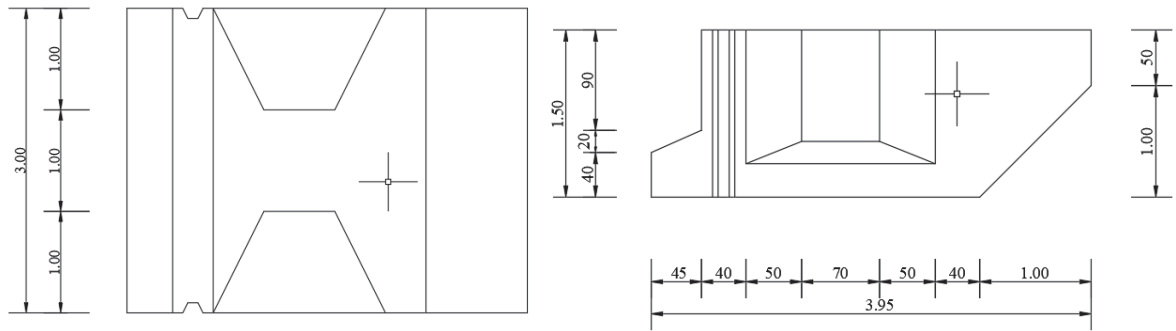


Figure E.1. Vue en élévation et en plan du bloc type 1

E.2.2. Bloc type 2

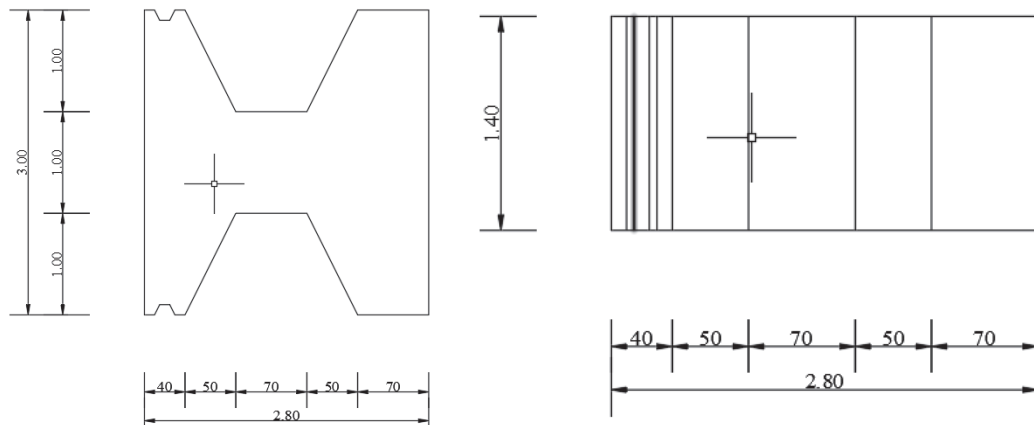


Figure E.2. Vue en élévation et en plan du bloc type 2

E.2.3. Bloc type 3

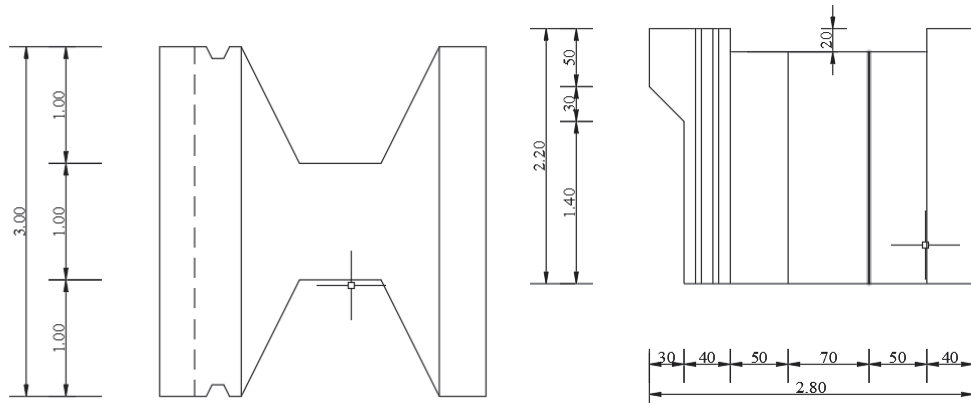


Figure E.3. Vue en élévation et en plan du bloc type 3

E.2.4. Poutre de couronnement

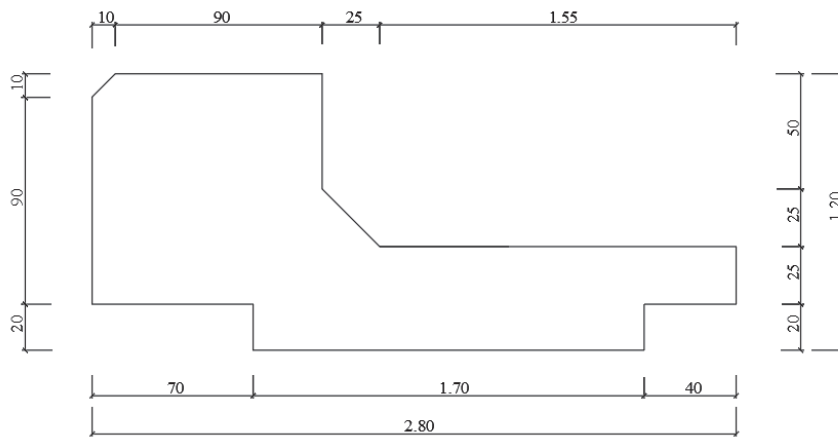


Figure E.4. Vue en élévation du couronnement

E.3. FACTEURS DE PORTANCE

Facteurs de portance N_γ , N_q et N_c , sont fonction de l'angle de frottement du sol et sont données par l'abaque de CAQUOT et KERISEL présentée ci-après.

Tableau E.1. Abaque de CAQUOT et KERISEL

φ_s	N_γ	N_q	N_c	φ_s	N_γ	N_q	N_c
0	0.00	1.00	5.14	29	18.80	16.40	27.90
5	0.20	1.56	6.47	30	21.80	18.40	30.10
7	0.52	2.01	7.97	31	25.50	20.60	32.70
10	1.00	2.49	8.45	32	29.80	23.20	35.50
11	1.20	2.71	8.80	33	34.80	26.10	38.70
12	1.43	2.97	9.29	34	40.90	29.40	42.20
13	1.69	3.26	9.80	35	48.00	33.30	46.10
14	1.99	3.59	10.40	36	56.60	37.80	50.60
15	2.33	3.94	11.00	37	67.00	42.90	55.70
16	2.72	4.33	11.60	38	79.50	56.00	67.90
17	3.14	4.77	12.30	39	94.70	56.00	67.90
18	3.69	5.25	13.10	40	113.00	64.20	75.40
19	4.29	5.60	13.90	41	133.00	73.90	83.90
20	4.97	6.40	14.80	42	164.00	85.40	93.70
21	5.76	7.07	15.80	43	199.00	99.00	105.00
22	6.68	7.83	16.90	44	244.00	115.00	118.00
23	7.73	8.66	18.10	45	297.00	135.00	135.00
24	8.97	9.60	19.30	46	366.00	159.00	152.00
25	10.40	10.70	20.70	47	455.00	187.00	174.00
26	12.00	11.80	22.20	48	570.00	223.00	199.00
27	13.90	13.20	24.00	49	718.00	265.00	230.00
28	16.10	14.70	25.80	50	914.00	319.00	267.00

E.5. VERIFICATION DU GLISSEMENT EN CERCLE

Il existe actuellement de nombreuses méthodes de calcul qui permettent d'analyser la stabilité des ouvrages (Fellenius, Bishop, Perturbations, etc.).

Dans la modélisation suivante, j'ai utilisé la méthode Bishop. Elle s'applique initialement à des surfaces de rupture circulaires en appliquant une variation de la composante verticale des forces intertranches.

J'ai modélisé les différentes couches de sols avec leurs paramètres respectifs. Ensuite, le quai est modélisé comme étant une couche de sol avec les paramètres adéquats pour simuler le comportement du béton. Puis, j'ai appliqué les divers efforts calculés dans le cas statique et dynamique.

