République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغال العموميـة
فرنسـيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de base

Thème

Etude de réalisation d'un port de plaisance à Tamanart Collo SKIKDA

Présenté par :

REMMOUCHE Samy

Encadré par :

Mr. LAKHDARI Boudjemaa

Mr. RAHMANI Douadi

Promotion 2022 / 2023

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIEMENTS

Avant tout je tiens à remercier le bon dieu pour m'avoir donné la force, la volonté et la bonne santé afin d'accomplir ce travail.

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma reconnaissance à mes encadreurs Mr. LAKHDARI BOUDJEMAA et Mr. RAHMANI DOUADI pour leurs remarques, leurs conseils, leurs aides et leurs orientations, qui m'ont été d'une grande utilité pour mener à bien ce travail, cette collaboration été pour moi un réel plaisir et l'occasion pour moi d'apprendre d'avantage.

J'exprime mes profonds remerciements à tout le personnel du LEM et de la subdivision maritime de SKIKDA.

Je désire aussi remercier les professeurs de l'ENSTP qui m'ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires.

Mes vifs remerciements s'étendent également à l'ensemble du personnel administratif de l'ENTSP en particulier à Mme BOUMAHREZ.

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes parents qui m'ont suivi et encouragé durant tout mon parcours scolaire ainsi qu'universitaire grâce à leur soutien moral et matériels

A mon frère NADJIB qui m'a toujours soutenu et encouragé.

A mes amis AIT ALLALA, RAHMOUNI, ALLACHE, MALEK qui ont étaient d'un grand soutient et d'aide durant la majorité de mon parcours

A mes amis proches qui ont contribué de près ou de loin pour ce travail YASMINE, SARRA, ADEL, HANI, BADREDDINE

Et a toutes les personnes qui se reconnaitront.

RESUME

Dans le cadre de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Travaux Publics, j'ai choisi pour mon projet de fin d'études, un thème relatif aux travaux maritimes

Ce projet intitulé : « Etude de réalisation d'un port de plaisance à Tamanart Collo Skikda » proposé par le LEM m'a permis de mettre en application l'ensemble des connaissances acquises tout le long de ma formation au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (E.N.S.T.P)

J'ai entamé ce projet par une visite du site et une collecte des données qui porte essentiellement sur :

- Les données sur le milieu marin,
- Les données météorologiques, océanographiques, physiques et hydrologique.

Basées sur ces données, trois (03) variantes d'aménagement ont été proposés, et grâce à une analyse multicritères, j'ai pu déterminer la variante la plus optimale et la plus adaptée à mon projet.

Après le choix de la variante à retenir j'ai procédé au dimensionnement des ouvrages extérieurs ainsi que les ouvrages d'accostage (quais et appontements). Enfin, j'ai effectué une étude d'impact sur l'environnement et proposé des mesures d'atténuation lors de la réalisation du projet.

ملخص

في إطار الحصول على شهادة مهندس الدولة في الأشغال العمومية، اخترت مشروع لنهاية الدراسة موضوعًا يتعلق بالأشغال البحرية. تحت عنوان "دراسة تنفيذ ميناء سياحي في تمنرت القل سكيكدة" المقترحة من قِبل المخبر للدراسات البحرية، سمح لي هذا المشروع بتطبيق كافة المعارف التي اكتسبتها على مدار تكويني في المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية.

بدأت هذا المشروع بزيارة موقع المشروع و جمع المعطيات التي تتعلق أساسًا بـ:

- المعطيات حول البيئة البحرية،
- المعطيات الجوية، المحيطية، الفيزيائية والهيدرولوجية.

استنادًا على هذه المعطيات، تم استنتاج ثلاثة (03) مقترحات، ومن خلال تحليل متعدد المعايير، تمكنت من تحديد الاقتراح الأمثل والأكثر تلاءمًا مع مشروعي.

بعد ذلك، قمت بتصميم المنشآت الخارجية والواقية (الأرصفة). وأخيرًا، أجريت دراسة التأثير على البيئة واقترحت تدابير التخفيف أثناء تنفيذ المشروع.

Abstract

As part of obtaining the State Engineer's degree in Public Works, I chose a theme related to maritime works for my final project. This project, titled "Study of the construction of a marina in Tamanart Collo Skikda," proposed by LEM, allowed me to apply all the knowledge acquired throughout my education at the High National School of Public Works (E.N.S.T.P).

I began this project with a visit of the site and collecting data primarily related to:

- Marine environment data,
- Meteorological, oceanographic, physical, and hydrological data.

Based on this data, three (03) development alternatives were proposed, and through a multicriteria analysis, I was able to determine the most optimal and suitable variant for my project.

After selecting the preferred variant, I proceeded with the dimensioning of external structures as well as the docking facilities (docks and berths). Finally, I conducted an environmental impact study and proposed mitigation measures during the project's implementation.

Liste des Figures

Figure I.1 Cycle de la marée 4

Figure II.1 Schéma de principe d'un port maritime 11

Figure II.2 Grue à benne preneuse 14

Figure III.1. Photo aérienne du site 18

Figure III.2. Photo satellitaire d'oued Tamanart 19

Figure III.3. Répartition des précipitations mensuelles (mm) (séries : 1989-1994)..... 20

Figure III.4. Carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est algérien (In Mebarki, 2005) 20

Figure III.5. Carte de situation et extension des aquifères 27

Figure III.6. Carte géologique du Nord-Est Algérien..... 28

Figure III.7. Carte des reliefs de Collo 29

Figure III.8 Image satellitaire montrant les houles pouvant atteindre le site d'étude 33

Figure VII.1 Vue satellitaire du site 108

Liste des tableaux

Tableau II.1 Nature des terrains dragués 13
Tableau II.2 les caractéristiques opérationnelles des différentes dragues usuelles mécaniques et hydrauliques 15
Tableau III.1. Nombre d'observations d'états de mer Par mois (Source : S.S.M.O Durée : 8 ans (1963 à 1970) 22
Tableau III.2. Fréquences d'observation mensuelles et annuelles par direction au large (01 mois = 100%) 23
Tableau III.3. Les caractéristiques de l'état de la mer 23
Tableau III.4 Fréquences des différents états de la mer au large par période 24
Tableau III.5 Statistiques de la houle au large (Source : S.S.M.O, 1963-1970) 24
Tableau III.6. Amplitudes de la houle au large (Source : O.N.S.M) 25
Tableau III.7. Caractéristiques des vents et les longueurs de fetch 25
Tableau III.8. Hauteur significative de la houle au large selon les différentes sources 26
Tableau III.9. Catégories de la flottille 29
Tableau III.10. Caractéristiques de la flotte 30
Tableau III.11. Linéaire des ouvrages d'accostage 30
Tableau III.12 Houle équivalente 32
Tableau III.13 Caractéristiques de la houle centennale 32
Tableau III.14 Résultats du calcul des houles équivalentes 33
Tableau III.15 Caractéristiques de la houle Centennale pour les différentes profondeurs 34
Tableau IV.1 limites d'agitation admissibles pour un port de plaisance 40
Tableau IV.2 Devis estimatif des couts de réalisation des 3 variantes 42
Tableau IV.3 Analyse multicritères des variantes 44
Tableau V.1 Caractéristiques des constituants du profil courant A 48
Tableau V.2 Caractéristiques des constituants du profil musoir A 48
Tableau V.3 Caractéristiques des constituants du profil courant B 49
Tableau V.4 Caractéristiques des constituants du profil musoir B 49
Tableau V.5 Caractéristiques des constituants de l'Epi 49
Tableau VI.1 Charges d'exploitations 52
Tableau VI.2 Coefficients de sécurité 52

Tableau VI.2 Récapitulatif des coefficients de poussées 53
Tableau VI.1 Récapitulatif des forces 86
Tableau VII.1 Impacts et mesures d'atténuation en phase d'exploitation 109
Tableau VII.2 Résultats de l’analyse chimique 110

SOMMAIRE

Introduction générale **1**
Chapitre I Généralités sur le milieu marin **2**
I.1. Introduction **3**
I.2. Généralités sur les mouvements de la mer **3**
I.2.1. Mouvements ondulatoires 3
I.2.1.1. La houle 3
I.2.1.2. La marée 4
I.2.1.3 Les seiches 4
I.2.2. Les courants 4
I.3. Le niveau de la mer **5**
I.4. Propriétés physicochimiques de l'eau de mer **5**
I.4.1 Propriétés physiques 5
I.4.1.1 La température 5
I.4.1.2 La masse volumique 5
I.4.2. Propriété chimique 6
I.4.2.1. La salinité 6
I.5. Action de la mer sur les matériaux de construction **6**
I.5.1. Action sur les bois 6
I.5.2. Action sur les bétons 6
I.5.3. Action sur l'acier 6
I.6. Conclusion **7**
Chapitre II Généralités sur les ouvrages maritimes **8**
II.1. Introduction **9**
II.2. Définition d'un port **9**
II.3. Rôles des ports **9**
II.3.1. Rôle économique 9
II.3.2. Rôle physique 9
II.4. Types de ports **10**
II.4.1. Classification par fonction 10
II.4.2. Classification par localisation 10
II.5. Schéma de principe d'un port maritime **10**

II.6. Différents ouvrages des ports 11
II.6.1. Les ouvrages extérieurs 11
II.6.1.1. Les jetées 11
II.6.1.2. Les digues 11
II.6.2. Les ouvrages intérieurs 12
II.7. La signalisation maritime 12
II.7.1. Les différents types de signalisation maritime 12
II.7.2. Les règles de signalisation maritime 12
II.7.3. La signalisation maritime dans la conception de port 12
II.8. Recherche Bibliographique 13
II.8.1 Dragage et Déroctage 13
II.8.2. Nature des terrains dragués 13
II.8.3. Engins de dragage 13
II.8.3.1. Engins terrestres 14
II.8.3.2. Engins flottants 14
II.8.4. Impacts environnementaux 16
II.9. Conclusion 16
Chapitre III Généralité et données sur le projet 17
III.1. Introduction 18
III.2. Situation Géographique 18
III.3. Accès au site 19
III.4. Données météorologiques 19
III.4.1 Les pluies 19
III.4.2. Précipitations moyennes mensuelles 19
III.4.3. Les températures 20
III.4.4. Les vents 21
III.4.5. L'humidité 21
III.5. Données hydrographiques et océanographiques 21
III.5.1. Niveau marin 21
III.5.2. Houles 21
III.5.3. Houle au large 21
III.5.3.1. Données de l'US Naval Weather Service Command (S.S.M.O) 22
III.5.3.2. Direction de la houle au large 23
III.5.3.3. Relation Amplitude - Période de la houle au large 23
III.5.3.4. Caractéristiques statistiques de la houle au large 24

III.5.3.5. Données provenant des observations de l'Institut Néerlandais de météorologie (K.N.M.I) pour la Méditerranée 25
III.5.3.6 Données à partir du fetch. 25
III.5.3.7. Synthèse des données de houles au large selon différentes sources 26
III.5.3.8. Marée 26
III.6. Sédimentologie sous-marine 26
III.7. Hydrologie de la zone 27
III.7.1. Caractéristiques hydrogéologiques des bassins versants 27
III.8. Données géologiques 28
III.8.1. Géologie de la région 28
III.8.2. Géomorphologie de la zone d'étude 28
III.9. Données relatives aux besoins du projet 29
III.9.1. Caractéristiques de la flottille 29
III.10. Etude de la réfraction de la houle 31
III.10.1 Données de base 31
III.10.1.1. Données bathymétriques 31
III.10.1.2. Données de houles au large 31
III.10.1.3. Choix du secteur angulaire 32
III.10.2. Résultats 33
Chapitre IV Présentation des variantes d'aménagement 36
IV.1. Introduction 37
IV.2. Description des variantes d'aménagement 37
IV.2.1 Variante d'aménagement N°1 37
IV.2.2. Variante d'aménagement N°2 37
IV.2.3. Variante d'aménagement N°3 38
IV.3. Étude sédimentologique en modèle numérique 38
IV.3.1. Introduction 38
IV.3.2. Analyse des résultats des simulations numériques 38
IV.3.2.1. Variante 01 38
IV.3.2.2. Variante 02 38
IV.3.2.3. Variante 03 39
IV.3.3 Conclusion 39
IV.4. Étude d'agitation sur modèle numérique 39
IV.4.1. Introduction 39
IV.4.2. Définition des agitations admissibles 40

IV.4.3. Présentation des résultats des simulations 40
IV.4.3.1. Variante 01 40
IV.4.3.2. Variante 02 41
IV.4.3.3. Variante 03 41
IV.4.4. Conclusion 41
IV.5. Estimation du cout de réalisation des variantes d'aménagement 42
IV.6. Analyse multicritères et choix de la variante 43
IV.7. Conclusion 44
Chapitre V Dimensionnement des ouvrages extérieurs 45
V.1. Introduction 46
V.2. Choix de la structure 46
V.3. Méthode de dimensionnement 46
V.3.1. Dimensionnement de la carapace 46
V.3.2. Dimensionnement du noyau 47
V.3.3. Dimensionnement de la butée 47
V.4. Résultats 48
V.4.1. Jetée principale 48
V.4.2. Jetée secondaire 49
Chapitre VI Dimensionnement des ouvrages intérieurs 50
VI.1. Introduction 51
VI.2. Vérification et dimensionnement des ouvrages d'accostages 51
VI.2.1. Hypothèses de calcul 51
VI.2.1.1. Caractéristiques des matériaux de construction 51
VI.2.1.2. Charges et surcharges d'exploitation 52
VI.2.1.3. Coefficients de sécurité 52
VI.2.1.4. Calcul des efforts 53
VI.3. Vérification de la stabilité du quai à -2.50m 54
VI.3.1. Vérification de la stabilité vis à vis au renversement et glissement 54
VI.3.1.1. Cas statique 54
VI.3.1.2. Cas dynamique 55
Vérification de la capacité portante 56
Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle 56
VI.3.2. Calcul du ferraillage de la poutre de couronnement du quai à -2.50 m 57
VI.3.2.1. Efforts agissants sur la poutre de couronnement 57
VI.3.2.2. Cas de charge 57

VI.3.2.3. Combinaison 1.35G+1.5Q 60
VI.3.2.4. Ferraillage 60
VI.4. Stabilité de quai à - 4.50m 63
VI.4.1. Vérification de la stabilité vis à vis au renversement et glissement 63
VI.4.1.1. Cas statique 63
VI.4.1.2. Cas dynamique 64
Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle 65
VI.4.2. Calcul le ferraillage de la poutre de couronnement du quai à -4.50 m. 66
VI.4.2.1. Efforts agissants sur la poutre de couronnement 66
VI.4.2.2. Cas de charge 66
VI.4.2.3. Combinaison 1.35G+1.5Q 69
VI.4.2.4. Ferraillage 69
VI.5. Vérification de la Stabilité du quai à – 6.00m 71
VI.5.1. Vérification de la stabilité vis à vis au renversement et glissement 71
VI.5.1.1. Cas statique 71
VI.5.1.2. Cas dynamique 73
Vérification de la capacité portante 73
VI.5.2. Vérification de la stabilité partielle 74
VI.5.2.1. Cas statique 74
VI.5.2.2. Cas dynamique 75
VI.5.2. Calcul le ferraillage de la poutre de couronnement du quai à -6 m. 79
VI.5.2.2. Cas de charge 80
VI.5.2.3. Combinaison 1.35G+1.5Q 82
VI.5.2.4. Ferraillage 82
VI.6. Vérification de stabilité de l'appontement à -2.50m 85
VI.6.1. Descriptif de l'appontement 85
VI.6.2. Efforts agissants sur l'appontement 85
VI.6.3. Vérification de la stabilité 85
VI.6.3.1. Cas statique 86
VI.6.3.2. Cas dynamique 88
VI.6.4. Calcul des éléments de la structure 90
VI.7. Vérification de stabilité de l'appontement à -3.50 m 96
VI.7.1. Descriptif de l'appontement 96
VI.7.2. Hypothèses de calcul 96
VI.7.3. Efforts agissants sur l'appontement 96

VI.7.4. Vérification de la stabilité 97
Chapitre VII étude d'impact sur l'environnement 107
VII.1. Introduction 108
VII.2. Présentation des impacts spécifiques aux ports 108
VII.3. Qualité chimique et biologique du milieu récepteur 110
VII.3.1. Résultats de l'analyse chimique 110
VII.4. Conclusion 110
Conclusion Générale 111
Bibliographie 112
Liste des annexes 113
Annexes liées au chapitre III 113
Annexes liées au chapitre IV 122
Annexes liées au chapitre V 129
Annexes liées au chapitre VI 132

Introduction générale

L'Algérie bénéficie d'une position géographique privilégiée, occupant une place de carrefour entre le monde européen et africain grâce à sa façade maritime sur la mer Méditerranée. Les ports algériens jouent un rôle crucial en tant qu'escales logiques sur les routes maritimes, que ce soit pour le commerce, la pêche, les activités de plaisance ou même les opérations navales. Les pouvoirs publics accordent un intérêt particulier à ces activités maritimes, conscient des opportunités économiques et stratégiques qu'elles offrent.