Données :

- **Type de surface de rupture** : Circulaire automatique ;
- **Nombre de coupages** : 10 ;
- **Nombre de tranches** : 100 ;
- **Surcharges réparties** : Surcharge d'exploitation ;
- **Surcharges linéaires et moments** : Effort d'amarrage ;
- **Conditions hydrauliques** : Nappe phréatique (Niveau d'eau de mer).
- **Cas dynamique** :
 - **Accélération horizontale** : 0.18
 - **Accélération verticale** : 0.054

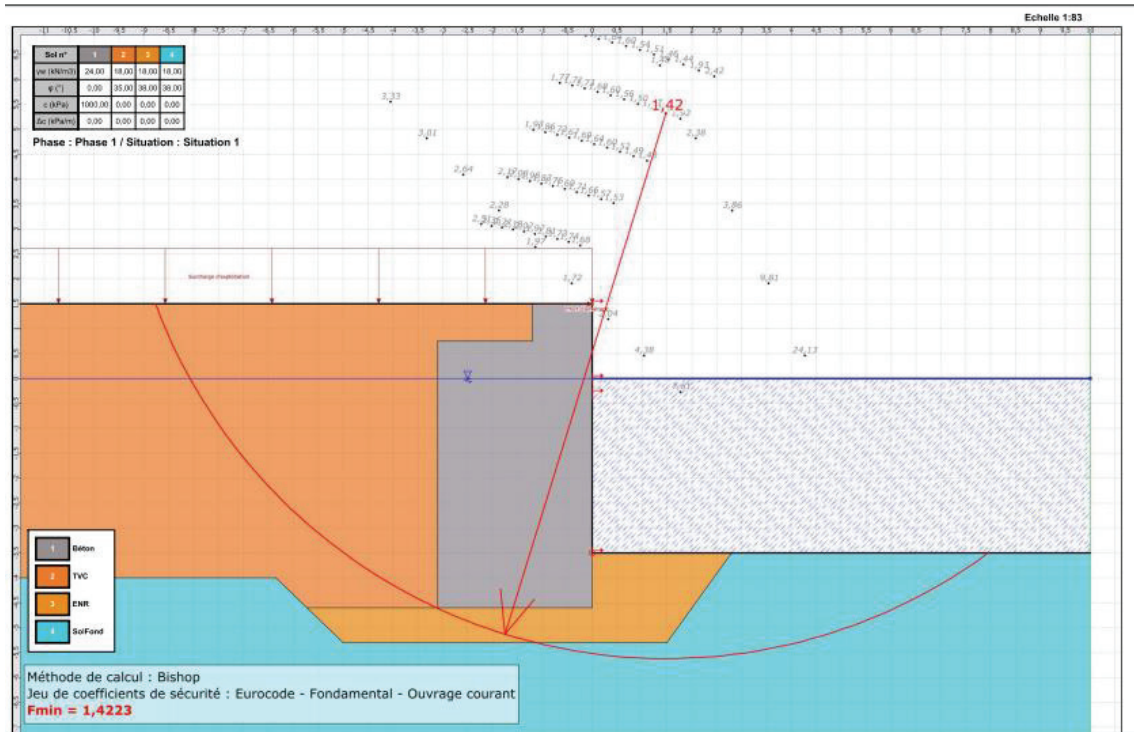


Figure E.5. Vérification du glissement circulaire cas statique (quai 4.00m)

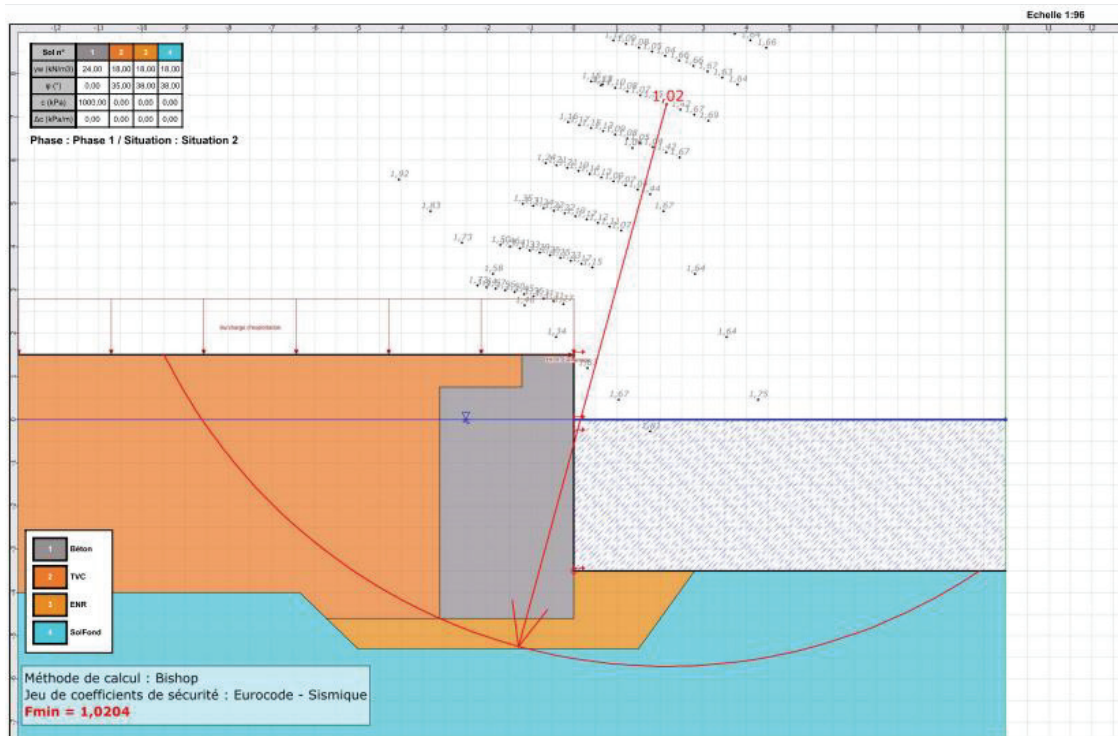


Figure E.6. Vérification du glissement circulaire cas dynamique (quai 4.00m)

E.5. FERRAILLAGE DE COURONNEMENT AVEC ROBOT EXPERT

E.5.1. Armatures longitudinales

E.5.1.1. Sous charges verticales

Les caractéristiques de la section de calcul sont :

- $b = 100\text{cm}$;
- $h = 100\text{cm}$;
- $d = 5\text{cm}$;

Tableau E.2. Armatures longitudinales sous charges verticales pour nappe supérieure

Nappe	Données	Résultats		
Supérieure	$M_{ser} = -26.35\text{t.m}$	Position de l'axe neutre	Y	20,4 cm
		Bras de levier	Z	88,2 cm
		Contrainte max du béton	σ_{bc}	1,4 MPa
		Sections d'acier	A_{s1}	0
			A_{s2}	18,5 cm ²
Choix des barres		6HA12 = 18.85 cm²		

Tableau E.3. Armature longitudinale sous charges verticales pour nappe inférieure

Nappe	Données	Résultats		
Inférieure	$M_{ser} = 10.81\text{t.m}$	Position de l'axe neutre	Y	17,1 cm
		Bras de levier	Z	89,3 cm
		Contrainte max du béton	σ_{bc}	1,1 MPa
		Sections d'acier	A_{s1}	10,2 cm ²
			A_{s2}	0
Choix des barres		4HA12 + 4HA14 = 10.68 cm²		

E.4.1.2. Sous charges horizontales

Les caractéristiques de la section de calcul sont :

- $b = 100\text{cm}$;
- $h = 100\text{cm}$;
- $d = 5\text{cm}$.

Tableau E.4. Armature longitudinale sous charges horizontales pour nappe extérieure

Nappe	Données	Résultats		
Extérieure	$M_{ser} = 7.65\text{t.m}$	Position de l'axe neutre	Y	15,6 cm
		Bras de levier	Z	89,8 cm
		Contrainte max du béton	σ_{bc}	0,4 Mpa
		Sections d'acier	A_{s1}	10,2 cm ²
			A_{s2}	0
Choix des barres		4HA12 + 4HA14 = 10.68 cm²		

- Nappe intérieure

La section d'acier de la nappe extérieure est adoptée pour la nappe intérieure.

E.4.2. Armatures transversales

E.4.2.1. Sous charges verticales

Tableau E.5. Armatures transversales sous charges verticales

Données	Résultats		
$V_u = 32.44 t$	Contrainte tangentielle maximale	τ_{max}^u	0,3 MPa
	Contrainte tangente limite	τ_{lim}^u	2,5 MPa
	Diamètre des armatures transversales	ϕ_t	10 mm
Armatures $\alpha = 90^\circ$	Sections d'acier	A_t	1,6 cm ²
	Espacement	S_t	14,4 cm
Choix des barres	Cadres : $2\phi 10 = 1.6 cm^2$		

E.4.2.2. Sous charges horizontales

Tableau E.6. Armatures transversales sous charges horizontales

Données	Résultats		
$V_u = 5.01 t$	Contrainte tangentielle maximale	τ_{max}^u	0,1 MPa
	Contrainte tangente limite	τ_{lim}^u	2,5 MPa
	Diamètre des armatures transversales	ϕ_t	10 mm
Armatures $\alpha = 90^\circ$	Sections d'acier	A_t	1,6 cm ²
	Espacement	S_t	15,7 cm
Choix des barres	Cadres : $2\phi 10 = 1.6 cm^2$		

Annexe F

Dimensionnement des quais à - 2.50m

ANNEXE F : Dimensionnement des quais à -2.50m.

F.1. INTRODUCTION

A travers cette annexe, j'exposerai le dimensionnement des quais à -2.50m. La démarche à suivre est identique à celle utilisée pour les quais à -4.00m.

F.2. PRESENTATION DES QUAIS A -2.50 m

Le quai à -2.50 m est composé de :

- 02 types de blocs (type 1 et type 3) ;
- Poutre de couronnement en béton armé ;
- Couche sous le bloc type 1 en ballast (20-40 mm) ;
- Assise en enrochement (0-50 kg).

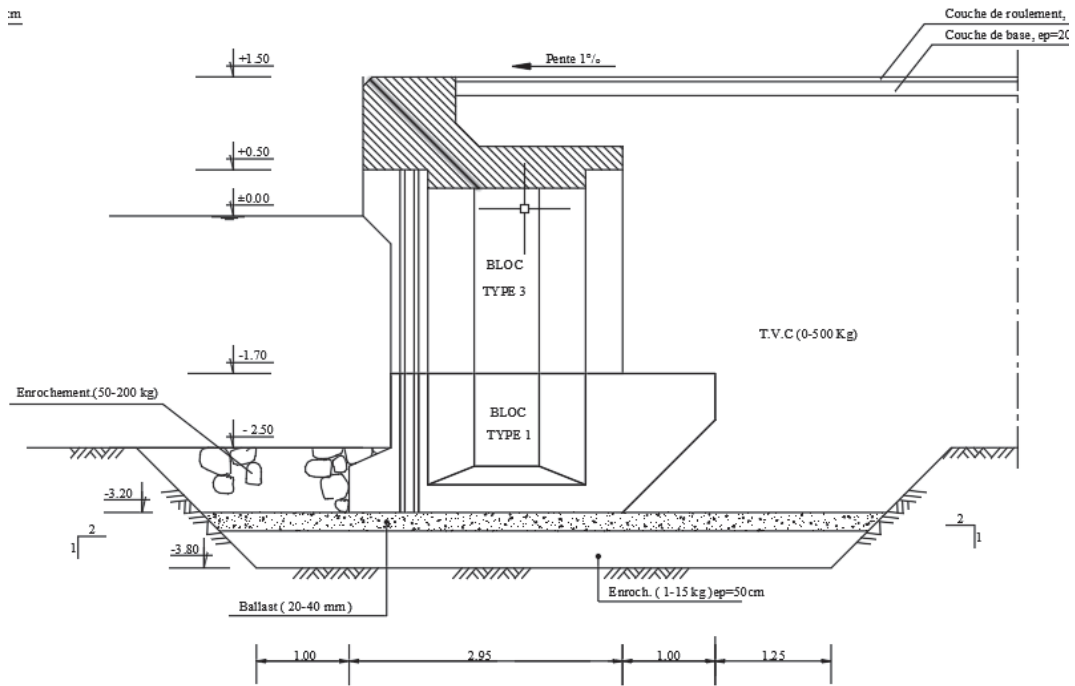


Figure F.1. Vue en coupe du quai en bloc à -2.50 m

F.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

F.3.1. Bloc type A

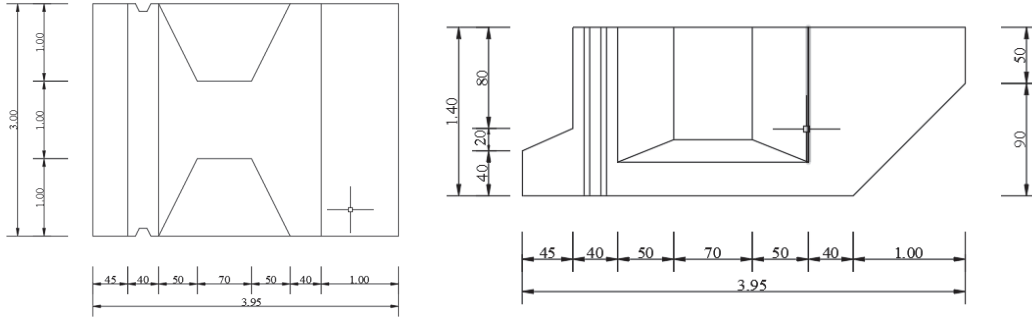


Figure F.2. Vue en élévation et en plan du bloc type A

Tableau F.1. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type A

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Stot	$1.4*3.95*3$	16,59	23,23	0,70	28,90	1,98	45,87
S1	$- 0.5*0.9*1*3$	- 1,35	- 1,89	0,30	-1,06	3,62	- 6,84
S2	$- 0.45*0.8*3$	- 1,08	- 1,51	1,00	-3,23	0,23	- 0,34
S3	$- 0.5*0.2*0.45*3$	- 0,135	- 0,19	0,53	-0,16	0,15	- 0,03
2*S4	$- 2*((1.7+0.7)*1/2)*0.8$	- 1,92	- 2,69	1,00	-5,17	1,70	- 4,57
2*S5	$- 2*((1.7+0.7)*1/2)*0.2/2$	- 0,24	- 0,34	0,50	-0,18	1,70	- 0,57
Total	15,11	11,87	16,61	0,68	19,11	2,02	33,53

F.3.2. Bloc type B

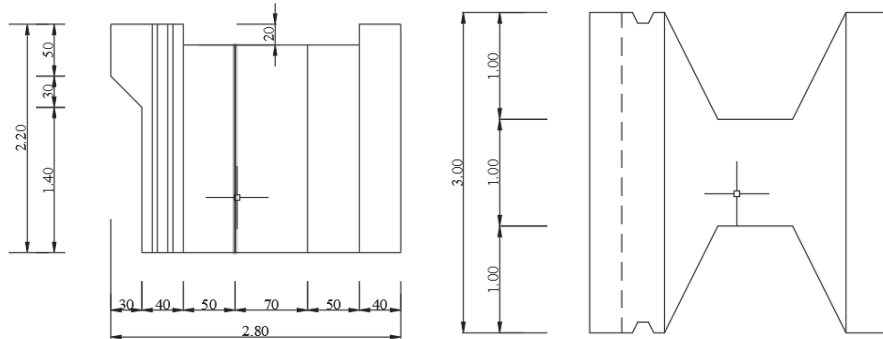


Figure F.3. Vue en élévation et en plan du bloc type B

Tableau F.2. Valeurs des caractéristiques géométriques du bloc de type B

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
S1im	$1.7*2.8*3$	14,28	19,99	2,25	44,98	1,55	30,99
S2im	$- 0,3*1,4*3$	- 1,26	- 1,76	2,10	- 3,70	0,30	- 0,53
S3im	$- 0,5*0,3*0,3*3$	-0,135	- 0,19	2,90	- 0,55	0,22	- 0,04
2*S5im	$2*((1.7+0.7)*0,5)*(1.4+0.3)$	- 4,08	- 5,71	2,25	- 12,85	1,70	- 9,71
S1sec	$2,8*0,5*3$	4,20	10,08	3,35	33,77	1,55	15,62
S4sec	$-0,2*1,7*3$	- 1,02	- 2,45	3,50	- 8,57	1,70	- 4,16
2*S5sec	$- 2*((0,7+1,7)*0,5)*0,5$	- 1,20	- 2,88	3,35	- 9,65	1,70	- 4,90
Total		10,79	17,08	2,54	43,43	1,60	27,27

F.3.3. Poutre de couronnement

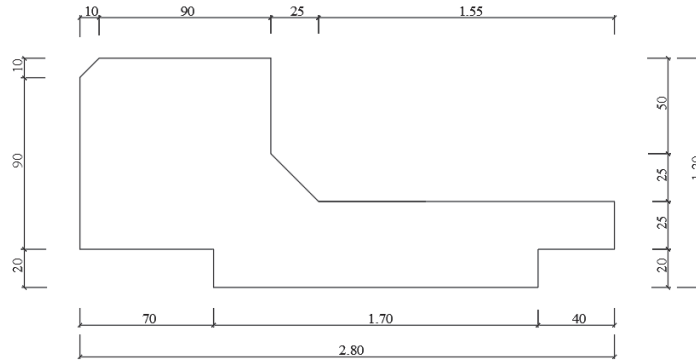


Figure F.4. Vue en élévation du couronnement

Tableau F.3. Valeurs des caractéristiques géométriques de la poutre de couronnement