La réalisation d'un port est une opération complexe qui nécessite une expertise spécifique et une parfaite maîtrise des méthodes de dimensionnement de l'ensemble de ses ouvrages, tant extérieurs qu'intérieurs. En tant que tâche relevant du domaine de l'ingénierie, la mission consiste à concevoir un port qui répond aux besoins spécifiques auxquels il est destiné, tout en veillant à maintenir des coûts raisonnables et en respectant le principe d'optimisation des ressources et des matériaux conformément aux normes et aux règles d'éthique en vigueur.

Dans le cadre du développement économique et culturel de la région, ainsi que de la promotion du tourisme en Algérie, le port de Tamanart-Collo dans la wilaya de Skikda est un projet d'envergure. Ce port vise à stimuler l'activité économique de plaisance en favorisant l'essor de la pêche plaisancière locale. De plus, il représente une opportunité pour développer le tourisme côtier et les activités de plaisance, contribuant ainsi à la valorisation du tourisme nautique du pays.

Un port de plaisance constitue (ou devrait constituer) un pôle d'aménagement majeur pour la commune qui l'héberge. Il est bien sûr un atout touristique qui ne doit pas se tourner uniquement vers le plaisancier (en témoignent les réflexions engagées dans de nombreuses régions sur ce "produit" touristique particulier). Mais il participe aussi pleinement au développement économique et culturel du territoire sur lequel il se situe.

Le présent travail a pour objectif de traiter les différents aspects technico-économiques liés à la réalisation d'un port de plaisance, notamment le dimensionnement et la conception des ouvrages de protection et d’accostage.

Chapitre I Généralités sur le milieu marin

I.1. Introduction

La zone côtière et son littoral sont caractérisés par une grande diversité de paysages (lagons, baies, embouchures de rivières, falaises, plages, mangroves, etc.) qui présentent des formes très variées.

Les mouvements de la mer sont continus et complexes. Pour mieux les comprendre, on les décompose en mouvements élémentaires qui peuvent être étudiés indépendamment, en examinant leurs causes et leurs lois spécifiques.

I.2. Généralités sur les mouvements de la mer

Les océans et les mers présentent une grande variété de mouvements qui ont des répercussions significatives sur la biologie des organismes et les activités humaines. Ces mouvements se divisent en deux catégories : oscillatoires et non oscillatoires (mouvements ondulatoires).

I.2.1. Mouvements ondulatoires

Un mouvement ondulatoire se produit lorsque la surface de la mer est agitée par des ondes qui ont une période, une amplitude, une célérité et une longueur d'onde spécifiques. Ces mouvements se caractérisent par des crêtes arrondies qui ne déferlent pas. Parmi ces mouvements ondulatoires, on trouve :

- La houle
- La marée
- Les seiches

I.2.1.1. La houle

La houle est un ensemble de vagues régulières de longue période, qui n'est pas généré par le vent local, mais plutôt formé et organisé par un vent soufflant sur une vaste étendue de mer. Les caractéristiques de la houle comprennent :

- **La hauteur ou amplitude :** distance comprise entre le sommet et le niveau de la mer.
- **La longueur d'onde** : distance entre deux crêtes ou deux creux consécutifs (en mètre).
- **La période T** : le temps de passage de deux crêtes consécutives au même point.
- **La fréquence notée 1/T** qui est le nombre de trains de houle passant en un point fixe en une seconde (en Hertz).
- **Célérité** (vitesse moyenne de propagation des crêtes, C=L/T).

La hauteur de la houle dépend de plusieurs paramètres :

- La force du vent,
- La durée d'action du vent,
- La distance sur laquelle le vent peut souffler sans rencontrer d'obstacles, appelée fetch.

La houle peut se déformer sous quatre formes :

- Réfraction
- Réflexion
- Diffraction
- Déferlement

I.2.1.2. La marée

La marée est un mouvement régulier de montée et de descente des niveaux d'eau dans les océans et les mers, causé par l'attraction gravitationnelle de la Lune et du Soleil sur la Terre. Elle est importante pour la navigation, la pêche et l'écologie côtière.

Le niveau le plus élevé atteint par la mer au cours d'un cycle de marée est appelé pleine mer (ou couramment « marée haute »). Par opposition, le niveau le plus bas se nomme basse mer (ou « marée basse »).

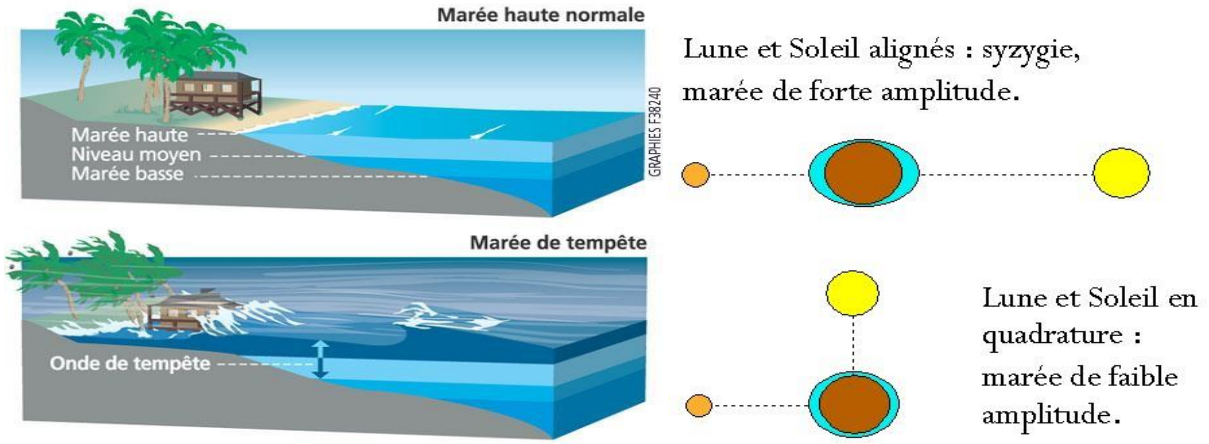


Figure I.1 Cycle de la marée

I.2.1.3 Les seiches

Les seiches sont des ondes qui se propagent dans certains ports, tels qu'Alger, Casablanca et Cape Town. Elles se caractérisent par des oscillations lentes du plan d'eau, avec une période comprise entre 1 et 10 minutes et une longueur d'onde de plusieurs centaines de mètres. Cependant, leur amplitude ne dépasse pas quelques décimètres.

Bien que l'origine de ces ondes de seiches soit mal connue, elles sont considérées comme des oscillations forcées. Elles seraient dues au déferlement des trains de houle des tempêtes sur les plages, qui réfléchissent une certaine énergie sous forme d'ondes très longues.

I.2.2. Les courants

Un courant marin est un déplacement d'eau de mer régulier, continu et cyclique. Ce type de déplacement est dû aux effets combinés du vent, de la force de Coriolis, et de différences de température, densité et salinité.

On distingue plusieurs types de courant :

- Les courants généraux ou planétaires.
- Les courants côtiers ou de débris.
- Les courants de houle :

a) Courants littoraux. c) Courant d'expression.

b) Courant de retour. d) Les courants de marée.

I.3. Le niveau de la mer

Le niveau de la mer est la hauteur moyenne de la surface de la mer, par rapport à un niveau de référence suffisamment stable. Cependant, l'élévation du niveau de la mer est en train de changer en raison du réchauffement climatique, qui affecte principalement les océans de la planète. Deux processus principaux sont responsables de cette élévation du niveau de la mer : la dilatation thermique de l'eau de mer, qui se produit lorsque les océans se réchauffent, et la fonte des glaciers et des calottes glaciaires. Les experts prévoient que le réchauffement climatique entraînera des augmentations significatives du niveau de la mer au cours du vingt et unième siècle.

I.4. Propriétés physicochimiques de l'eau de mer

L'eau de mer est l'eau salée des mers et des océans de la Terre. La principale caractéristique qui la distingue de l'eau douce est sa teneur en sel. Elle contient en effet des substances dissoutes, principalement des ions halogénures comme l'ion chlorure et des ions alcalins comme l'ion sodium. La quantité de sel dissous dans l'eau de mer varie d'une région à l'autre, mais en général, on trouve 30 à 40 grammes de sel dissous pour chaque kilogramme d'eau de mer. Les propriétés physicochimiques de l'eau de mer ont des implications importantes pour la vie marine, la navigation et les activités humaines en général.

I.4.1 Propriétés physiques

I.4.1.1 La température

La capacité calorifique des mers, qui est supérieure à celle de la terre (0.95 contre 0.4), contribue à l'inertie thermique des océans, ce qui se traduit par de faibles variations de température en surface (1° en haute mer, 5° en zones peu profondes). Les variations annuelles atteignent environ 2° à l'équateur et aux pôles, mais sont plus prononcées dans les régions tempérées (de 5° à 10°). En ce qui concerne les côtes algériennes, les températures varient de 12° en hiver à 25° en été, tandis qu'en profondeur, la température diminue rapidement jusqu'à 200 mètres, puis plus lentement jusqu'à atteindre 4° à 1000 mètres.

I.4.1.2 La masse volumique

La masse volumique de l'eau dépend principalement de deux paramètres, la température et la salinité, avec une relation complexe et non linéaire qui exprime leur interdépendance. Les variations de température ont un impact plus important sur la masse volumique que des variations équivalentes de salinité, ce qui conduit souvent à la confusion entre la pycnocline (zone de forte variation verticale de la masse volumique) et la thermocline. Une approximation linéaire de la masse volumique près de 15°C et 35 g/kg est donnée par

$$r = r0\,(1 - a\,T + b\,S), avec\ a = 2 \times 10^{-4}\,°C^{-1}\ et\ b = 8 \times 10^{-4}\,(g/kg)^{-1}$$

Cependant, aux régions équatoriales et polaires, les processus d'évaporation/précipitation et de formation/fonte de glace ont un impact significatif sur la salinité en surface, ce qui modifie la masse volumique de l'eau à la surface. En dessous de 2000 mètres de profondeur, les profils de masse volumique potentielle se rejoignent presque partout dans le monde.

I.4.2. Propriété chimique

I.4.2.1. La salinité

C'est le caractère essentiel de l'eau de mer. L'océan contient en moyenne 35 grammes de sel par kilo d'eau de mer. La présence de sel dans l'eau modifie certaines de ses propriétés comme : densité, compressibilité, point de congélation, température du maximum de densité). D'autres (viscosité, absorption de la lumière) ne sont pas influencées de manière significative. Enfin certaines sont essentiellement déterminées par la quantité de sel dans l'eau (conductivité, pression osmotique).

I.5. Action de la mer sur les matériaux de construction

Le milieu maritime, du fait de la composition chimique de l'eau de mer, est généralement considéré comme agressif. L'intensité de cette agressivité dépend elle-même de la situation de l'ouvrage ou d'une partie de l'ouvrage par rapport à la mer.

I.5.1. Action sur les bois

Les bois utilisés dans les infrastructures marines subissent des attaques principalement dans les zones soumises aux marées ou au mouvement des vagues. En revanche, les bois constamment immergés ont une durée de vie très longue. En Algérie, l'utilisation du bois dans les infrastructures marines est limitée. Pour protéger le bois, plusieurs méthodes sont possibles, notamment :

- L'immersion prolongée dans de l'eau saumâtre.
- La carbonisation superficielle par flambage.
- L'injection de résines.

I.5.2. Action sur les bétons

L'eau de mer est composée de sels contenant des ions chlorures et des composés sulfatiques avec des ions sulfates (SO4), entre autres. Ces ions peuvent être nocifs pour le béton. L'attaque la plus dangereuse pour un ciment par l'eau de mer se produit en trois phases :

- Hydratation de la chaux libre, entraînant une augmentation de volume.
- Combinaison du sulfate de magnésie avec la chaux hydratée.
- Formation d'un sol de CANDOT avec un gonflement important.

Il est donc préférable que les liants utilisés contiennent le moins possible d'aluminate tricalcique cristallisé. Des normes ont été établies pour fixer des limites concernant les composants.

I.5.3. Action sur l'acier

L'action corrosive de l'eau de mer sur l'acier est dû aux effets galvanique l'eau salé ou même les embruns.

La lutte contre la corrosion fait appel aux techniques suivant :

- Pointure à base de bitume (minium de plomb : interdit).
- Métallisation par zingage (galvanisation).

I.6. Conclusion

La compréhension des particularités du milieu marin est essentielle pour assurer la conception et la réalisation d'ouvrages adaptés et durables. Cette connaissance approfondie servira de fondement solide pour notre projet.

Chapitre II Généralités sur les ouvrages maritimes

II.1. Introduction

Les concepts liés à la conception d'un ouvrage maritime sont très vastes et ne peuvent être abordés de manière exhaustive. Cependant, dans ce chapitre, les aspects jugés fondamentaux seront définis, en particulier ceux qui concernent les caractéristiques des ouvrages maritimes et la connaissance de l'environnement naturel du site d'implantation.

II.2. Définition d'un port

Un port est un lieu ou une infrastructure utilisée pour le transit de marchandises ou de passagers. On peut également le définir comme un ensemble d'équipements conçus pour répondre aux besoins des opérations se déroulant à l'interface terre-mer. Un port maritime est spécifiquement conçu pour accueillir des navires de mer et sert de point de rencontre entre ces navires et les différents modes de transport terrestre. Il joue également le rôle de téléport, permettant le transfert de toutes les données informatisées nécessaires pour faciliter le transit des navires et des marchandises.

II.3. Rôles des ports

Les ports ont été édifiés au fil des civilisations, à la fois pour répondre aux besoins commerciaux et aux impératifs militaires. En plus de leur fonction de liaison entre différents modes de transport, les ports maritimes jouent deux rôles importants :

- Rôle économique : Les ports sont des moteurs économiques, favorisant les échanges commerciaux nationaux et internationaux. Ils facilitent le transport des marchandises, stimulent le commerce et contribuent au développement économique des régions.
- Rôle physique : Les ports maritimes sont des infrastructures physiques essentielles pour l'amarrage, l'accostage et le chargement/déchargement des navires. Ils offrent des installations et des équipements adaptés aux besoins de l'activité portuaire, garantissant ainsi un flux efficace des marchandises et des passagers.