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Stot	$1,2*2,8*3$	10,08	25,20	4,10	103,32	1,55	39,06
S1	$-0,7*0,2*3$	-0,42	-1,05	3,60	-3,78	0,50	-0,53
S2	$-0,4*0,2*3$	-0,24	-0,60	3,60	-2,16	2,75	-1,65
S3	$-1,55*0,75*3$	-3,49	-8,72	4,33	-37,71	2,18	-18,96
S4	$0,5*0,25*0,25*3$	0,09	0,23	4,03	0,95	1,23	0,29
S5	$-0,5*0,1*0,1*3$	-0,02	-0,04	4,67	-0,18	0,18	-0,01
Total		6,01	15,03	4,02	60,44	1,21	18,20

F.4. POIDS DES TVC

On distingue deux types d'évidements :

- Evidement A entre deux blocs de type A ;
- Evidement B entre deux blocs de type B ;

Pour l'évidement B, on distingue deux états du sol : sol immergé et sol non immergé.

Tableau F.4. Valeurs des caractéristiques géométriques des évidements

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Evidement A	$2*((1.7+0.7)*1/2)*(0.8+0.2/2)$	2,16	3,02	0,94	2,86	1,70	5,14
Evidement Bim	$2*((1.7+0.7)*1/2)*(1.4+0.3)$	4,08	5,71	2,25	12,85	1,70	9,71
Evidement Bs	$2*((1.7+0.7)*1/2)*0.5$	1,20	2,88	3,35	9,65	1,70	4,90
Total		7,44	11,62	2,18	25,36	1,70	19,75

F.5. POIDS DES TERRES

a. Au-dessus du bloc de type A

Tableau F.5. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du bloc de type A

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Immergée	1*2*3	5,10	5,61	2,50	14,03	3,45	19,35
Non immergée	1*1*3	3,90	7,02	4,00	28,08	3,45	24,22
Total		9,00	12,63	3,33	42,11	3,45	43,57

b. Au-dessus du bloc du couronnement

Tableau F.6. Valeurs des caractéristiques géométriques du remblai au-dessus du couronnement

Élément	Formule	$V(m^3)$	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
S1 non im	1.8*0.55*3	2,97	5,35	4,23	22,59	2,05	10,96
S2 non im	0.5*0.25*0.25*3	- 0,09	- 0,17	4,33	- 0,68	1,23	- 0,21
Total		2,88	5,18	4,23	21,91	2,08	10,75

F.6. SOLLICITATIONS AGISSANT SUR LE QUAI

F.6.1. Poussée des terres

La poussée des terres s'applique comme suit :

- De la côte +1.50m à 0.00m, sur un écran vertical de sol non immergé P_{a_1} ;
- De la côte 0.00m à -1.70m, sur un écran vertical de sol immergé P_{a_2} ;
- De la côte -1.70m à -2.20m, sur un écran vertical en béton et un sol immergé P_{a_3} ;
- De la côte -2.20m à -3.20m, sur un écran incliné en béton et un sol immergé P_{a_4} .

Tableau F.7. Poussée des terres sur le quai à -2.50 m (cas statique)

Cote	$\gamma(t/m^3)$	δ (°)	λ (°)	h(m)	K_{ca}	$\sigma(t/m^2)$	$P_a(t/m)$	$P_R(t)$	$P_{Rh}(t)$	$P_{Rv}(t)$
+1,50m à 0,00m	1,8	35	0	1,5	0,16	0,44	0,33	0,25	0,14	0,20
0,00m à -1,70m	1,1	35	0	1,70	0,16	0,31	0,59	0,78	0,45	0,64
-1,70m à -2,20m	1,1	23,4	0	0,50	0,22	0,12	0,62	0,30	0,12	0,28
-2,20m à -3,20m	1,1	24,4	-45	1,00	0,04	0,04	0,65	0,64	0,25	0,58

Tableau F.8. Poussée des terres sur le quai à -2.50 m (cas dynamique)

Cote	$\gamma(t/m^3)$	δ (°)	λ (°)	h(m)	K_{ca}	$\sigma(t/m^2)$	$P_a(t/m)$	$P_R(t)$	$P_{Rh}(t)$	$P_{Rv}(t)$
+1,50m à 0,00m	1,8	35	0	1,5	0,22	0,60	0,45	0,34	0,20	0,28
0,00m à -1,65m	1,1	35	0	1,70	0,22	0,42	0,81	1,07	0,62	0,88
-1,65m à -2,20m	1,1	23,4	0	0,50	0,27	0,15	0,85	0,41	0,16	0,38
-2,20m à -3,50m	1,1	23,4	-45	1,00	0,07	0,08	0,90	0,88	0,35	0,81

F.6.2. Poussée due aux surcharges

Pour ce quai, on considère une surcharge de 1 t/m^2 . Elle s'applique de 3 manières différentes sur le quai :

- De la côte +1.50m à -1.70m, sur un écran vertical P_{q_1} ;
- De la côte -1.70m à -2.20m, sur un écran vertical en béton à partir P_{q_2} ;
- De la côte -2.20m à -3.20 m, sur un écran incliné en béton à partir P_{q_3} ;

Tableau F.9. Poussée due aux surcharges sur le quai à -2.50m (cas statique)

Côte	$\lambda(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	K_{ca}	K_q	$\sigma(\text{t/m}^2)$	h(m)	$P_q (\text{t/m})$	$P_{qh} (\text{t/m})$	$P_{qv} (\text{t/m})$
+1,50m à -1,70m	0	35	0,16	0,16	0,16	3,2	0,52	0,43	0,30
-1,70m à -2,20m	0	23,4	0,22	0,22	0,22	0,50	0,80	0,73	0,32
-2,20m à -3,20m	-45	23,4	0,04	0,05	0,05	1,00	0,08	0,07	0,03

Tableau F.10. Poussée due aux surcharges sur le quai à -2.50m (cas dynamique)

Côte	$\lambda(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	K_{ca}	K_q	$\sigma(\text{t/m}^2)$	h(m)	$P_q (\text{t/m})$	$P_{qh} (\text{t/m})$	$P_{qv} (\text{t/m})$
+1,50m à -1,70m	0	35	0,22	0,22	0,22	3,20	0,72	0,59	0,41
-1,70m à -2,20m	0	23,4	0,27	0,27	0,27	0,50	1,00	0,92	0,40
-2,20m à -3,20m	-45	23,4	0,07	0,10	0,10	1,00	0,16	0,14	0,06

F.6.3. Poussée hydrostatique de marnage

La poussée s'applique de 2 manières différentes :

- De la côte +0.40m à 0.00m, la distribution de la poussée est triangulaire P_{m_1} ;
- De la côte 0.00m à -3.20m, la distribution de la poussée est rectangulaire P_{m_2} .

Tableau F.11. Poussée hydrostatique de marnage sur le quai à -2.50m

Côte	$\sigma(\text{t/m}^2)$	h(m)	$P_m (\text{t/m})$
0,40m à 0,00m	0,41	0,40	0,08
0,00m à -3.20m	0,41	3,20	1,31

F.6.4. Poussée hydrodynamique

Tableau F.12. Poussée hydrodynamique sur le quai à -2.50m

$\gamma_w(\text{t/m}^3)$	K_h	h(m)	$P_w(\text{t/m})$
1,026	0,18	3,2	1,10

F.6.5. Effort d'amarrage

La force que les sardiniers exercent en moyenne sur le bollard vaut 1 t/ml . Cette force est appliquée au niveau (+1.80m), 30cm au-dessus du niveau supérieur du quai.