II.3.1. Rôle économique

Le port joue plusieurs rôles importants :

- Rôle industriel : Le port peut abriter des installations spécifiques dédiées au traitement ou à la transformation des matières premières importées ou exportées. Il peut ainsi servir de centre de production et de transformation industrielle.
- Rôle de marché : Le transbordement des marchandises entre les moyens de transport terrestre et maritime (et vice versa) peut être accompagné d'activités commerciales qui font du port un lieu de marché dynamique. Pour remplir cette fonction, le port doit disposer de vastes espaces de stockage et de conditionnement des marchandises.

II.3.2. Rôle physique

Le port permet aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent, pour :

- Effectuer leurs opérations de transit (chargement et déchargement des marchandises, embarquement ou débarquement des voyageurs).
- Effectuer leurs ravitaillements (combustible ou carburant, eau, produits nécessaires à la vie de l'équipage et des passagers).
- Assurer leurs entretiens et leurs réparations.
- Être construits ou démolis.

II.4. Types de ports

La détermination du type du port se base sur des critères, les deux critères de classification dominants sont :

- Classification par fonction
- Classification par localisation

II.4.1. Classification par fonction

Compte tenu de la mission des ports et celles des navires qui les fréquentent, on peut théoriquement distinguer :

- Les ports de pêche.
- Les ports de plaisance.
- Les ports de commerce.
- Ports des travaux (de servitude).
- Les ports militaires.

II.4.2. Classification par localisation

La recherche d'un emplacement pour l'implantation d'un port est guidée à la fois par les contraintes physiques des sites disponibles et les impératifs économiques qui justifient sa création. Cela conduit à une grande variété de types d'implantations, souvent basés sur des compromis technico-économiques entre les différentes contraintes. Selon le critère d'emplacement, on peut distinguer les types de ports suivants :

- Ports maritimes : situés le long des côtes et des mers, ces ports sont directement reliés aux voies maritimes internationales.
- Ports fluviaux : situés le long des fleuves et des rivières, ces ports permettent le transport fluvial des marchandises.
- Ports lacustres : situés sur les lacs intérieurs, ces ports facilitent le transport maritime à l'intérieur des terres.
- Ports à sec : également appelés ports secs ou ports intérieurs, ils sont situés loin des voies navigables principales et utilisent des installations de manutention spécifiques pour le transfert des marchandises entre le transport terrestre et maritime.

II.5. Schéma de principe d'un port maritime

Pour entrer ou sortir du port, les navires empruntent un chenal balisé et bénéficient d'aides à la navigation telles que le radar du système de surveillance visuelle (VTS) et les feux d'alignement. Le front portuaire est protégé des vagues par des digues. Les navires peuvent y effectuer des manœuvres de rotation de 180 degrés, appelées "évitages", afin de pouvoir être amarrés à leur poste d'opérations, orientés vers la sortie du port (ce qui facilite une évacuation rapide si nécessaire).

Les postes d'accostage (quais, appontements ou ducs d'Albe) sont situés en bordure de bassins de marée, directement connectés à l'avant-port, ou de bassins à flot reliés à l'avant-port par une écluse maritime. Ces postes sont desservis par des voies de transport intérieures telles que les routes, les voies ferrées et les voies navigables. Ils sont également équipés de terrains de stockage pour les cargaisons.

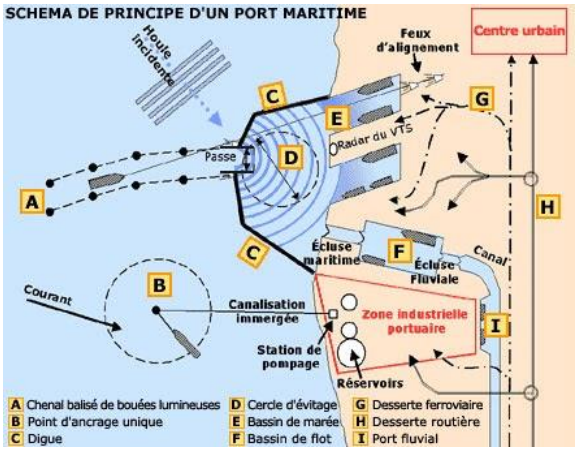


Figure II.1 Schéma de principe d'un port maritime

II.6. Différents ouvrages des ports

Un port se compose généralement de deux types d'ouvrages conçus pour répondre aux différents besoins des opérations à l'interface terre-mer.

II.6.1. Les ouvrages extérieurs

Il existe deux grands types d'ouvrages extérieurs :

- Les jetées
- Les digues

II.6.1.1. Les jetées

Les jetées sont des structures portuaires qui s'étendent dans la mer dans le but de protéger le port contre les vagues et de faciliter l'embarquement et le débarquement de marchandises et de passagers. Dans un port, on distingue généralement deux types de jetées :

- La jetée principale.
- La jetée secondaire.

II.6.1.2. Les digues

Les digues sont des structures conçues pour protéger les ports des puissantes vagues provenant de la mer. Elles jouent un rôle essentiel en réduisant l'agitation à l'intérieur du port à moins d'un mètre d'amplitude grâce à la réfraction ou à la diffraction de la houle incidente. Les digues doivent être construites à des profondeurs plus importantes qu'auparavant, pouvant atteindre jusqu'à une cinquantaine de mètres, et elles doivent être capables de résister à des vagues dont l'amplitude peut dépasser la dizaine de mètres, en fonction de la profondeur au pied de la structure.

On distingue généralement quatre types de digues :

- Les digues à talus.
- Les digues verticales.
- Les digues mixtes.
- Les digues de types spéciaux.

II.6.2. Les ouvrages intérieurs

Les installations intérieures jouent un rôle crucial pour permettre aux navires de faire escale en toute sécurité dans le port, à l'abri des mouvements agités de la houle. Ces installations intérieures remplissent la fonction finale en ce sens. Comme leur nom l'indique, les installations intérieures englobent les structures situées à l'intérieur du bassin délimité par les jetées. On distingue plusieurs types d'installations intérieures, notamment :

- Les ouvrages de protection et d'accès.
- Les plans d'eau.
- Les ouvrages d'accostage.
- Les ouvrages de réparation.

II.7. La signalisation maritime

La signalisation maritime joue un rôle crucial dans la sécurité des navires et des personnes en mer. Elle permet de guider les navires dans les zones de navigation, de signaler les dangers et les obstacles, et de faciliter la communication entre les navires et les autorités portuaires.

II.7.1. Les différents types de signalisation maritime

Il existe plusieurs types de signalisation maritime, chacun ayant une fonction spécifique :

- **Les balises :** Les balises sont des marques fixes qui signalent la présence d'un danger, d'un obstacle ou d'une zone de navigation. Elles peuvent être lumineuses, sonores ou visuelles, et sont souvent utilisées pour délimiter les canaux de navigation.
- **Les feux de navigation :** Les feux de navigation sont des signaux lumineux qui permettent aux navires de se repérer dans l'obscurité ou par mauvaise visibilité. Ils sont souvent utilisés pour signaler l'entrée ou la sortie d'un port, la présence d'un danger ou la direction à suivre pour naviguer en toute sécurité.
- **Les signaux sonores :** Les signaux sonores sont utilisés pour communiquer entre les navires ou entre les navires et les autorités portuaires. Ils peuvent être émis par des cornes de brume, des cloches ou des sifflets, et ont des significations spécifiques en fonction du nombre et de la durée des sons émis.

II.7.2. Les règles de signalisation maritime

La signalisation maritime obéit à des règles strictes, édictées par l'Organisation Maritime Internationale (OMI). Ces règles définissent les signaux à utiliser en fonction des situations de navigation, des types de navires et des conditions météorologiques.

Les règles de signalisation maritime comprennent notamment les règles de barre et de route, qui définissent les règles de priorité entre les navires, ainsi que les règles de balisage, qui définissent les signaux à utiliser pour naviguer en toute sécurité dans les zones de navigation.

II.7.3. La signalisation maritime dans la conception de port

Dans la conception de port, il est important de tenir compte des règles de signalisation maritime et de les intégrer dans la conception du port. Cela implique notamment de définir les zones de navigation, de prévoir l'emplacement des balises et des feux de navigation, et de prévoir les signaux sonores nécessaires à la communication entre les navires et les autorités portuaires.

II.8. Recherche Bibliographique

II.8.1 Dragage et Déroctage

Le dragage et le déroctage sont des opérations de terrassement sous l'eau qui sont effectuées à l'aide d'un engin flottant. Ces opérations comprennent les trois phases classiques d'une opération de terrassement, à savoir l'extraction du déblai, le transport et la mise en dépôt. Ces phases peuvent être effectuées par le même engin ou par des engins distincts. Les objectifs du dragage et du déroctage sont la création de plans d'eau, l'entretien ou l'amélioration des chenaux, avant-ports et bassins. Depuis quelques années, une partie importante des dragages est destinée à l'extraction et la mise en dépôt de matériaux de remblais pour la création de terre-pleins portuaires, ainsi que pour des aménagements urbains et industriels.

Il convient de noter que la technique de dragage et de déroctage n'est pas spécifique aux travaux maritimes, et son enseignement relève des procédés généraux de construction. Par conséquent, seuls les aspects de cette technique générale qui sont particuliers aux travaux effectués en site marin seront abordés dans cette recherche bibliographique.

II.8.2. Nature des terrains dragués

Les terrains que l'on rencontre le plus souvent en matière de dragage sont donnés ci-dessous :

Tableau II.1 Nature des terrains dragués

Nature du terrain	Qualité	Densité	Dimension des éléments (d = diamètre)
Vase, Vase sableuse Sable vaseux	Fluent Molle Dure	1.2 1.4 1.5	Mélange de sable très fin (d < 0,002cm), de vase (d < 0,001cm) et 10 à 20% de matières organiques.
Sable	Gros Fin		0.2 < 2 cm 0.002 < d < 0.02 cm
Gravier		1.8	d > 2cm
Argile	Molle Dure	1.6 1.8	d < 0,0001 cm
Conglomérat du sable et du gravier		2.1	

II.8.3. Engins de dragage

Les travaux qu'effectue l'industrie du dragage se subdivisent en cinq groupes :

- Le dragage de voies navigables et leur entretien.
- La récupération des déblais pour le remblayage hydraulique.
- La construction et l'amélioration de systèmes d'irrigation et de drainage.
- La construction de digues, de jetées et d'autres ouvrages de protection.
- La construction d'ouvrages d'art tels que des ports, des écluses et des ponts.

Le matériel utilisé dans le cadre de ces projets se divise d'abord en deux familles, à savoir :

- Les engins terrestres.

- Les engins flottants.

Et puis, dans chaque famille, en trois groupes :

- Les engins mécaniques.
- Les engins hydrauliques.
- Le matériel auxiliaire.

II.8.3.1. Engins terrestres

Si l'emplacement à draguer est accessible à des engins terrestres circulant sur le bord des fouilles, le dragage s'exécute par :

- Pelle équipée en rétro.
- Grue à benne preneuse.

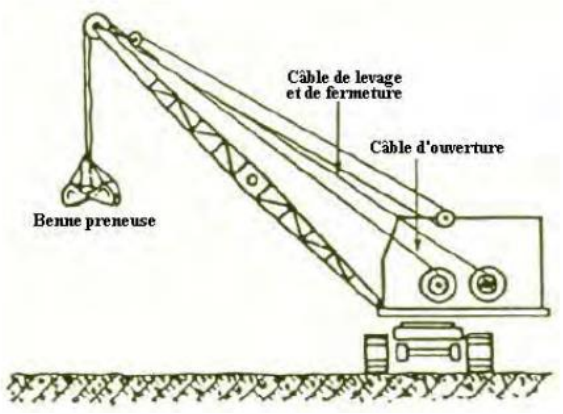


Figure II.2 Grue à benne preneuse

Dans les ports maritimes ou fluviaux, les grues à benne preneuse peuvent, de façon particulièrement convenable, s'utiliser pour des dragages en bordure des quais dans les limites de la portée des grues.

II.8.3.2. Engins flottants

Si l'emplacement à draguer est en pleine eau (mer, rivière ou grands canaux), on emploie des engins flottants tant pour l'extraction des déblais que pour leur transport et leur mise en remblai. C'est à ce mode de terrassement sous l'eau qu'est surtout appliqué le terme de dragage.

L'extraction des déblais, ou dragage proprement dit, se fait avec des engins flottants de terrassement qui sont :

- **Engins mécaniques :** drague à bennes preneuses, drague à cuiller et drague à godets
- **Engins hydrauliques :** drague aspiratrice-refouleuse stationnaire, drague aspiratrice-porteuse au point fixe et drague aspiratrice en marche (traînante). Elles constituent la famille des dragues suceuses ou aspiratrices.

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques opérationnelles des différentes dragues usuelles mécaniques et hydrauliques.

Tableau II.2 les caractéristiques opérationnelles des différentes dragues usuelles mécaniques et hydrauliques

Drague type	Godets	Benne	Cuiller	Succion	Désagrégateur	Trainante	Aspiratrice
Dragage matériaux sablonneux	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
Dragage matériaux argileux, vaseux	Oui	Oui	Oui	Non	Oui	Oui	Non
Dragage matériaux rocheux	Oui	Non	Oui	Non	Oui	Non	Non
Câbles, chaines d'ancrage	Oui	Oui	Non	Oui	Oui	Non	Oui
Profondeur de dragage max. (m)	30	100	20	70	25	100	50
Possibilité de dragage précise	Oui	Non	Oui	Non	Oui	Non	Non
Travail sous conditions d'offshore	Non	Oui	Non	Oui	Non	Oui	Oui
Transport par pipeline	Non	Non	Non	Oui	Oui	Non	Non
Dragage sur site dense	Oui	Oui	Oui	Non	Limité	Non	Non

II.8.4. Impacts environnementaux

Les activités de dragage et déroctage peuvent causer un impact important sur l'environnement. L'extraction des sédiments et des roches du fond marin peut entraîner la sédimentation, qui est l'un des principaux impacts environnementaux. Les habitats marins peuvent être perturbés et la qualité de l'eau peut être réduite.

La turbidité de l'eau est un autre impact environnemental important, causé par la suspension des particules de sédiments dans l'eau. Elle peut affecter la photosynthèse et la croissance des plantes aquatiques, ainsi que la respiration des animaux aquatiques.

De plus, le dragage et le déroctage peuvent éliminer des zones de reproduction, de nourriture et d'abri pour les organismes marins, perturbant ainsi leur habitat. Les zones de dragage peuvent également être sources de bruit et de vibration, qui peuvent perturber les animaux marins.

Enfin, l'eau et les sédiments peuvent être contaminé par des produits chimiques, des métaux lourds et d'autres polluants. Cette contamination peut entraîner des conséquences graves sur la santé humaine et l'environnement marin.

Il est donc important de mettre en place des mesures de suivi et de gestion environnementale pour minimiser les agressions du dragage et du déroctage sur l'environnement. Ces mesures peuvent inclure la surveillance de la qualité de l'eau, la mise en place de zones de protection pour les habitats marins et la réduction des émissions sonores et vibratoires.

II.9. Conclusion

Ce chapitre suscité ainsi que la synthèse bibliographique offrent un aperçu global des termes applicables à tous les travaux maritimes. Les définitions associées constituent une base de données essentielle pour notre projet.

Chapitre III Généralité et données sur le projet

III.1. Introduction

Comme tout ouvrage de génie-civil, l'aménagement d'un port a besoin, avant d'entreprendre son implantation finale, de bien connaitre les caractéristiques du site et recenser les informations suffisantes à savoir les données météorologiques, océanographiques, physiques ainsi que les statistiques concernant la flottille pour pouvoir déterminer, entre autres, les besoins en termes de linéaire de quai et de surface de terre-plein

III.2. Situation Géographique

Collo est située au nord-est de l'Algérie à 70 km à l'ouest de Skikda abritée à l'ouest par un promontoire semi-circulaire dont les sommets boisés dépassant 100m d'altitude. Le cap Bougaroun est le point septentrional le plus avancé de toute la côte algérienne et se trouve à une vingtaine de kilomètre à l'ouest, la région est réputée par ses belles plages.

Le site de TAMANART est situé à environ 8 km à l'Ouest de Collo, dans une zone totalement naturelle éloignée du centre urbain. Le site objet de notre étude est situé dans une anse orientée vers le Nord-est borné à l'Est par un cap rocheux. Il est circonscrit dans une crique rocheuse d'une étendue d'environ 400 m, avec des rochers qui affleurent en surface, la côte est principalement rocheuse.



Figure III.1. Photo aérienne du site

Au Sud-est, une autre anse accueille l'estuaire de l'Oued TAMANART, pouvant potentiellement charrier des quantités importantes de sédiments.

Le site est cerné d'une nature verdoyante relativement vierge encore préservé d'une exploitation anthropique intensive.



Figure III.2. Photo satellitaire d'oued Tamanart

III.3. Accès au site

Le site de TAMANART est situé derrière un cap rocheux orienté vers le Nord –Est, sur la côte on trouve des promontoires rocheux, galets et des avancés rocheuse. Du fait de son éloignement des grands centres urbains, le site d'étude est actuellement peu exploité. L'accès routier est néanmoins possible, une route côtière borde le site.

L'accessibilité vers le site se fais à partir du CW 7, possible du côté du cap en passant par des chalets de colonies abandonnées, sur le côté ouest du cap rocheux l'accessibilité demeure conditionnée voir impossible, la dénivelée atteint les 30 mètres. Il est ressort que le seul accès vers le site se fait par le passage du côté des chalets d'une colonie abandonnée qui est sur le cap rocheux

III.4. Données météorologiques

Le climat de la Wilaya La région est caractérisée par le climat méditerranéen, semi-aride. L'été est une saison sèche et chaude et les pluies sont concentrées durant la saison froide et les saisons intermédiaires. L'altitude et les forets à L'est et L'ouest de Skikda promettent une fraicheur et une pluviosité plus importantes par rapport au centre.

III.4.1 Les pluies

La wilaya de Skikda est l'une des régions les plus arrosées d'Algérie. La pluviométrie annuelle enregistrée est très forte. Ces précipitations sont hivernales et ont lieu entre Novembre et Février. La partie Ouest reçoit une quantité de pluie relativement plus forte par rapport au centre et à l'Est. Les mois les plus pluvieux sont novembre et décembre. Les mois de juillet et Aout sont pratiquement secs.

III.4.2. Précipitations moyennes mensuelles

Les précipitations moyennes mensuelles recueillies dans quelques stations sont reportées sur le graphe (**Figure III.3**). Les mois de décembre, janvier et février sont les mois les plus pluvieux. Du point de vue distribution spatiale, la région de Collo apparait relativement pluvieuse

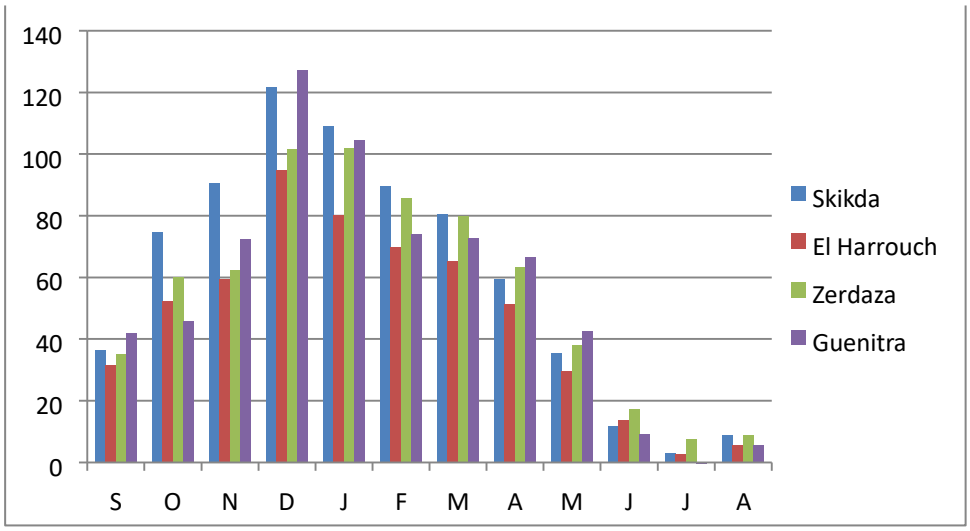


Figure III.3. Répartition des précipitations mensuelles (mm) (séries : 1989-1994)

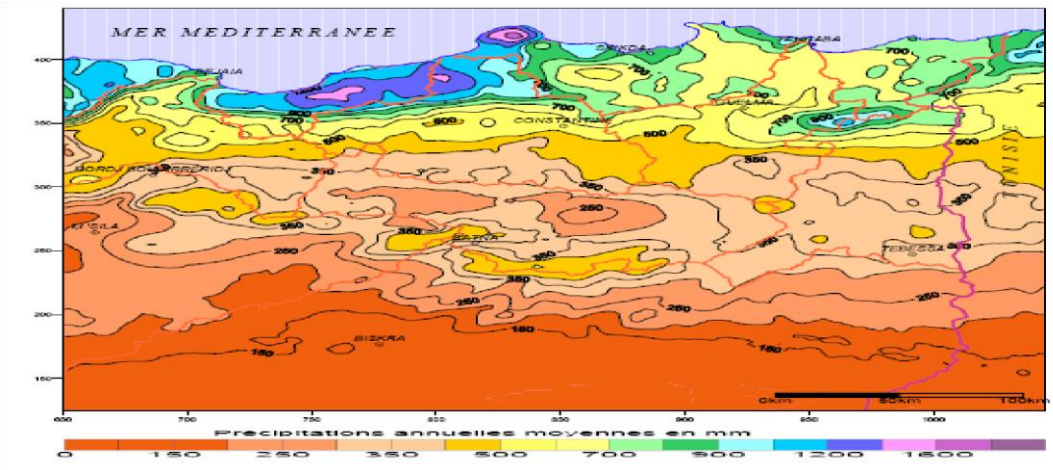


Figure III.4. Carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est algérien (In Mebarki, 2005)

Le littoral de la wilaya est fortement arrosé, en particulier la région Ouest du massif de Collo (entre 700 mm et 1200 mm d'eau par an).

III.4.3. Les températures

Les valeurs enregistrées montrent que la région d'étude conçoit seulement quelques journées de chaleur excessive dépassant 30°C. D'autre part les températures modérées même en hiver permettront la pratique de plusieurs activités en plein air toute l'année telle que les promenades, la chasse les sports etc.

III.4.4. Les vents

Les plus fréquents pendant la saison balnéaire sont ceux du N-E et S-W de juin à septembre. Le vent en provenance du continent provoque les remontées d'eau froide des fonds de la mer rendant la baignade difficile. En hiver les vents dominants dans la région sont ceux du N-W et S-W et sont généralement chargés de pluies. Le sirocco souffle surtout durant Aout, septembre et octobre. Il est beaucoup plus rare durant les premiers mois de l'été. Le mois d'Aout est le plus affecté par le sirocco. La zone littorale de Skikda est particulièrement soumise à des vents très violents dont la vitesse peut atteindre les 130km/h en entraînant de multiples dommages tant sur la terre que sur la mer. Les bateaux échouent dans la baie de Skikda et près de la plage de Ben M'Hidi et ont une histoire depuis l'antiquité jusqu'à nos jours. En hiver 2004 deux navires ont échoué sur la grève de Ben M'Hidi. La direction des vents est S-W – S-E à une grande influence sur le mouvement des vagues et leur déferlement sur la côte.

III.4.5. L'humidité

Il est bien évident qu'un climat caractérisé par une forte humidité, constitue un désagrément pour le tourisme dans cette région, L'humidité dans la journée est d'environ 70% sauf pour le mois de janvier ou elle dépasse légèrement ce seuil. A partir de la fin de l'après-midi et durant la nuit elle dépasse aussi ce seuil et cette situation dure jusqu'aux premières heures matinales

III.5. Données hydrographiques et océanographiques

III.5.1. Niveau marin

L'amplitude de la marée est généralement faible en Méditerranée mais présente d'importants écarts suivant l'époque lunaire. En moyenne, nous pouvons dire que la marée de pleine lune est de 25 à 30 cm, celle de la nouvelle lune étant de 5 à 15 cm. D'autres phénomènes peuvent se superposer à cet effet astronomique tels que la pression atmosphérique, les seiches etc...

Enfin, de forts vents marins locaux peuvent aussi par action directe sur la surface de la mer, entraîner au rivage un gonflement du plan d'eau ; le niveau maximal atteint en quelques heures par forte dépression et grosse houle déferlante (4 à 6m) est de + 1,80m el soit 1,46m N.G A.

III.5.2. Houles

Les houles du secteur Nord sont fréquentes toute l'année et donnent naissance à une succession de zones d'érosion et de sédimentation, ces houles sont à l'origine d'une légère résultante de dérive littorale dirigée de l'Est vers l'Ouest.

En été, les houles du Nord-Est ont pour effet la reconstitution des parties de plage érodées hiver. La zone proposée pour le projet est connue pour être agité a très agité en hiver.

III.5.3. Houle au large

Les données de la houle au large sont obtenues par recoupement de plusieurs sources d'informations énumérées ci-après :

- Données de l'U.S. Naval Weather Service Command (S.S.M.O.)
- Données provenant d'observations de l'Institut Néerlandais de Météorologie (K.N.M.I)

- Données à partir des observations locales (sémaphores)
- Données provenant des mesures effectuées au Nouveau port de Skikda (O.N.S.M)
- Données obtenues à partir du Fetch

III.5.3.1. Données de l'US Naval Weather Service Command (S.S.M.O)

Les observations des houles au large (secteur Est), classées par mois et par année, sont consignées dans l'Atlas Océanographique de L'U.S. Naval Weather Service Command.

Les données exploitées représentent un total de 7815 observations effectuées sur la période allant de 1963 à 1970 (voir tableau n°01). Les observations de la houle précisent les éléments suivants :

- Hauteur des houles par direction, suivant la force du vent
- Hauteur des houles, toutes directions confondues, suivant la force du vent
- Hauteur des houles et la période, toutes directions confondues.

Pour le secteur Est, on y constate une bonne régularité des observations au cours des différents mois de l'année. Le nombre total d'observations pour le troisième cas est par ailleurs plus élevé, cela est dû à la présence d'observations de la mer sans faire état de vent.

Tableau III.1. Nombre d'observations d'états de mer Par mois (Source : S.S.M.O Durée : 8 ans (1963 à 1970)

	Observations par direction de vent	Observations toutes directions de vent	Observations avec période de houle
Janvier	684	726	802
Février	629	673	757
Mars	727	769	834
Avril	691	741	817
Mai	665	743	822
Juin	601	661	750
Juillet	601	681	750
Août	675	731	791
Septembre	626	699	786
Octobre	657	716	782
Novembre	643	683	746
Décembre	616	647	703
TOTAL	7815	8470	9340

III.5.3.2. Direction de la houle au large

Les résultats de cette analyse sont donnés dans le **tableau III.2** ci-dessous dans lequel on constate que :

- La répartition des houles sur l'année est assez régulière.
- Les fréquences d'observation sur l'année des houles de directions Ouest, Nord-Ouest et Est sont les plus importantes.
- La direction Ouest est dominante et notamment durant le premier, deuxième et quatrième trimestre.
- Les fortes houles proviennent du secteur Ouest.

Tableau III.2. Fréquences d'observation mensuelles et annuelles par direction au large (01 mois = 100%)

Direction / Mois	W	N.W	N	N.E	E
Janvier	39.0	18.0	14	9.0	20.0
Février	48.9	17.9	10.4	7.5	15.3
Mars	43.4	24.9	10.4	6.7	14.6
Avril	44.4	21.2	7.2	10.0	17.2
Mai	36.6	15.1	9.9	18.4	20.0
Juin	33.6	16.3	11.3	17.1	21.7
Juillet	22.0	18.7	13.4	21.4	24.5
Août	20.0	18.2	13.4	21.4	26.9
Septembre	19.9	17.8	13.5	16.0	32.9
Octobre	38.2	13.9	10.3	13.7	23.9
Novembre	53.2	26.0	5.6	4.7	10.5
Décembre	51.5	25.5	8.9	6.1	8.0
ANNUELLE	**37,60**	**19,50**	**10,70**	**12,60**	**19,60**

III.5.3.3. Relation Amplitude - Période de la houle au large

L'état de la mer est caractérisé par des degrés et des amplitudes de houles correspondantes, mentionné dans le **tableau III.3** ci-dessous :

Tableau III.3. Les caractéristiques de l'état de la mer

Degrés	Amplit*udes*	Appellations
Calme	< 0,25 m	Calme
Degré 0	0,25 à 0.75 m	Ridée ou belle
Degré 1	0,75 à 1,75 m	Modérée
Degré 2	1,75 à 2,75 m	Agitée
Degré 3	2,75 à 3.75 m	Forte
Degré 4	> 3.75 m	Très forte

Les observations du S.S.M.O. font ressortir les fréquences des différents états de mer au large par période indiquées dans le **tableau III.4** ci-après :

Tableau III.4 Fréquences des différents états de la mer au large par période

Etat de la mer	Période de la houle					
Au large (degré)	<6s	6 à 7s	8 à 9s	10 à 11s	12 à 13s	>13 s
Calme	5,10	0,10			-	
0	20,00	1,60	0,20	0.10		-
1	11,80	6,35	1,33	0,30	0,40	-
2	1,50	2,85	1,95	0,55	0,15	0,10
3	0,20	0,60	0,70	0,35	0,15	
4	0,20	0,30	4,23	0,40	0,10	-
Total	**38,80%**	**11,80%**	**4,38%**	**1,70%**	**0,80%**	**0,10%**

On remarque que les houles de degré inférieur ou égal â 2 (amplitudes max = 2,75 m) et ayant des périodes inférieures ou égales à 7s représentent 86% de l'ensemble des résultats. Ceci montre qu'aux houles de petites amplitudes correspondent de petites périodes.

III.5.3.4. Caractéristiques statistiques de la houle au large

Sur la base des données de houles traitées en fonction de la direction, de l'amplitude et de la période. Un calcul de la fréquence d'apparition est effectué pour chaque classe d'amplitude. Les valeurs significatives des amplitudes des houles, en mètre, sont indiquées dans le **tableau III.5** ci-dessous :

Tableau III.5 Statistiques de la houle au large (Source : S.S.M.O, 1963-1970)

Période de retour	N 335° (NW)	N15° (N)	N 25°(NE)	N 70°(E)
Centennale	H = 11.56 m	H = 9.65 m	H = 6.83 m	H = 5.61 m
	T = 15.79 s	T = 14.76 s	T = 12.76 s	T = 11.64 s
Cinquantennale	H =10.71 m	H = 9.06 m	H = 6.35 m	H = 5.24 m
	T = 15.36 s	T = 14.40 s	T = 12.34 s	T = 11.26 s
Vingtennale	H = 9.71 m	H = 8.05 m	H = 5.67 m	H = 4.75 m
	T = 14.80 s	T = 13.72 s	T = 11.70 s	T = 10.71 s
Décennale	H = 8.90 m	H = 7.27 m	H =5.16 m	H = 4.38 m
	T = 14.30 s	T = 13.13 s	T = 11.17 s	T = 10.28 s

Biennale	H = 7.03 m	H = 5.46 m	H = 4.00 m	H = 3.51 m
	T =12.93 s	T = 11.49 s	T = 9.80 s	T = 9.13 s

III.5.3.5. Données provenant des observations de l'Institut Néerlandais de météorologie (K.N.M.I) pour la Méditerranée

Les données proviennent des observations de navires marchands durant les périodes 1961-1970 et 1971-1980. Les statistiques de la houle au large obtenues sont résumées dans le **tableau III.6** ci-après :

Tableau III.6. Amplitudes de la houle au large (Source : O.N.S.M)

Période de retour	**H_s (m)**
Annuelle	5.0
Biannuelle	6.20
Quinquennale	7,0
Décennale	7,60
Vingtennale	8,20
Cinquantennale	8.80
Centennale	9,40

III.5.3.6 Données à partir du fetch.