F.6.6. Effort dû au séisme

Tableau F.13. Valeurs des caractéristiques géométriques du quai à -2.50m par mètre linéaire

Élément	$P(t)$	$d_V(m)$	$M_V(t.m)$	$d_H(m)$	$M_H(t.m)$
Bloc type A	5,54	0,68	3,74	2,02	11,18
Bloc type B	5,69	2,54	14,48	1,60	9,09
Couronnement	5,01	4,02	20,15	1,21	6,07
Remblai au-dessus du bloc type A	4,57	3,39	15,48	3,45	15,77
Remblai au-dessus du couronnement	1,73	4,23	7,30	2,08	3,58
Evidement A	1,01	0,94	0,95	1,70	1,71
Evidement B	2,86	2,62	7,50	1,70	4,87
Total	26,41	2,64	69,59	1,98	52,27

$$SI = 4.78 T/ml$$

F.7. STABILITE GLOBALE

F.7.1. Cas statique

Tableau F.14. Efforts appliqués sur le quai à -2.50m (cas statique)

Charges		$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$	
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	26,05	1,96	51,03	0,00	0,00	
	Poussée des terres	P_{a_1}	0,20	3,95	0,80	0,14	3,70	0,53
		P_{a_2}	0,64	3,95	2,54	0,45	2,27	1,02
		P_{a_3}	0,28	3,95	1,10	0,12	1,25	0,15
		P_{a_4}	0,58	3,44	2,01	0,25	0,50	0,13
	Marnage	P_{m_1}	0,00	0,00	0,00	0,08	3,33	0,27
		P_{m_2}	0,00	0,00	0,00	1,31	1,60	2,10
Total G			27,76		57,48	2,36	4,20	
Charges d'exploitation "Q"	Poussée due aux surcharges	P_{q_1}	0,30	3,95	1,19	0,43	3,10	1,33
		P_{q_2}	0,32	3,95	1,25	0,76	1,25	0,92
		P_{q_3}	0,03	3,44	0,11	0,07	0,50	0,04
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	5,30	5,30
	Total Q			0,65		2,54	2,23	7,58
Combinaison	G+1,5Q		28,73		61,29	5,71	15,57	

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 3.52 \geq 1.5 \quad : \text{ vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 3.94 \geq 1.5 \quad : \text{ vérifiée ;}$$

c. Stabilité au poinçonnement

- **Capacité portante de l'assise en enrochement (-3.20m)**

Tableau F.15. Capacité portante de l'assise en enrochement

e (m)	B' (m)	φ (°)	N_γ	N_q	δ (°)	D (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{assise} (t/m ²)
1,61	3,23	38,00	79,50	56,00	11,11	0,70	0,77	0,50	9,01	103,85

$F_p = 11.35 \geq 3.0$: vérifiée ;

- **Capacité portante du sol de fondation (-3.80m)**

Tableau F.16. Capacité portante du sol de fondation

φ (°)	B (m)	W (t/ml)	P'_v (t/ml)	N_γ	N_q	δ (°)	D (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
38,00	4,17	2,44	31,53	79,50	56,00	10,27	1,30	0,78	0,53	7,57	159,89

$F_p = 21.13 \geq 3.0$: vérifiée ;

F.7.2. Cas dynamique

Tableau F.17. Efforts appliqués sur le quai à -2.50m (cas dynamique)

Charges		P_V (t/ml)	d_H (m)	M_S (t. m/ml)	P_H (t/ml)	d_V (m)	M_R (t. m/ml)
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	27,07	1,96	51,03	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0,28	3,95	1,10	0,20	3,70
		P_{a_2}	0,88	3,95	3,47	0,62	2,27
		P_{a_3}	0,38	3,95	1,5	0,16	1,25
		P_{a_4}	0,81	3,44	2,77	0,35	0,50
	P. Hydrodyn.	P_w	0,00	0,00	0,00	1,10	1,28
Total G			28,39		59,87	2,43	3,91
Charges d'exploitation "Q"	Poussée due aux surcharges	P_{q_1}	0,41	3,95	1,62	0,59	3,10
		P_{q_2}	0,40	3,95	1,57	0,92	1,25
		P_{q_3}	0,06	3,44	0,21	0,14	0,50
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	5,30
	Total Q			0,87		3,40	2,65
Force sismique		SI	0,00	0,00	0,00	4,69	2,5
Combinaison	G+1,5Q+SI		29,70		64,98	11,09	28,14

a. Stabilité au glissement

$F_g = 1.87 \geq 1.1$: vérifiée ;

b. Stabilité au renversement

$F_r = 2.31 \geq 1.1$: vérifiée ;

c. Stabilité au poinçonnement

- Capacité portante de l'assise en enrochement (-3.20m)

Tableau F.18. Capacité portante de l'assise en enrochement

e (m)	B' (m)	φ (°)	N_γ	N_q	δ (°)	D (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{assise} (t/m ²)
1,26	2,52	38,00	79,50	56,00	20,36	0,70	0,60	0,22	11,91	49,58

$F_p = 4.16 \geq 2.0$: vérifiée ;

- Capacité portante du sol de fondation (-3.80m)

Tableau F.19. Capacité portante du sol de fondation

φ (°)	B (m)	W (t/ml)	P'_v (t/ml)	N_γ	N_q	δ (°)	D (m)	i_q	i_γ	σ_v (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
38,00	3,46	1,97	32,03	79,50	56,00	19,20	1,30	0,62	0,24	9,26	86,59

$F_p = 9.35 \geq 2.0$: vérifiée ;

F.7.3. Vérification au grand glissement

Les mêmes conditions pour le quai 2.50 m que celui le quai 4.00 m.

Tableau F.20. Coefficients obtenus par TALREN pour le glissement circulaire (quai 2.50m)

	Cas statique	Cas dynamique
Coefficient obtenu	1.37	1.034
Vérification	OK	OK

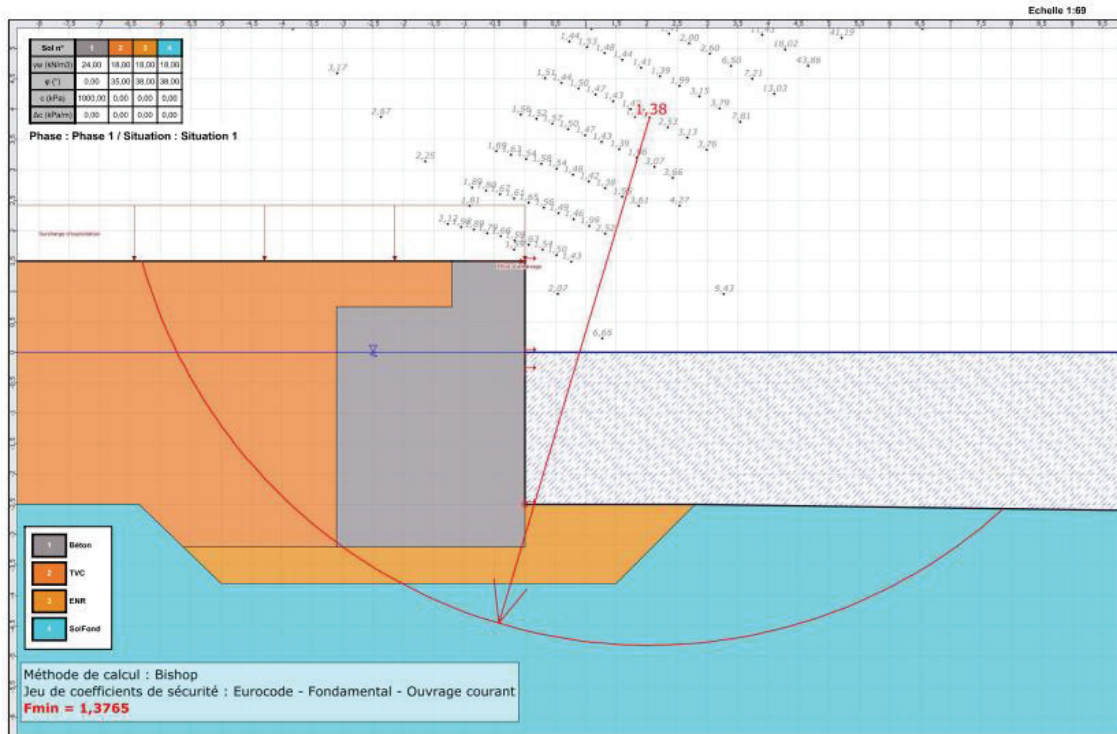


Figure F.5. Vérification du glissement circulaire cas statique (quai 2.50m)