Une estimation (méthode graphique) des amplitudes et des périodes des houles au large de Skikda peut être faite à partir des caractéristiques des vents générateurs dont le régime est connu, et des longueurs de fetch correspondantes. (**Tableau III.7**).

Tableau III.7. Caractéristiques des vents et les longueurs de fetch

Direction de vent	**NW**	**NNW**	**N**	**NNE**	NE	**ENE**
Fetch (Km)	450	770	730	230	650	730
Limites	Iles Majorque	Côtes de France		Sardaigne	Italie	

Ainsi, les houles de secteurs NNW et N sont certainement plus fortes et peuvent parvenir directement au site sans réduction appréciable de leurs amplitudes. Ceci s'explique par le fetch important dans ces secteurs et la présence fréquente au Golf du Lion de dépressions atmosphériques se déplaçant vers le Sud Est.

III.5.3.7. Synthèse des données de houles au large selon différentes sources

Le **tableau III.8** ci-dessous suivant donne la hauteur significative de la houle au large selon les différentes sources en fonction de la période de retour.

Tableau III.8. Hauteur significative de la houle au large selon les différentes sources

Source / Période de retour	Hauteurs significatives de la houle (H_s en m)		
	S.S.M.O	Sémaphores	O.N.S.M
Annuelle	-	5,60	5,0
Biannuelle	7,85	6,30	6,20
Quinquennale	8,80	7,20	7,0
Décennale	9,50	7,8	7,60
Vingtennale	10,25	8,50	8,20
Cinquantennale	11,30	9,3	8,80
Centennale	12,05	10,0	9,40

III.5.3.8. Marée

Les marées sont faibles, leur amplitude ne dépasse pas 30 à 35 cm. Elles sont demi-diurnes et sont influencées par les effets du vent et de la pression atmosphérique. Le zéro de l'appareil correspond au zéro hydrographique (niveau des plus basses mers situé à 0,34m au-dessous du N.G.A).

III.6. Sédimentologie sous-marine

La sédimentologie est caractérisée par des sables grossiers entre 0 et 15 m, entre 15 et 25 m c'est le domaine des sables fins à moyens, au-delà se sont des vases. Les sédiments sous-marins sont très variés et riches en éléments biogènes.

Entre 0 m et 50 m et en face des plages, on distingue des sables moyens à fins. En face du cap de Fil Fila qui partage les deux plages, et jusqu'à une profondeur de 100 m, on retrouve une grande variété de sédiments constitués de sables fins moyens et surtout de galets et de sédiments calcaires caractérisant une zone d'érosion littorale et sous-marine. En face du cap d'Akmas les sédiments sont aussi plus grossiers se situant sur une pente d'un plateau plus abrupt. Dans la partie Est et au-delà des 50 m, c'est le domaine des vases (au large de l'oued El Kebir). Le long du cap de Fer entre 0m et 100 m, c'est le domaine des sables grossiers et sables moyens biogènes, traduisant le démantèlement des côtes rocheuses et du fond marins par les fortes houles N-W et N.

Notant que la partie centrale de la baie de Skikda et la région du cap de Fer, il y'a apparition du substratum rocheux primaire, démontrant encore une fois que cette région est soumise à un important hydrodynamisme marin qui met à nu les roches les plus anciennes et les plus durs.

III.7. Hydrologie de la zone

La région puise ses ressources en eau des eaux souterraines, des eaux de surface. Une grande partie de ces ressources proviennent des eaux de surface (retenues d'eau, oueds…) (figure

III.7.1. Caractéristiques hydrogéologiques des bassins versants

L'action de la tectonique et de l'érosion a provoqué un morcellement des réservoirs, donnant des aquifères dont la puissance est limitée. De ce fait, leur exploitation intensive pose de réelles difficultés. Sur les flancs nord, la morphologie accidentée avec ses pentes raides favorise, plutôt, le ruissellement au lieu de l'infiltration.

Les différentes formations susceptibles de représenter des aquifères sont :

I. Les formations cristallines : principalement des granites et des microgranites du massif de Collo. Ces formations, grâce à leur réseau de fissuration et aux zones d'altération, sont parfois, le siège d'importantes sources. Leurs eaux sont faiblement minéralisées.
II. Les formations carbonatées : les formations les plus importantes se trouvent dans la région des Toumiat. Son réseau karstique est assez important.
III. Les formations alluvionnaires : il s'agit, principalement, de nappes alluvionnaires côtières, en relation avec les cours d'eau ainsi que les dépressions intra- montagneuses à remplissage alluvionnaire.

Les principaux aquifères situés dans la région de Skikda se trouvent dans les formations récentes des plaines alluviales côtières et intra-montagneuses. La plaine de Telezza constitue le principal aquifère de la région de Collo, l'oued Saf-Saf pour la région de Skikda et Guerbes pour celle de Ben Azzouz.



Figure III.5. Carte de situation et extension des aquifères

Ces aquifères côtiers sont soumis à une très forte pression hydraulique du fait de leur surexploitation. Les pompages excessifs au cours de ces dernières années ont provoqué un abaissement significatif des niveaux des nappes, en modifiant, dans certains secteurs, le transport normal de sels vers la mer et en inversant le gradient d'écoulement souterrain. Malgré l'importance du nombre de forages, les réserves en eau souterraine s'avèrent insuffisantes pour assurer les besoins toujours grandissants.

III.8. Données géologiques

III.8.1. Géologie de la région

Les formations géologiques de la région d'étude appartiennent au domaine du tell septentrional. On y distingue les terrains sédimentaires, métamorphiques et les roches ignées. Du fait de son ancienneté et de son histoire géologique, la Wilaya de SKIKDA est depuis le paléozoïque soumise à de fortes contraintes tectoniques.

L'édifice structural de cette région est caractérisé par un empilement de nappes de charriage (voir **figure III.6**). En effet, le socle, les formations appartenant au domaine des flysch, la dorsale calcaire kabyle ainsi que l'ensemble numidien se trouvent tous aujourd'hui en position allochtone.

Les limites de charriages (fronts de charriages) représentent de véritables discontinuités géologiques. Ces discontinuités forment de véritables zones de faiblesses.

Du fait de leur nature rigide les roches cristallophylliennes appartenant au socle se distinguent essentiellement par des déformations cassantes (voir **figure III.6**).

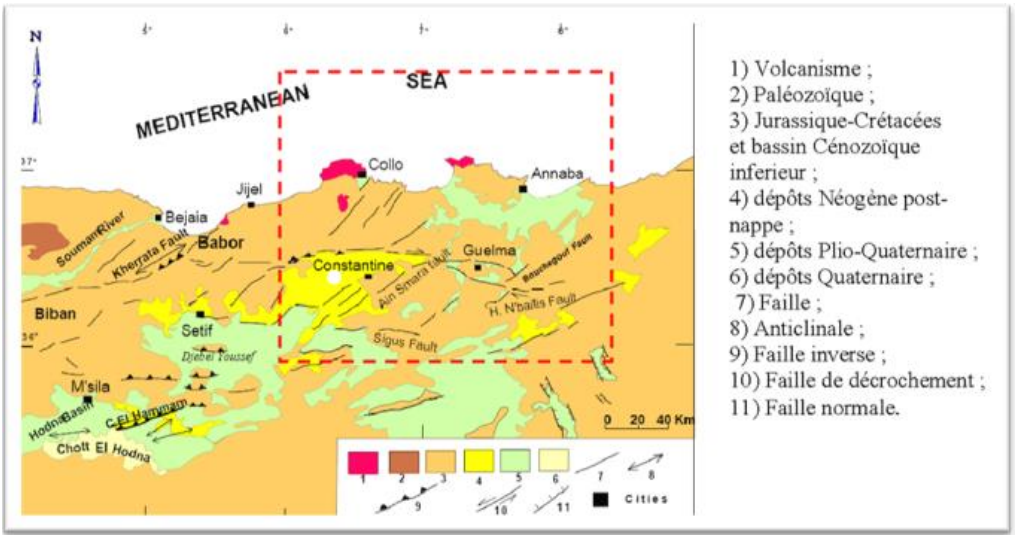


Figure III.6. Carte géologique du Nord-Est Algérien

III.8.2. Géomorphologie de la zone d'étude

Les chaînes du tell et le massif de Collo jusqu'à Stora, avancent très près de la mer qu'ils bordent souvent en falaises à pic-nez laissant que rarement des espaces plats et sableux sur la côte. Les plus importants de ces derniers sont formés aux embouchures d'oued tel est le cas de la plage de la baie de Collo formée à l'embouchure de l'Oued GUEBLI.

Ces massifs atteignant 1183m d'altitude à Djbel Goufi, sont en grande partie couverts de forêts de pins maritimes et de chênes qui ont été malheureusement ravagées par de grands incendies de forêts et qui demandent donc un programme de reboisement assez conséquent.

Les oueds qui s'écoulent vers la mer dans tous les sens géographiquement ; et entaillent cette topographie montagneuse. Le plus important d'entre eux, oued el Guebli qui possède une vallée relativement large.

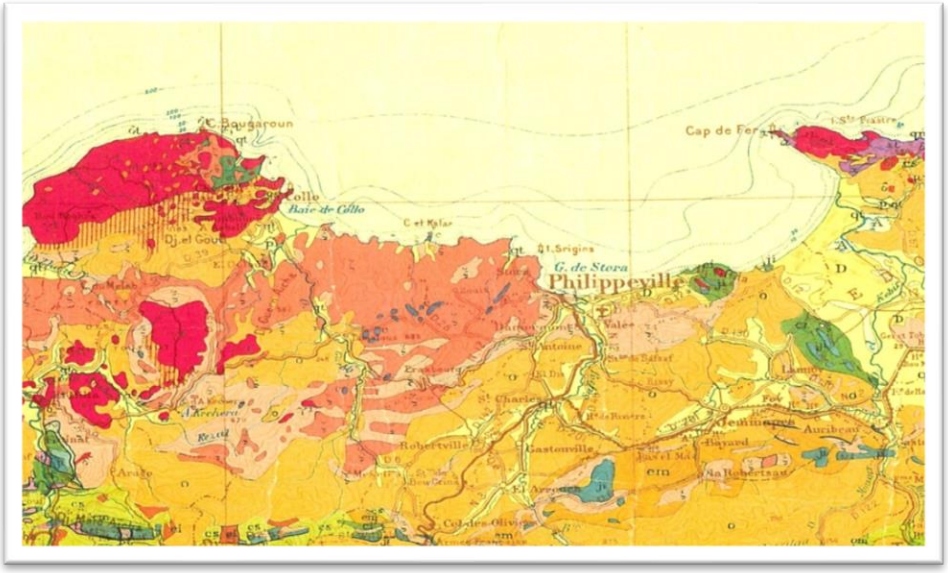


Figure III.7. Carte des reliefs de Collo

III.9. Données relatives aux besoins du projet

III.9.1. Caractéristiques de la flottille

D'après (l'Envoi N°13255 / ع أ م / ب م /2017 du 26 septembre 2017), les besoins en termes de flottille à injecter est (environ 100 unités).

En absence de données concernant la taille de la flottille, il convient de réserver 80% des places de port aux petites unités (moins de 10 m) et 20% aux grandes unités (jusqu'à 25m). Aussi, la pêche plaisancière pour être intégrée dans cette gamme d'unités, généralement leur longueur dépasse rarement les 6 m. et ne génèrent pas d'activité spécifique liée à la pêche susceptible d'altérer la vocation du port dédié à la plaisance.

Tableau III.9. Catégories de la flottille

Catégorie	Longueur	%	Nombre
I	L ≤ à 10 m	80 %	80 U
II	10 m < L ≤ 14 m	10%	10 U
III	14 m < L ≤ 18 m	5 %	5 U
IV	18 m < L ≤ 22m	3%	3 U
V	L > 22 m	2 %	2 U
Total		100 %	**100 U**

Tableau III.10. Caractéristiques de la flotte

Type	Longueur (m)	Largeur (m)	Tirant d'eau (m)
1	8	3.1	1.5
2	10	3.6	1.5
3	12	4.4	2.5
4	15	5	2.5
5	18	5.6	3.5
6	20	6	3.5
7	25	6.9	3.5

Tableau III.11. Linéaire des ouvrages d'accostage

Longueur (m)	Nombre	Taux de participation (m)	Besoins d'accostage (m)	Linéaire d'accostage (m)
8	40	40%	4	160
10	40	40%	4.6	184
12	10	10%	5.4	54
15	3	3%	6	18
18	2	2%	6.6	13.2
20	3	3%	21	63
25	2	2%	26	52
				493m

III.10. Etude de la réfraction de la houle

Connaissant la climatologie au large, il est possible d'établir une statistique de la houle au large. Cette statistique est ensuite propagée vers la côte en utilisant des fonctions de transfert calculées suivant la bathymétrie représentée suffisamment au large, dans les fonds où les houles ne sont pas réfractées. Le coefficient de réfraction est défini de la manière suivante :

$$K_r = \frac{Hs\ locale}{Hs\ large}$$

Avec :

- Hs locale : hauteur significative au point considéré.
- Hs large : hauteur significative au large.

Les calculs de la réfraction de la houle entre le large et la côte sont effectués par le modèle numérique SWAN (Simulating Waves Nearshore) développé par l'université de DELFT pour différentes conditions de houle au large (hauteur, période et direction). Le logiciel modélise la propagation de la houle en prenant notamment en compte les phénomènes de :

- Réfraction, sur les fonds et autour des ouvrages.
- Frottement sur le fond.
- Déferlement.

III.10.1 Données de base

III.10.1.1. Données bathymétriques

La bathymétrie utilisée pour cette étude de réfraction est celle issue de la digitalisation de la carte SHOM intitulée « Carte particulière de la côte Septentrionale d'Afrique - Partie comprise entre le Cap Bougaroni et le Cap Axin - Echelle : 1/ 100 360 » ainsi que celle issue de la campagne de reconnaissances sur site réalisée au mois de Juillet de l'année 2018 par l'équipe du LEM dans le cadre de cette étude.

III.10.1.2. Données de houles au large

Les données utilisées pour l'étude de la réfraction sont issues du Summury of Synoptic Meteorological Observations (SSMO) qui consistent en des observations de navire sur la période de 1963 à 1970. Un traitement statistique de ces données a permis de déterminer les fréquences d'apparition de houle par direction et par période Afin d'optimiser les calculs sur le modèle SWAN, Le calcul d'une houle équivalente par période et par direction a été effectué.

Cette houle correspond à la moyenne des amplitudes significatives pour une période donnée, choisie en fonction de la répartition des probabilités de dépassement d'une houle d'amplitude donnée. Il est à noter que les houles de fortes amplitudes (>10 s) ont une probabilité d'apparition relativement faible. Les périodes de houle considérées dans le cadre de cette étude sont : 6, 8 et 10 secondes.

Ci-après sont présentés les tableaux portant sur les conditions de houles retenues après calculs des houles équivalentes pour les trois périodes et les quatre directions de provenance retenues.

Tableau III.12 Houle équivalente

	Direction houle au large			
Période	**N 335° (NW)**	**N15° (N)**	**N 25°(NE)**	**N 70°(E)**
6 s	1.18	1.03	0.99	1.03
8 s	2.76	2.52	2.63	2.60
10 s	5.46	6.40	5.05	-

Les résultats des calculs de la réfraction des houles équivalentes seront utilisés pour la détermination de la capacité de transport.

Pour le pré dimensionnement de l'ouvrage envisagé, les houles retenues sont celles de la houle Centennale présentant les caractéristiques suivantes :

Tableau III.13 Caractéristiques de la houle centennale

Période de retour	**N 335 °**	**N 15 °**	**N 25 °**	**N 70 °**
Centennale	H = 11.56 m	H = 9.65 m	H = 6.83 m	H = 5.61 m
	T = 15.79 s	T = 14.76 s	T = 12.76 s	T = 11.64 s

III.10.1.3. Choix du secteur angulaire

Le secteur angulaire considéré correspond aux limites naturelles imposé d'une part, par la configuration géographique du site d'étude, et d'autre part, par le secteur d'intérêt des houles du large.

Au total quatre (04) directions ont été retenues en tenant compte des tableaux de fréquence par direction des houles au large ainsi que l'incidence de ces houles par rapport à la zone d'étude.

- Une direction approximativement perpendiculaire à la côte pour mesurer les effets d'une houle frontale (N 70°)
- Trois directions de houle à incidence oblique (N 335°, N 15 °, N 25°).

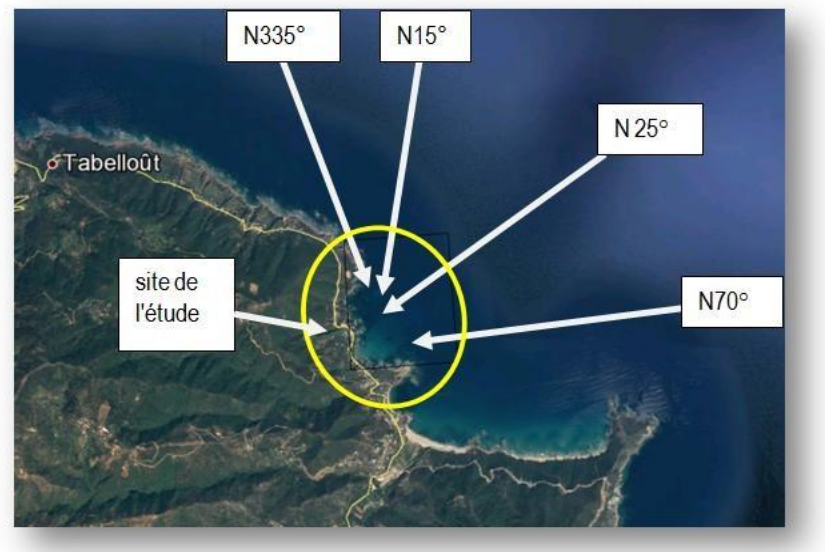


Figure III.8 Image satellitaire montrant les houles pouvant atteindre le site d'étude

III.10.2. Résultats

Les résultats de l'étude de propagation de la houle sont illustrés par :

- Les épures de réfraction qui montrent qualitativement comment la hauteur de houle et sa direction changent au cours de la propagation de la houle.
- La détermination quantitative des conditions de la houle en quelques points, qui permet l'établissement de la statistique locale de la houle à cette profondeur.

Le coefficient de réfraction (Kr) a été calculé pour chaque direction retenue à la profondeur de 1, 3, 5, 7, 8,9 ,10,15 et 20 m.

Tableau III.14 Résultats du calcul des houles équivalentes

Direction en degré	Période (s)	Amplitude de la houle au large Hs (m)	Amplitude de la houle (m) à – 10 m	Coefficient de réfraction (kr) à - 10 m	Angle d'arrivée (°)
N 335 °	6	1.18	0.52	0.44	4
	8	2.76	1.29	0.47	19
	10	5.46	2.96	0.54	27
N 15 °	6	1.03	0.86	0.83	25
	8	2.52	2.05	0.81	33
	10	6.40	5.13	0.80	40.50

N 25 °	6	0.99	0.87	0.87	32.09
	8	2.63	2.25	0.86	38.65
	10	5.05	4.43	0.88	45
N 70 °	6	1.03	0.93	0.90	68.55
	8	2.60	2.23	0.86	68.28
	10	-	-	-	-

Les résultats obtenus de l'étude de réfraction révèlent ce qui suit :

Les houles de direction **Nord-Ouest (N 335°)** se caractérisent par leur faible valeur du coefficient de réfraction qui désigne le rapport entre la hauteur de la houle au point considéré et la hauteur de la houle au large. Ces valeurs sont comprises entre 0.44 et 0.54. Ces houles perdent entre 56 % et 46 % de leur énergie du large.

Les houles appartenant au secteur **Nord à Est (N 15°, N 25°, et N 70°)** montrent des valeurs importantes du coefficient de réfraction (Kr) ; celles-ci se situent entre 0.80 et 0.90. Les houles appartenant à ce secteur gardent le maximum de leur énergie du large et ne perdent que 10 % à 20 % de leur énergie de départ.

Tableau III.15 Caractéristiques de la houle Centennale pour les différentes profondeurs

		Période de retour		Profondeur (m)				
Direction	H. large (m)	Centennale (100 ans)		**1**	**3**	**5**	**7**	**8**
N 335°	**11.65**		Hp	2.00	3.58	4.99	6.05	6.43
			Kr	0.17	0.31	0.43	0.52	0.56
N 15 °	**9.65**		Hp	1.86	3.41	4.65	5.76	6.08
			Kr	0.19	0.35	0.48	0.60	0.63
N 25°	**6.83**		Hp	1.64	3.06	4.09	5.00	5.26
			Kr	0.24	0.45	0.60	0.73	0.77
N 70°	**5.61**		Hp	1.57	2.83	3.60	4.21	4.33
			Kr	0.28	0.50	0.64	0.75	0.77

		Période de retour		Profondeur (m)			
Direction	H. large (m)	Centennale (100 ans)		**9**	**10**	**15**	**20**
N 335°	**11.65**		Hp	6.91	7.61	8.66	9.20
			Kr	0.60	0.66	0.75	0.80
N 15 °	**9.65**		Hp	6.51	6.99	8.50	9.30
			Kr	0.67	0.72	0.88	0.96
N 25°	**6.83**		Hp	5.55	5.81	6.47	6.60
			Kr	0.81	0.85	0.95	0.97
N 70°	**5.61**		Hp	4.43	4.36	4.66	4.70
			Kr	0.79	0.78	0.83	0.84

Il ressort à partir du calcul que les houles des quatre directions se réfractent lors de leur propagation. La valeur du coefficient de réfraction (Kr) à 5 m de profondeur est estimée à 0.43 pour les houles de direction N 335° ; Ces houles perdent 57 % de leur énergie du large. Néanmoins, ces houles restent les plus importantes en termes de hauteur par comparaison aux houles des autres directions considérées.

Chapitre IV Présentation des variantes d’aménagement

IV.1. Introduction

L'aménagement consiste à concevoir un port de plaisance avec une capacité d'accueil de 100 navires, et cela avec tous les services considérés comme essentiels pour le bon fonctionnement du projet et les activités portuaires de plaisance. A cet effet trois (03) variantes d'aménagement du port ont été établies.

Ce chapitre présente les 3 variantes ainsi que leur étude sur modèle numérique. **(Voir Annexes liées au chapitre IV)**

IV.2. Description des variantes d'aménagement

IV.2.1 Variante d'aménagement N°1

La variante d'aménagement N° 1 comprend :

- Une jetée principale de longueur d'environ 400 ml fondée à des profondeurs variantes entre 0 et -11 m.
- Une jetée secondaire de longueur d'environ 285 ml fondée à des profondeurs variantes entre 0 et -7 m.
- Un épi de longueur d'environ 54 ml fondée à des profondeurs variantes entre -9 et -8 m.
- Trois appontements de 80 ml.
- Un linéaire de Quai 673ml.
- Une cale de halage de 40 x 15 m pour la mise à sec embarcations.
- Un terre-plein ayant une superficie totale 6.50 Ha.
- La surface totale du plan d'eau est d'environ 6.35 Ha.
- La passe d'entrée est orientée vers le Sud-Est d'une largeur d'environ 48 m.

IV.2.2. Variante d'aménagement N°2

La variante d'aménagement N° 2 comprend :

- Une jetée principale de longueur d'environ 566 ml fondée à des profondeurs variantes entre 0 et -13 m.
- Une jetée secondaire de longueur d'environ 327 ml fondée à des profondeurs variantes entre 0 et -7 m.
- Une protection intérieure en enrochements de longueur d'environ 86 ml fondée à des profondeurs variantes entre -9 et -8 m.
- Trois appontements de 80 ml.
- Un linéaire de Quai de 761ml.
- Une cale de halage de 40 x 15 m pour la mise à sec embarcations.
- Un terre-plein ayant une superficie totale 6.75 Ha.
- La surface totale du plan d'eau est d'environ 6.65 Ha.
- La passe d'entrée est orientée vers le Sud-Est d'une largeur d'environ 45 m.

IV.2.3. Variante d'aménagement N°3

La variante d'aménagement N° 3 comprend :

- Une jetée principale de longueur d'environ 437 ml fondée à des profondeurs variantes entre 0 et -10 m
- Une jetée secondaire de longueur d'environ 272 ml fondée à des profondeurs variantes entre 0 et -6 m
- Une protection intérieure en enrochements de longueur d'environ 110ml fondée à des profondeurs variantes entre -7m
- Trois appontements de 80 ml
- Un linéaire d'accostage Quai de 460 ml,
- Une cale de halage de 40 x 15 m pour la mise à sec embarcations,
- Un terre-plein ayant une superficie totale 6.30 Ha
- La surface totale du plan d'eau est d'environ 6.20 Ha
- La passe d'entrée est orientée vers le Sud-Est d'une largeur d'environ 50 m

IV.3. Étude sédimentologique en modèle numérique

IV.3.1. Introduction

La présente étude en modèle numérique sédimentologique rend compte des résultats de modélisation numérique bidimensionnelle effectuée avec la suite logicielle de Mike 21 en vue de définir les conditions hydrosédimentaires de la zone d'étude avant et après la mise en place du port de plaisance selon les différentes variantes d'aménagement projetées. Le but de cette modélisation numérique est de voir l'impact de la mise en place de ce port sur son environnement immédiat, d'examiner et d'analyser les risques d'ensablement de ce dernier suivant chacune des variantes considérées

IV.3.2. Analyse des résultats des simulations numériques

IV.3.2.1. Variante 01

La zone d'étude est sujette à un transport sédimentaire important longeant la jetée secondaire du port dans le sens Sud-Est Nord-Ouest dans les conditions des houles de direction N70°. Ceci ne devrait pas affecter le port projeté vu l'implantation de la passe d'entrée par des profondeurs de 10m et vu que le courant prend naissance au niveau du Cap (zone rocheuse).

Un calcul de volume de sédiments pouvant se déposer au niveau de la passe d'entrée du port de plaisance projeté a été établi avec le module ST de Mike 21. L'épaisseur des sédiments pouvant s'y déposer est très faible, et est de l'ordre de 5 mm / an.

IV.3.2.2. Variante 02

Sur le plan sédimentologique la zone d'étude est sujette à un transport sédimentaire important longeant la jetée secondaire du port dans le sens Sud-Est Nord-Ouest surtout dans les conditions des houles de direction N70°. Comme pour la variante 01, ceci ne devrait pas affecter le port projeté vu l'implantation de la passe d'entrée par des profondeurs de 10m et vu la présence du courant tourbillonnaire entre le Cap (zone rocheuse) et la passe d'entrée du port, synonyme d'une forte agitation qui n'est pas favorable au dépôt des sédiments.

Un calcul de volume de sédiments pouvant se déposer au niveau de la passe d'entrée du port de plaisance projeté a été établi avec le module ST de Mike 21. L'épaisseur des sédiments pouvant s'y déposer est quasiment nulle, et est de l'ordre de 0.3 mm / an.

IV.3.2.3. Variante 03

Sur le plan sédimentologique la zone d'étude est sujette à un transport sédimentaire important longeant la jetée secondaire du port dans le sens Sud-est Nord-Ouest dans les conditions des houles de direction N70°. Comme pour les variantes 01et 02, ceci ne devrait pas affecter le port projeté vu l'implantation de la passe d'entrée par des profondeurs de 10m et vu la présence du courant tourbillonnaire entre le Cap (zone rocheuse) et la passe d'entrée du port, synonyme d'une forte agitation qui n'est pas favorable au dépôt des sédiments.

Un calcul de volume de sédiments pouvant se déposer au niveau de la passe d'entrée du port de plaisance projeté a été établi avec le module ST de Mike 21. L'épaisseur des sédiments pouvant s'y déposer est quasiment nulle, et est de l'ordre de 0.8 mm / an.

IV.3.3 Conclusion

La mise en place du port projeté quel que soit la variante d'aménagement considérée, indiquent qu'il y a modification des paramètres physiques du site. Cette modification porte sur la réorientation des courants et la formation de courants tourbillonnaire à proximité de la future passe d'entrée du port. Ces modifications dans le sens de l'écoulement des courants sont sans conséquences néfastes sur le port projeté quel que soit la variante considérée et ce en raison de son implantation par des profondeurs de 10m, de la nature rocheuse du site ainsi que de l'absence d'oued transportant les sédiments vers la mer.

IV.4. Étude d'agitation sur modèle numérique

IV.4.1. Introduction

La présente étude rend compte des travaux de modélisation numérique effectués en vue de définir les conditions d'agitation de la houle au niveau des quais et appontements selon les différentes variantes d'aménagement projetées.

L'agitation de houle dans les ports est basée sur un grand nombre d'hypothèses sur le fluide afin de faciliter la modélisation sur des domaines de calcul qui restent grands (de l'ordre du kilomètre carré). Les hypothèses les plus souvent retenues sont les suivantes :

- Le fluide est parfait, incompressible et irrotationnel.
- Les sollicitations atmosphériques à la surface libre (gradient de pression et vent) sont négligées
- Le fond est fixe et imperméable
- La hauteur de la houle est faible à la fois par rapport à sa longueur d'onde et à la profondeur
- La théorie spectrale de la houle est applicable de telle sorte que le problème peut se ramener à des calculs de houle monochromatique.
- L'hypothèse de pente douce est appliquée afin de négliger les ondes dites évanescentes

IV.4.2. Définition des agitations admissibles

Il est très difficile de définir dans l'absolu des valeurs d'agitations admissibles pour deux raisons :

- Le comportement d'un navire soumis à la houle résiduelle dépend de nombreux facteurs: dimensions, chargements, longueur d'onde, période propre de roulis, tangage, ... etc.
- La complexité des états de mers réels à l'intérieur d'un port résulte de l'interférence entre les multiples ondes. Ces aspects irréguliers de l'agitation influx sur les mouvements du navire.