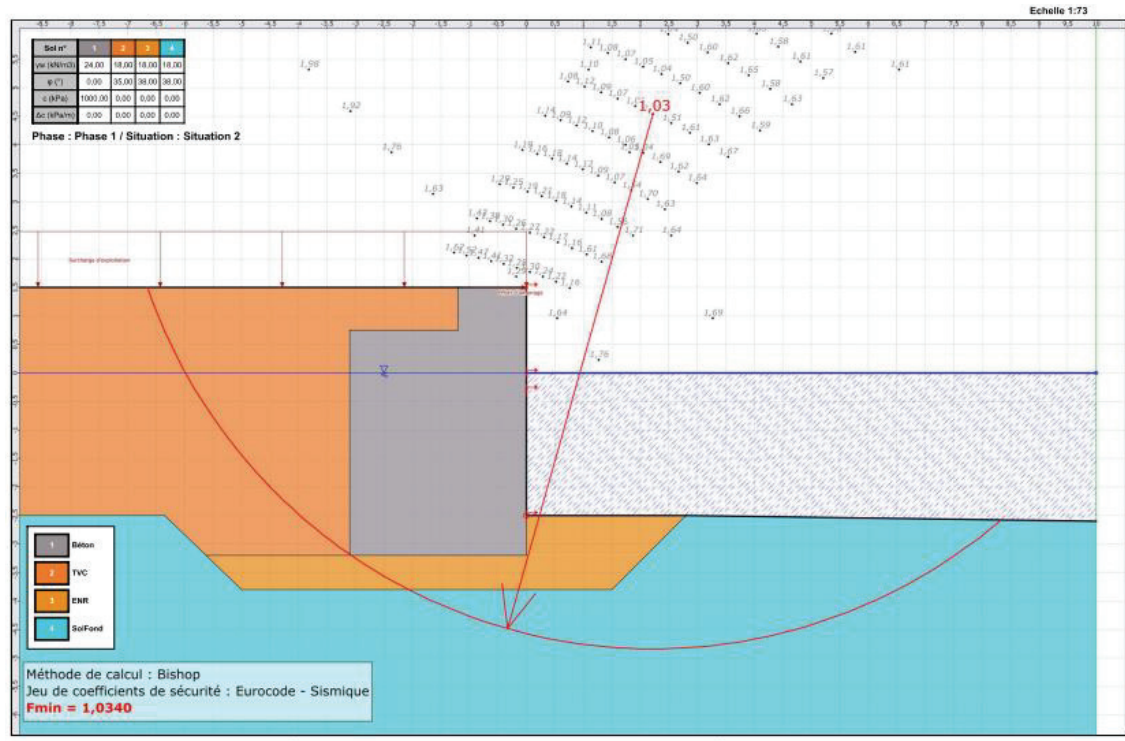


Figure F.6. Vérification du glissement circulaire cas dynamique (quai 2.50m)

F.8. STABILITE PARTIELLE

F.8.1. Stabilité du couronnement

Tableau F.21. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -2.50m (cas statique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	6,74	1,43	9,65	0,00	0,00	0,00
	P. des terres	P_{a1}	0,10	2,95	0,31	0,07	0,40	0,03
	Marnage	P_{m1}	0,00	0,00	0,00	0,02	0,03	0,00
	Total G		6,84		9,96	0,09		0,03
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q1}	0,17	2,95	0,50	0,24	0,60	0,14
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	1,50	1,50
	Total Q		0,17		0,50	1,24		1,64
Combinaison	G+1,5Q		7,09		10,71	1,96		2,50

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 2.54 \geq 1.5 \quad : \text{vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 4.29 \geq 1.5 \quad : \text{vérifiée ;}$$

Tableau F.22. Efforts appliqués sur le couronnement du quai à -2.50m (cas dynamique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t. m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t. m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	6,74	1,43	9,65	0,00	0,00	0,00
	P. des terres	P_{a_1}	0,14	2,95	0,42	0,10	0,40	0,04
	Total G			6,88		10,07	0,10	
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,20	2,95	0,60	0,29	0,60	0,17
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	1,50	1,50
	Total Q			0,20		0,60	1,29	
Force sismique		SI	0,00	0,00	0,00	1,05	0,6	0,63
Combinaison	G+1,5Q+SI		7,18		10,97	3,09		3,18

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 1.63 \geq 1.1 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 3.45 \geq 1.1 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

F.8.2. Stabilité du couronnement avec le bloc type B et le sol

Tableau F.23. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc B du quai à -2.50m (cas statique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t. m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t. m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	15,29	1,54	23,61	0,00	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0,20	2,95	0,60	0,14	2,20	0,31
		P_{a_2}	0,64	2,95	1,90	0,45	0,77	0,35
	Marnage	P_{m_1}	0,00	0,00	0,00	0,08	1,83	0,15
		P_{m_2}	0,00	0,00	0,00	0,70	0,85	0,59
Total G			16,14		26,11	0,67		0,81
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,46	2,95	1,35	0,65	1,63	1,06
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	3,45	3,45
	Total Q			0,46		1,35	1,65	
Combinaison	G+1,5Q		16,83		28,13	3,16		7,58

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 3.73 \geq 1.5 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 3.71 \geq 1.5 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

Tableau F.24. Efforts appliqués sur le couronnement et le bloc B du quai à -2.50m (cas dynamique)

Charges			$P_V(t/ml)$	$d_H(m)$	$M_S(t.m/ml)$	$P_H(t/ml)$	$d_V(m)$	$M_R(t.m/ml)$
Charges permanentes "G"	Poids propre	P	15,29	1,54	23,61	0,00	0,00	0,00
	Poussée des terres	P_{a_1}	0,28	2,95	0,82	0,20	2,20	0,43
		P_{a_2}	0,88	2,95	2,59	0,62	0,77	0,47
	P. Hydrodyn.	P_w	0,00	0,00	0,00	0,26	0,68	0,18
Total G			16,45		25,03	1,07		1,08
Charges d'exploitation "Q"	Surcharges	P_{q_1}	0,62	2,95	1,82	0,88	1,60	1,41
	Amarrage	P_b	0,00	0,00	0,00	1,00	3,45	3,45
	Total Q		0,62		1,82	1,88		4,86
Force sismique		SI	0,00	0,00	0,00	2,75	1,58	4,34
Combinaison	G+1,5Q+SI		17,38		29,76	6,64		12,70

a. Stabilité au glissement

$$F_g = 1.83 \geq 1.1 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

b. Stabilité au renversement

$$F_r = 2.34 \geq 1.1 \quad : \quad \text{vérifiée ;}$$

F.9. ETUDE DU COURONNEMENT

F.9.1. Efforts horizontaux

La poutre de couronnement est soumise aux mêmes sollicitations horizontales que celle du quai à -4.00m. On obtient donc les mêmes efforts.

Tableau F.25. Efforts internes (horizontaux) maximaux du couronnement du quai à -2.50 m

$V_{max} (t)$	$M_{max} (t.m)$
5.10	7.65

G.9.2. Efforts verticaux

Sur le plan vertical, la poutre de couronnement est soumise :

- Au poids propre du béton : $G_1 = 5.01 \text{ t/ml}$;
- Au poids du remblai au-dessus d'elle : $G_2 = 1.73 \text{ t/ml}$;
- A la charge du chariot élévateur : $Q = 12.5 \text{ t}$.

Tableau F.26. Efforts verticaux agissant sur le couronnement du quai à -2.50 m

Charge permanente	$G = G_1 + G_2$	6.74 T
Charge d'exploitation	Q	12.5 T

F.9.3. Cas de charge

Tableau F.27. Efforts internes maximaux du couronnement du quai à -2.50 m

Cas	Sous l'influence de	M_{max}^{appui} (t.m)	$M_{max}^{travée}$ (t.m)	V_{max} (t)
1	G	- 7,60	0	10,11
	Q	- 18,75	0	12,5
2	G	- 7,58	4,27	12,64
	Q	- 7,20	6,53	9,62
3	G	- 5,1	2,52	10,1
	Q	- 4,68	4,68	6,25

F.9.3. Combinaison de charge

a. Efforts verticaux :

– Au niveau de l'appui :

On constate que le moment le plus défavorable est obtenu dans le premier cas « Tassement d'une pile au niveau d'un joint ».

$$M_{max} = - 7,60 - 18,75 = - 26,35 \text{ T.m}$$

Le moment maximal est négatif ce qui indique que les fibres supérieures sont tendues.