Le critère de confort de 30cm en occurrence annuelle est considéré comme un standard de confort selon le guide des pontons de plaisance, édité par le Secrétariat d'Etat à la Mer suivant le Conseil Supérieur de la Navigation de Plaisance et des Sports Nautiques. La Commission Scientifique et Technique du ministère français de l'équipement mentionne jusqu'à 40cm admissible. Elle conclut sur des agitations résiduelles de 20cm à 30cm synonymes de confort, allant jusqu'à 60cm en termes de sécurité.

Le critère de sécurité de 60cm est recommandé par les standards Nord-Américains en occurrence cinquantennale. De telles valeurs peuvent en effet être acceptables même pour les petits navires, en particulier si elles correspondent à des ondes relativement longues devant la taille des navires.

On retiendra en conclusion les critères suivants pour un port de plaisance :

Tableau IV.1 limites d'agitation admissibles pour un port de plaisance

Occurrence	**Limite d'agitation admissible**	**Notion de**
Annuelle	0.3m	Confort
Décennale	0.4 à 0.5m	Sécurité
Cinquantennale	0.6m	Sécurité pour navires <20m

Compte tenu des limites d'agitation admissibles définies ci-dessus, nous allons dans notre cas adopté la valeur de 0.3 pour la notion de confort pour les houles annuelles et 0.5 pour la notion de sécurité pour les houles décennales afin de garantir le confort et la sécurité des navires lors de l'accostage et leur séjour à quai dans le port de plaisance projeté.

IV.4.3. Présentation des résultats des simulations

IV.4.3.1. Variante 01

Les houles annuelles

Les résultats de l'agitation du port de plaisance projeté dans sa variante 01 pour les houles annuelles sont satisfaisants. L'agitation à l'intérieur du port oscille entre 0.1 et 0.3m, des valeurs conformes au standard de confort selon le guide des pontons de plaisance.

Les houles décennales

Les résultats de l'agitation du port de plaisance projeté dans sa variante 01 pour les houles décennales ne sont pas satisfaisants .L'agitation à l'intérieur du port oscille entre 0.1 et 0.4m pour la partie sud du port alors que dans la partie Nord on notera des pics d'agitation de

1.25m au niveau du quai faisant face à la passe d'entrée du port alors que les valeurs admises en terme de sécurité pour les houles décennales (houles exceptionnelles) ne doivent pas dépasser les 0.5m selon le critère de sécurité du guide des pontons de plaisance.

Afin d'atténuer l'agitation élevée au niveau du quai faisant face à la passe d'entrée du port dans sa variante 01, une optimisation est nécessaire par la mise en place d'un contre épi de 50 ml et remplacer des quais en blocs faisant face à la passe d'entrée par des quais ouverts à talus.

IV.4.3.2. Variante 02

Les houles annuelles

Les résultats de l'agitation du port de plaisance projeté dans sa variante 02 pour les houles annuelles sont comme pour la variante 01 satisfaisants. L'agitation à l'intérieur du port oscille entre 0.1 et 0.2m des valeurs conformes au standard de confort selon le guide des pontons de plaisance.

Les houles décennales

Les résultats de l'agitation du port de plaisance projeté dans sa variante 02 pour les houles décennales sont également satisfaisants. L'agitation à l'intérieur du port oscille entre 0.3 et 0.4m des valeurs conformes au critère de sécurité pour les houles d'occurrence décennale selon le guide des pontons de plaisance.

IV.4.3.3. Variante 03

Les houles annuelles

Les résultats de l'agitation du port de plaisance projeté dans sa variante 03 pour les houles annuelles sont comme pour les variantes 01 et 02 satisfaisants. L'agitation à l'intérieur du port est de l'ordre de 0.1m, des valeurs conformes au standard de confort pour les houles d'occurrence annuelle selon le guide des pontons de plaisance.

Les houles décennales

Les résultats de l'agitation du port de plaisance projeté dans sa variante 03 pour les houles décennales sont comme pour la variante 02 également satisfaisants. L'agitation à l'intérieur du port oscille entre 0.3 et 0.5m. Des valeurs conformes au critère de sécurité pour les houles d'occurrence décennale selon le guide des pontons de plaisance.

IV.4.4. Conclusion

Les résultats de cette étude d'agitation sur modèle numériques montrent que :

- Les trois variantes considérées font ressortir des agitations résiduelles faibles au niveau des bassins, des quais et des appontements, l'agitation résiduelle n'excédant pas les 0.3m pour les houles d'occurrence annuelle. Ces valeurs restent convenables au regard des standard de confort conventionnellement admis.
- Les variantes 02 et 03 considérées font ressortir des agitations résiduelles acceptables en termes de critère de sécurité au niveau des quais et appontements de l'ordre de 0.3 à 0.5 pour les houles d'occurrence décennale.
- La variante 01 fait ressortir des agitations résiduelles élevées au niveau du quai faisant face à la passe d'entrée où l'on peut noter des pics dépassant 1m dépassant largement critère de sécurité pour les houles d'occurrence décennale.

- L'optimisation de la variante 01 par la substitution du quai en blocs par un quai ouvert à talus a atténué globalement et de manière significative l'agitation résiduelle à l'intérieur du port

IV.5. Estimation du cout de réalisation des variantes d'aménagement

Sur la base des prix unitaires pratiqués par les entreprises et les avant-métrés des ouvrages,une estimation des coûts de construction des variantes d'aménagement proposées au niveau du site et qui est donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2 Devis estimatif des couts de réalisation des 3 variantes

Désignation	Variante 01	Variante 02	Variante 03
Jetée principale	3 424 166 000,00	4 525 817 000,00	3 704 154 000,00
Jetée secondaire	1 914 556 000,00	1 662 518 000,00	1 508 603 000,00
Terre-pleins	938 320 000,00	1 019 380 000,00	944 660 000,00
Dragage	45 000 000,00	52 400 000,00	133 000 000,00
Déroctage	50 800 000,00	50 800 000,00	34 240 000,00
Remblais (quai + app)	5 000 000,00	17 320 000,00	126 000 000,00
Revêtement	325 000 000,00	337 500 000,00	325 000 000,00
Quais sur blocs	416 690 000,00	651 054 000,00	372 469 000,00
Quais en L	476 953 000,00	779 160 000,00	421 693 000,00
Appontements sur pile	148 824 000,00	153 704 000,00	148 824 000,00
Cale de halage	24 000 000,00	24 000 000,00	24 000 000,00
Réseaux divers	190 000 000,00	190 000 000,00	190 000 000,00
Mur de soutènement Falaise	192 400 000,00	200 200 000,00	192 400 000,00
Protection route	26 000 000,00	26 000 000,00	26 000 000,00
Route d'accès	95 850 000,00	95 850 000,00	95 850 000,00
Aménagement paysager	300 000 000,00	300 000 000,00	300 000 000,00
Total 1 quai en blocs + appontement sur pile	8 091 606 000,00	9 289 223 000,00	7 999 200 000,00
Installation chantier	810 000 000,00	930 000 000,00	800 000 000,00
Total 2 (DA-HT) = Total 1 +Ins chant	**8 901 606 000,00**	**10 219 223 000,00**	**8 799 200 000,00**
TVA (19%)	**1 691 305 140,00**	**1 941 652 370,00**	**1 671 848 000,00**
Total 3 (DA-TTC) = Total 2+ TVA	**10 592 911 140,00**	**12 160 875 370,00**	**10 471 048 000,00**

IV.6. Analyse multicritères et choix de la variante

En utilisant les données des études sédimentologiques, de l'analyse des conditions de turbulence et de l'évaluation des coûts impliqués dans chaque variante, il est possible de comparer les trois options et de déterminer la plus avantageuse pour notre projet.

Une analyse multicritère a été établie afin de déterminer les avantages et les inconvénients de chacune des variantes étudiées selon les critères considérés suivants :

- Conditions d'approche et passe d'entrée
- Niveau d'agitation résiduelle
- Flexibilité en termes d'accueil d'embarcations de différentes tailles
- Impact sédimentologique
- Conditions d'accès au port
- Profondeur d'implantation
- Surface des terre-pleins
- Superficie du plan d'eau (bassin)
- Impact sur le milieu physique
- Dragage et déroctage (volume)
- Délai de réalisation des ouvrages de protection
- Coûts de construction

Une synthèse de ces impacts négatifs et positifs de ces trois variantes est donnée dans le tableau présenté ci-après. Les notations A, B, C sont attribuées à chacun des critères cités ci-dessus. Ces notations correspondent aux qualifications suivantes :

A : cas favorable (10 points)

B : cas peu favorable (7 points)

C : cas défavorable (2 points)

La notation totale est sur 120 points.

Les notations A, B et C sont attribuées à chacun des critères cités ci-dessous. Ces notations correspondent respectivement aux qualifications : cas favorable, cas peu favorable et cas défavorable.

Tableau IV.3 Analyse multicritères des variantes

Variantes / Critères	Variante 01	Variante 02	Variante 03
Conditions d'approche et passe d'entrée	B	A	A
Niveau d'agitation résiduelle	B	A	A
Flexibilité en termes d'accueil d'embarcations de différentes tailles	A	B	C
Impact sédimentologique	B	A	A
Conditions d'accès au port	A	B	B
Profondeur d'implantation	B	C	A
Surface des Terre-pleins	B	A	A
Superficie du Plan d'eau (Bassin)	B	A	C
Impact sur le milieu physique	A	A	A
Dragage et déroctage (volume)	A	B	C
Délai de réalisation des ouvrages de protection	B	C	A
Coûts de construction	A	B	A
Notation globale reçue	**5A+7B**	**6A+4B+2C**	**8A+B+3C**
	99/120	**92/120**	**93/120**

IV.7. Conclusion

Chaque variante d'aménagement proposé présente des avantages et des inconvénients.

- Selon les résultats obtenus dans l'étude d'agitation sur modèle numérique, les variantes 02 et 03 considérées font ressortir des agitations résiduelles acceptables en termes de critère de sécurité, la variante 01 fait ressortir des agitations résiduelles élevées au niveau du quai faisant face à la passe d'entrée, l'optimisation de la variante 01 par la substitution du quai en blocs par un quai ouvert à talus est nécessaire.
- Selon les résultats obtenus pour le transit sédimentaire en Mike 21, les sédiments qui peuvent s'y déposer à la passe d'entrée du port sont quasiment nul pour la variante 2 et 3 et quant à la variante 1 ils sont très faible.
- Le coût de réalisation de la variante 02 est plus cher par rapport à celui des autres variantes.

A la lumière de l'analyse multicritères, il ressort que la variante 1 se distingue favorablement devant les variantes 2 et 3.

Chapitre V Dimensionnement des ouvrages extérieurs

V.1. Introduction

Les ouvrages de protection contre la houle sont les ouvrages qui permettent de protéger un port ou une partie d'un port (plan d'eau, terre-plein) contre les actions de la houle (attaque directe, franchissements, submersion, érosion...).

V.2. Choix de la structure

Le type de structure dépend de plusieurs facteurs dont le coût, la constructibilité, la disponibilité des matériaux ainsi que les choix du maître de l'ouvrage. Pour notre cas Les ouvrages de protection envisagés sont des digues à talus avec un couronnement en béton armé et ce pour répondre aux critères liés à l'adaptation de la structure aux faibles profondeurs et aux fortes houles.

V.3. Méthode de dimensionnement

V.3.1. Dimensionnement de la carapace

Poids des blocs

Beaucoup de formules empiriques ont été développées en fonction de la stabilité de l'ouvrage depuis 70 ans. Nous choisissons d'utiliser l'approche d'Hudson (1959). Son domaine de validité est adapté à notre étude, puisqu'en effet elle peut être utilisée en eau profonde comme peu profonde et pour une houle déferlante ou non. Nous nous trouvons dans un cas intermédiaire : eau semi profonde et houle plutôt non déferlante.

$$W = \frac{1}{K_D} \cdot \frac{\gamma}{\left(\frac{Y_s}{Y_0} - 1\right)^3} \cdot \frac{H^3}{\cot \alpha}$$

W : poids unitaire des blocs de la carapace en tonne
γ_s : densité du matériau constitutif du bloc en t/m^3
γ_0 : densité de l'eau de mer égale à 1.026 t/ m^3
H : hauteur de la houle de projet en m
α : angle du talus d'enrochement par rapport à l'horizontale
K_D : coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON

Epaisseur de la carapace

Les BCR sont disposés en deux couches

$$E = n \,.\, K_\Delta . (\frac{W}{\gamma_s})^{\frac{1}{3}}$$

E : épaisseur de la carapace
n : nombre de couches (= 2)
K_Δ : coefficient de couche (= 1.02)
γ_s: densité du matériau
W : le poids des blocs de carapace

V.3.2. Dimensionnement du noyau

Poids du noyau

$$W_3 = \frac{W}{4000}$$
$$0.3W_3 < W_3 < 1.7W_3$$

V.3.3. Dimensionnement de la butée

Poids de la butée

$$W = \frac{0.1}{K_D} \cdot \frac{\gamma_s}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1\right)^3} \cdot \frac{H^3}{\cot \alpha} \cdot \frac{H}{h}$$

W : la limite inférieure de la catégorie d'enrochements à employer.
γ_s : densité du matériau constitutif du bloc en $\mathrm{t/m^3}$
γ_0 : densité de l'eau de mer égale à $1.03\mathrm{t/m^3}$
H : hauteur de la houle de projet en m
α : angle du talus d'enrochement par rapport à l'horizontale
K_D : coefficient de stabilité adimensionnel de HUDSON (enrochement naturel)
h : la côte d'utilisation de l'enrochement calculé ; par rapport au niveau de repos (1.3H)

L'épaisseur de la butée

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

E : épaisseur de la butée
n : nombre de couches
K_Δ : coefficient de couche
γ_s : densité du matériau
W : le poids de la butée

La largeur de la butée

Dans le cas des digues à talus, la largeur de butée de pied B_t, doit en règle générale permettre le placement d'au moins trois blocs.

Pour une profondeur en pied d'environ 11m on a les données d'entrées ci-après :

- Hs (Po1) : = 8,10m
- ρ_s : 2.4 t/m^3
- ρ_w : 1028 t/m^3
- α : 3/2
- K_D : 7 (houle déferlante)

V.4. Résultats

V.4.1. Jetée principale

Profil courant

Tableau V.1 Caractéristiques des constituants du profil courant A

	Résultats	
Noyau	Poids	0 à 200 Kg
Carapace	Poids	50 t
	Epaisseur	5,60 m
Butée	Poids	3 à 6 t
	Epaisseur	2.70 m
Une première couche de transition	Poids	200 à 500 Kg du coté extérieur 1 à 3 t du coté intérieur
	Epaisseur	1,15 m
Une deuxième couche de transition	Poids	3 à 6 t
	Epaisseur	2,70 m

Profil musoir

Tableau V.2 Caractéristiques des constituants du profil musoir A

	Résultats	
Noyau	Poids	0 à 200 Kg
Carapace	Poids	65 t
	Epaisseur	6,15 m
Butée	Poids	3 à 6 t
	Epaisseur	2.70 m
Une première couche de transition	Poids	200 à 500 Kg
	Epaisseur	1,15 m
Une deuxième couche de transition	Poids	3 à 6 t
	Epaisseur	2,70 m

V.4.2. Jetée secondaire

Profil courant

Tableau V.3 Caractéristiques des constituants du profil courant B

	Résultats	
Noyau	Poids	0 à 200 Kg
Carapace	Poids	20 t
	Epaisseur	4,10 m
Butée	Poids	3 à 6 t
	Epaisseur	2.70 m
Une première couche de transition	Poids	200 à 500 Kg
	Epaisseur	1,15 m
Une deuxième couche de transition	Poids	1 à 3 t
	Epaisseur	2,20 m

Profil Musoir

Tableau V.4 Caractéristiques des constituants du profil musoir B

	Résultats	
Noyau	Poids	0 à 200 Kg
Carapace	Poids	20 t
	Epaisseur	4,10 m
Butée	Poids	3 à 6 t
	Epaisseur	2.70 m
Une première couche de transition	Poids	200 à 500 Kg
	Epaisseur	1,15 m
Une deuxième couche de transition	Poids	1 à 3 t
	Epaisseur	2,20 m

Epi

Tableau V.5 Caractéristiques des constituants de l'Epi

	Résultats	
Noyau	Poids	0 à 200 Kg
Une première couche de protection	Poids	1 à 3 t

Chapitre VI Dimensionnement des ouvrages intérieurs

VI.1. Introduction

L'objet de ce chapitre est la vérification et le dimensionnement des ouvrages projetés. Elle comporte :

-Vérification et dimensionnement des ouvrages d'accostage :

- La vérification de stabilité du quai à -2.50 m.
- Le calcul et le ferraillage de la poutre de couronnement du quai à -2.50 m.
- La vérification de stabilité du quai à -4.50 m.
- Le calcul et le ferraillage de la poutre de couronnement du quai à -4.50 m.
- La vérification de stabilité du quai à -6.00 m.
- Le calcul et le ferraillage de la poutre de couronnement du quai à -6.00 m.
- La vérification de stabilité de l'appontement à -2.50 m.
- Le calcul et le ferraillage des élément constituant l'appontement à -2.50.
- La vérification de stabilité de l'appontement à -3.50 m.
- Le calcul et le ferraillage des élément constituant l'appontement à -3.50.