– Au niveau de la travée :

Au niveau de la travée, c'est le deuxième cas « Tassement d'une pile entre deux joints » qui nous donne le moment fléchissant le plus défavorable au niveau de la travée.

$$M_{max} = 4,27 + 6,53 = 10,8 \text{ T.m}$$

Le moment maximal est positif ce qui indique que les fibres inférieures sont tendues.

b. L'effort tranchant maximal ELU :

On constate que c'est le premier cas « tassement d'une pile au niveau d'un joint » qui nous donne l'effort tranchant maximal

$$V_{max} = 1,35 \times 10,11 + 1,5 \times 12,5 = 32,40 \text{ T}$$

c. Efforts horizontaux :

$$M_{max} = 7,65 \text{ T.m}$$

$$T_{max} = 5,10 \text{ T}$$

F.9. ETUDE DU COURONNEMENT

F.9.1. Armatures longitudinales

F.9.1.1. Sous charges verticales

- $b = 100\text{cm}$;
- $h = 100\text{cm}$;
- $d = 5\text{cm}$;

Tableau F.28. Armatures longitudinales sous charges verticales pour nappe supérieure

Nappe	Données	Résultats		
Supérieure	$M_{ser} = -26,35\text{t.m}$	Position de l'axe neutre	Y	20,4
		Bras de levier	Z	88,2
		Contrainte max du béton	σ_{bc}	1,4 MPa
		Sections d'acier	A_{s1}	0
			A_{s2}	18,5 cm ²
A_{smin}	0			
Choix des barres		6HA20 = 18.85 cm²		

Tableau F.29. Armatures longitudinales sous charges verticales pour nappe inférieure

Nappe	Données	Résultats		
Inférieure	$M_{ser} = 10.8\text{ t.m}$	Position de l'axe neutre	Y	15,6 cm
		Bras de levier	Z	89,8 cm
		Contrainte max du béton	σ_{bc}	0,6 cm
		Sections d'acier	A_{s1}	10,2 cm ²
			A_{s2}	0
A_{smin}	10,2 cm ²			
Choix des barres		4HA12 + 4HA14 = 10.68 cm²		

F.9.1.2. Sous charges horizontales

Les caractéristiques de la section de calcul sont :

- $b = 100\text{cm}$;
- $h = 100\text{cm}$;
- $d = 5\text{cm}$.

Tableau F.30. Armatures longitudinales sous charges horizontales pour nappe extérieure

Nappe	Données	Résultats		
Extérieure	$M_{ser} = 7.65\text{ t.m}$	Position de l'axe neutre	Y	15,6 cm
		Bras de levier	Z	98,8
		Contrainte max du béton	σ_{bc}	0,4
		Sections d'acier	A_{s1}	10,2 cm ²
			A_{s2}	0
A_{smin}	10,2 cm ²			
Choix des barres		4HA12 + 4HA14 = 10.68 cm²		

- Nappe intérieure

La section d'acier de la nappe extérieure est adoptée pour la nappe intérieure.

F.9.2. Armatures transversales

F.9.2.1. Sous charges verticales

Tableau F.31. Armatures transversales sous charges verticales

Données	Résultats		
$V_u = 32,40 \text{ T}$	Contrainte tangentielle maximale	τ_{max}^u	0,3 MPa
	Contrainte tangente limite	τ_{lim}^u	2,5 MPa
Armatures $\alpha = 90^\circ$	Diamètre des armatures transversales	ϕ_t	10 mm
	Sections d'acier	A_t	1,6 cm ²
	Espacement	S_t	14,4 cm
Choix des barres	Cadres : $2\phi 10 = 1.6\text{cm}^2$		

F.9.2.2. Sous charges horizontales

Tableau F.32. Armatures transversales sous charges horizontales

Données	Résultats		
$V_u = 5,1 \text{ T}$	Contrainte tangentielle maximale	τ_{max}^u	0,1 MPa
	Contrainte tangente limite	τ_{lim}^u	2,5 MPa
Armatures $\alpha = 90^\circ$	Diamètre des armatures transversales	ϕ_t	10 mm
	Sections d'acier	A_t	1,6 cm ²
	Espacement	S_t	15,7
Choix des barres	Cadres : $2\phi 10 = 1.6\text{cm}^2$		

Annexe G

Dimensionnement des appontements.

ANNEXE G : Dimensionnement des appontements.

G.1. INTRODUCTION

Cette annexe porte les détails de la modélisation des éléments structuraux qui constituent l'appontement à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

G.2. PREDALLES

G.2.1. Dalle

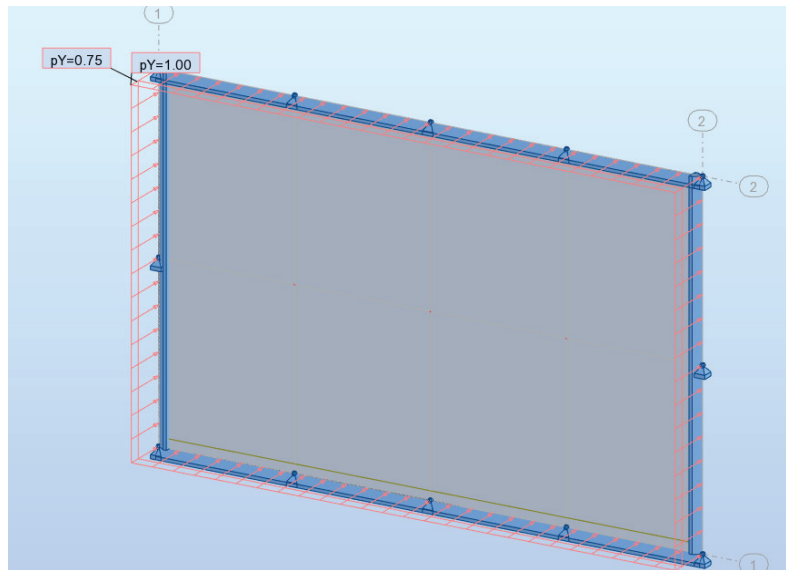


Figure G.1. Modélisation de la prédalle

G.2.2. Poutre d'appui

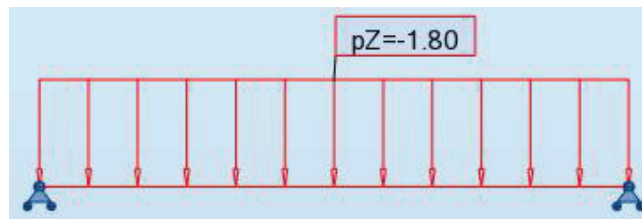


Figure G.2. Schéma statique de la poutre d'appui

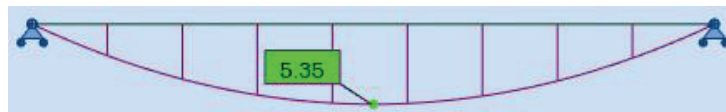


Figure G.3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutre d'appui



Figure G.4. Diagramme des efforts tranchant de la poutre d'appui

G.3. POUTRE DE RIVE

i. 1^{ère} phase : poutre simplement appuyée

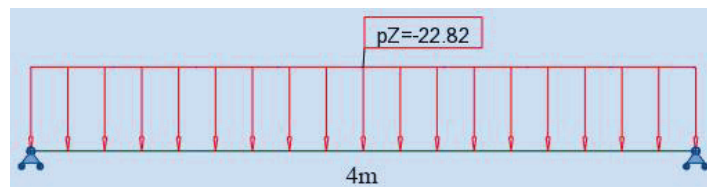


Figure G.5. Schéma statique de la poutre de rive (1^{ère} phase)

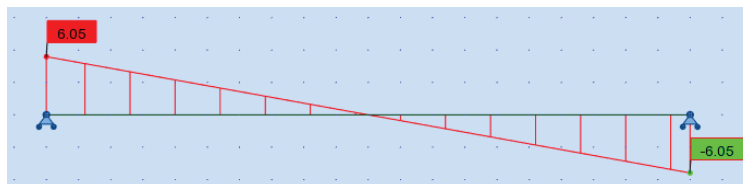


Figure G.6. Diagramme des efforts tranchant de la poutre de rive (1^{ère} phase)

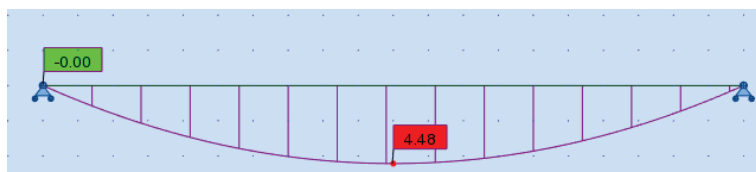


Figure G.7. Diagramme des moments fléchissant de la poutre de rive (1^{ère} phase)

ii. 2^{ème} phase : poutre continue

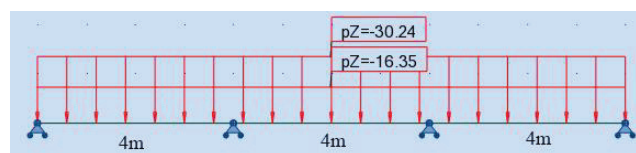


Figure G.8. Schéma statique de la poutre de rive (2^{ème} phase)

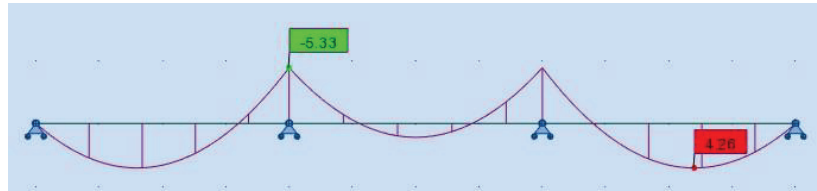


Figure G.9. Diagramme des moments fléchissant de la poutre de rive (2^{ème} phase)

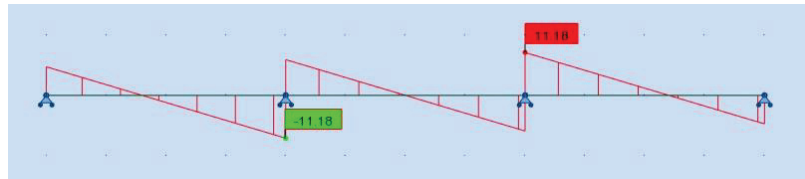


Figure G.10. Diagramme des efforts tranchant de la poutre de rive (2^{ème} phase)

G.4. CHEVETRE

i. 1^{ère} phase : Chevêtre hors service



Figure G.11. Schéma statique du chevêtre (1^{ère} phase)

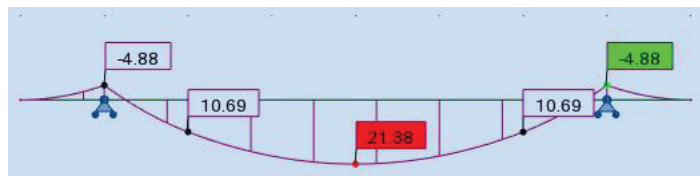


Figure G.12. Diagramme des moments fléchissant du chevêtre (1^{ère} phase)

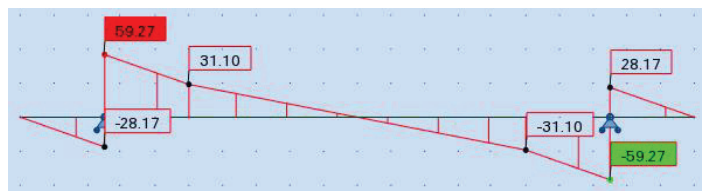


Figure G.13. Diagramme des efforts tranchant du chevêtre (1^{ère} phase)

ii. 2^{ème} phase : Chevêtre en service

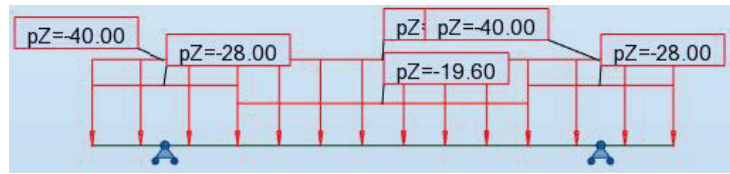


Figure G.14. Schéma statique du chevêtre (2^{ème} phase)

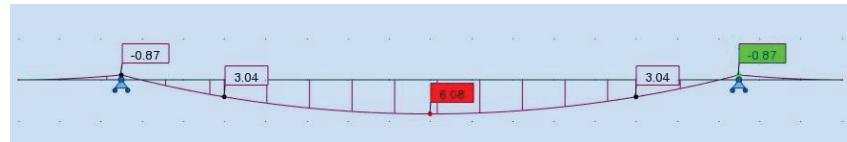


Figure G.15. Diagramme des moments fléchissant du chevêtre (2^{ème} phase)

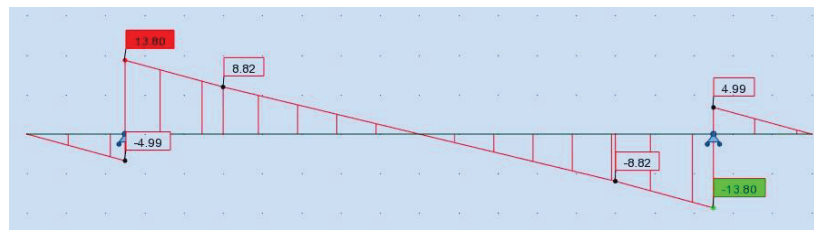


Figure G.16. Diagramme des efforts tranchant du chevêtre (2^{ème} phase)

G.5. PILES

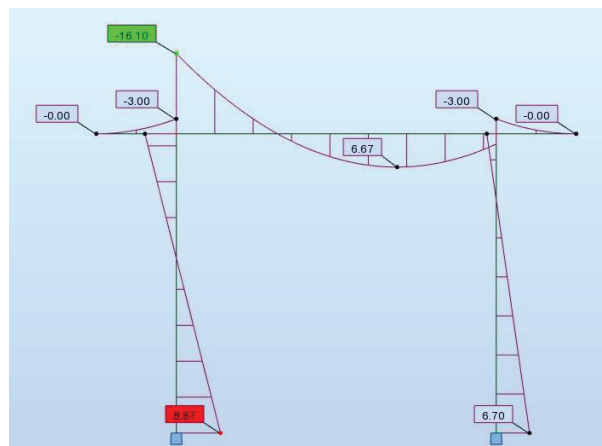


Figure G.17. Diagramme des moments fléchissant du portique

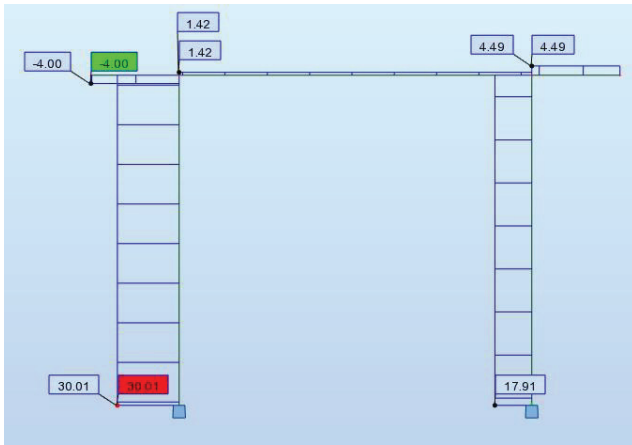


Figure G.18. Diagramme des efforts normaux du portique

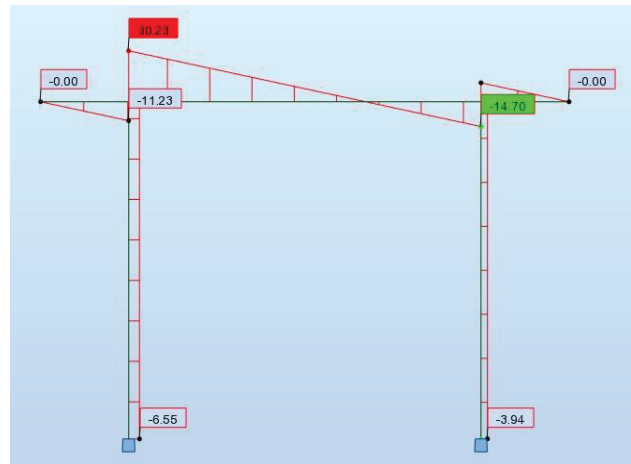


Figure G.19. Diagramme des efforts tranchant du portique

H.6. SEMELLES

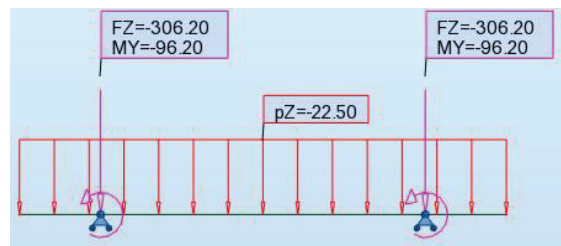


Figure G.20. Schéma statique de la semelle



Figure G.21. Diagramme des moments fléchissant de la semelle

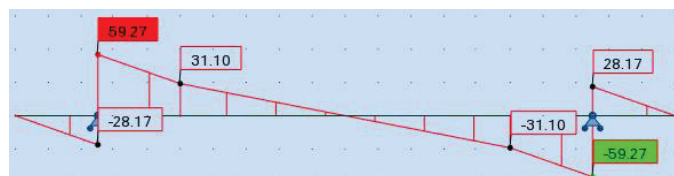


Figure G.22. Diagramme des efforts tranchant de la semelle