-Calcul de volume dragage et déroctage

VI.2. Vérification et dimensionnement des ouvrages d'accostages

VI.2.1. Hypothèses de calcul

VI.2.1.1. Caractéristiques des matériaux de construction

Remblai à l'arrière du mur et dans les évidements

- Poids volumique $\gamma d = 1.8$ t/m^3
- Poids volumique déjaugé $\gamma' = 1.1$ t/m^3
- Angle de frottement interne $\varphi = 37°$
- Cohésion c= 0 t/m^2

Assise en enrochement

- Poids volumique déjaugé $\gamma' = 1.1$ t/m^3
- Angle de frottement interne $\varphi = 37°$
- Cohésion c = 0 t/m^2
- Contrainte admissible $\sigma adm = 40$ à 60 t/m^2

Béton de masse

- Poids volumique $\gamma b = 2.4$ t/m^3
- Poids volumique déjaugé $\gamma' b = 1.4$ t/m^3

Béton armé

- Poids volumique $\gamma b = 2.5$ t/m^3
- Poids volumique déjaugé $\gamma' b = 1.5$ t/m^3

VI.2.1.2. Charges et surcharges d'exploitation

Charges permanentes G

- Poids propre du mur.
- Poids du remblai dans les évidemment et sur les blocs.
- Poussée des terres.
- Poussée hydrostatique du marnage.
- Poussée hydrodynamique.
- Bollard.

Charges d'exploitations Q

Tableau VI.1 Charges d'exploitations

	Surcharge (t/m^2)	Effort d'amarrage	Effort d'accostage
Quai à -6.50 m	1.50	3 (t/ml)	-
Quai à -4.50 m	1.50	3 (t/ml)	-
Quai à -2.50 m	1.50	1.5 (t/ml)	-

Séisme :

- K_h : Accéleration horizontal $(K_b = 0.20)$
- K_V:Accélération verticale $(K_V = \pm 0.3Kh = 0.06)$

VI.2.1.3. Coefficients de sécurité

Tableau VI.2 Coefficients de sécurité

	Cas statique	Cas dynamique
Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	≥ 1.5	≥ 1.1
Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} \text{tg } \varphi$	≥ 1.5	≥ 1.1

VI.2.1.4. Calcul des efforts

Calcul des coefficients de poussées

Le calcul des coefficients de poussées sera établi par la méthode de MONONOBÉ-OKABÉ avec les hypothèses suivantes :

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

Tableau VI.2 Récapitulatif des coefficients de poussées

Ka		
Statique	Frottement Sol/Mur	0,2257
	Frottement Sol/Sol	0,2331
Dynamique	Frottement Sol/Mur	0,3503
	Frottement Sol/Sol	0,3767

Poussée hydrostatique du marnage

Le marnage est de 34 cm (Soit $\mathrm{e} = 0{,}34$ m)

La pression due au marnage est $\sigma = \mathrm{e} \times \gamma_{\mathrm{w}}$

D'où les poussées due au marnage :

$\mathrm{P}_1 = \frac{1}{2}\sigma.\mathrm{e}$; $\quad \mathrm{Y}_{\mathrm{G1}} = \mathrm{h} + \frac{e}{3}$;

$\mathrm{P}_2 = \sigma.\mathrm{h}$; $\quad \mathrm{Y}_{\mathrm{G2}} = \frac{h}{2}$

Poussée hydrodynamique

Elle est donnée par la formule suivante : $P_h = 0{,}9917 K_h \gamma_w h^2$

Le bras de levier de la poussée est $\mathrm{Z} = 0{,}40$ h à partir du fond marin

h : La profondeur au pied du bloc

Sollicitation due à l'amarrage

L'effort d'amarrage est appliqué à $+0.30$ m au-dessus du niveau supérieur du quai $(+1.50)$, le moment dû à l'effort d'amarrage est : $\mathrm{M} = \mathrm{F} \times (\mathrm{h} + 1.5 + 0.30)$ pour les quais en blocs.

Efforts dû au séisme

Force horizontale due au séisme (SI) : $SI = Kh \times P$

Force verticale due au séisme : $(1 \pm Kv) \times P$

P : Poids total du mur (y compris les terres dans les évidements et au-dessus des blocs)

VI.3. Vérification de la stabilité du quai à -2.50m

VI.3.1. Vérification de la stabilité vis à vis au renversement et glissement

VI.3.1.1. Cas statique

Efforts	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab	MRenv
Charges Permanentes						
Poids propre du mur	24,04	0,00	2,01	2,50	48,31	0,00
Poussée des terres	2,43	3,23	3,29	1,58	8,02	5,12
Poussée hydrostatique	0,00	1,21	0,00	1,74	0,00	2,10
Charges d'exploitations						
Surcharges	1,02	1,35	6,00	3,55	6,12	4,81
Amarrage	0,00	1,50	0,00	5,14	0,00	7,71

Combinaison G+1,5Qi

Combinaison	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
G+1,5Q1	28,00	8,72			65,51	25,99

Combinaison G+1,5Qi

Coefficient de sécurité	**Au renversement** $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	**Au glissement** $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg\varphi$
G +1.5 Q1	2.52	2.42

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants.

Vérification de la capacité portante

Au niveau de l'assise en enrochement : $\sigma_{adm} = 60\text{t/m}^2$

e(m)	B'(m)	δ
1.41	2.78	17.30°

σ_v= 10.08 t/m²

σ_{sol} = 44.36 t/m²

D'où **σs =10.08 T/m² < σa'= 44.36 T/m²**

Au niveau du sol de fondation (sol support) :

Le sol de fondation est un sol rocheux qui présente une résistance à la compression Rc = 200bars

Donc : σ_{adm} = Rc/2 = 100 bars

Poids de l'assise	B'(m)	δ	E'v (t)
4.71 t	4.28	14.93	32.71

σv = 13.94 t/m²

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante des forces, la contrainte admissible sera de :

$\sigma a' = \sigma a \times e^{-\delta}$, avec $\delta = tg^{-1}\frac{Eh}{Hv}$

Donc $\sigma a' = 79.86\ bars$,

VI.3.1.2. Cas dynamique

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab	MRenv
Charges Permanentes						
Poids propre du mur	22,59	0,00	2,01	2,50	45,41	0,00
Séisme	0,00	4,81	0,00	2,50	0,00	12,02
Poussée des terres	3,94	5,23	3,29	1,58	12,97	8,28
Poussée hydrostatique	0,00	2,22	0,00	1,32	0,00	2,93
Charges d'exploitations						
Surcharges	1,65	2,19	6,00	3,55	9,90	7,78
Amarrage	0,00	0,75	0,00	5,14	0,00	3,86

Combinaison G + Qi

Combinaison	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
G + Q1 + SI	28,18	15,19			68,29	34,85

Coefficient de sécurité	Au reversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg\varphi$
G + Q1 + S1	1.96	1.40

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants.

Vérification de la capacité portante

Au niveau de l'assise en enrochement : σadm = 60t/m²

e (m)	B'(m)	δ
1.19	2.37	28.32

σ_v = 11.88 t/m²

σ_{sol} = 36.6 t/m²

D'où σs =11.88 T/m² < σa'= 36.6 T/m²

Au niveau du sol de fondation (sol support)

Le sol de fondation est un sol rocheux qui présente une résistance à la compression Rc = 200bars donc : σ_{adm} = Rc/2 = 100 bars

Poids de l'assise	B'(m)	δ	E'v (t)
4.27 t	3.88	25.05	32.45

σ_v = 9.62 t/m²

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante des forces, la contrainte admissible sera de :

$\sigma a' = \sigma a \times e^{-\delta}$, avec $\delta = tg^{-1}\frac{Eh}{Hv}$

donc σa'= 64 bars.

Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle

Le calcul de glissement en cercle est fait à l'aide d'un logiciel nommé ''TALREN V5 'existant au LEM. (Annexe)

Tableau récapitulatif

	Cas Statique	Cas Ascendant	Cas Descendant
Fg	2.44	1.34	1.42

VI.3.2. Calcul du ferraillage de la poutre de couronnement du quai à -2.50 m

Poutre de couronnement

La poutre de couronnement, est une poutre en béton armé réalisée sur place, elle constitue la partie supérieure du quai, et assure la liaison des piles de bloc. Elle est constituée de plot de 10 m de longueur séparé par des joints, et comporte des bollards et des anneaux de 15t.

VI.3.2.1. Efforts agissants sur la poutre de couronnement

Efforts horizontaux

La poutre de couronnement est supposée très rigide, d'où sa réaction linéairement Répartie.

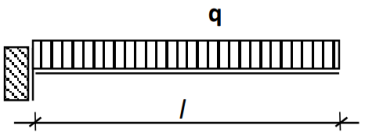


Schéma statique de calcul

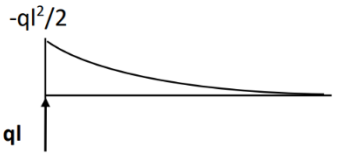
$$q = \frac{F}{l} = 1.5\ t/ml$$

F : Effort d'amarrage

l : La longueur de la poutre

q : La réaction uniforme de la poutre

M



On a :

$$M_{max} = -\frac{ql^2}{2} = 18.75\ t.m$$

$$Tmax = gl = 7.5\ t$$

Efforts verticaux

Poids propre de la poutre

$$G_1 = s \times l \times \sigma_{beton}$$

$$G_1 = 2.5\ t/ml$$

Surcharge sur la poutre

$$q = 1.5\ t/m^2$$

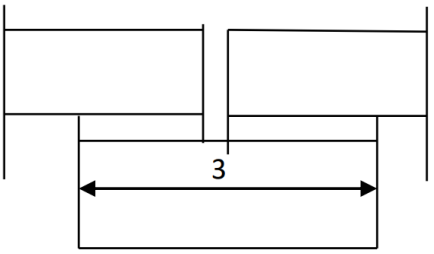
$$Q = 2\ t/ml$$

VI.3.2.2. Cas de charge

Tassement d'une pile de blocs

1er cas

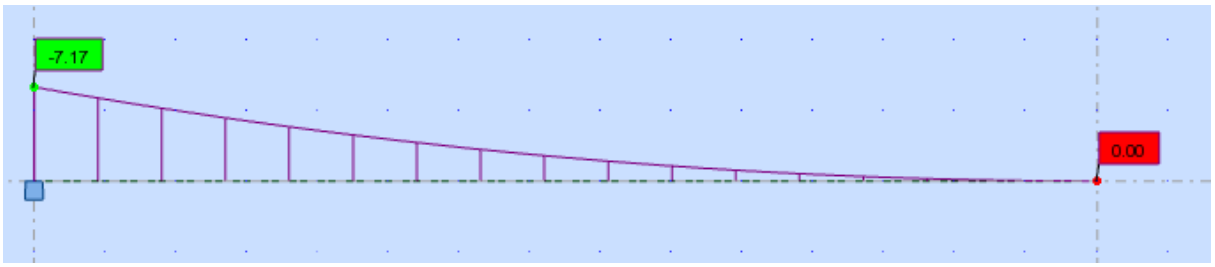
On considère que la poutre est encastrée d'un côté et libre de l'autre côté.



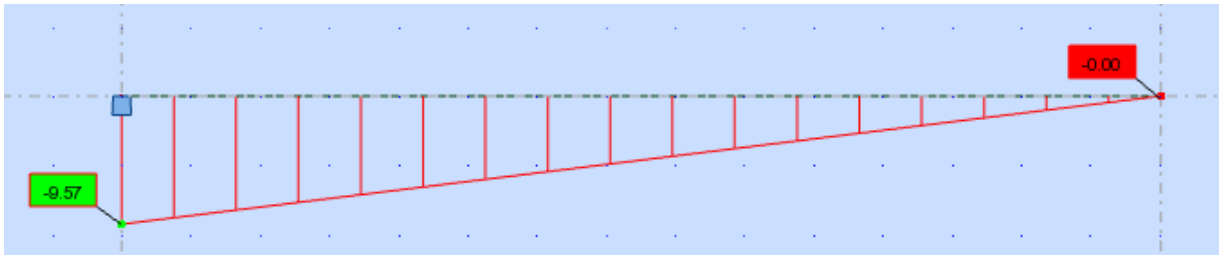
Moment et effort tranchant sous les efforts verticaux

A l'ELU (1.35G + 1.5 Q)

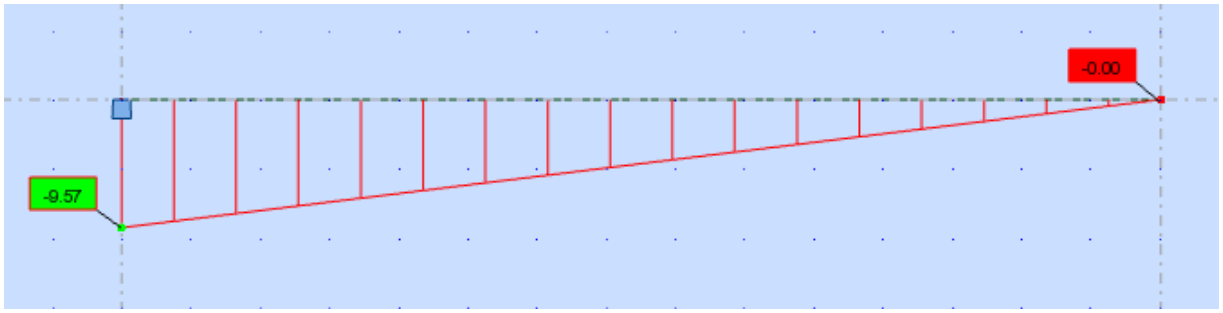
Moment



Effort tranchant



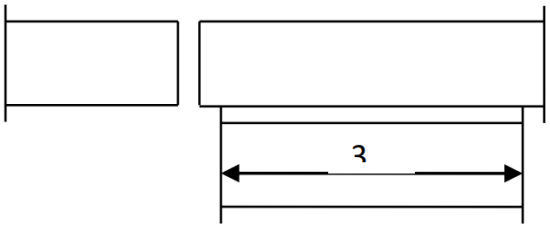
2ème cas :



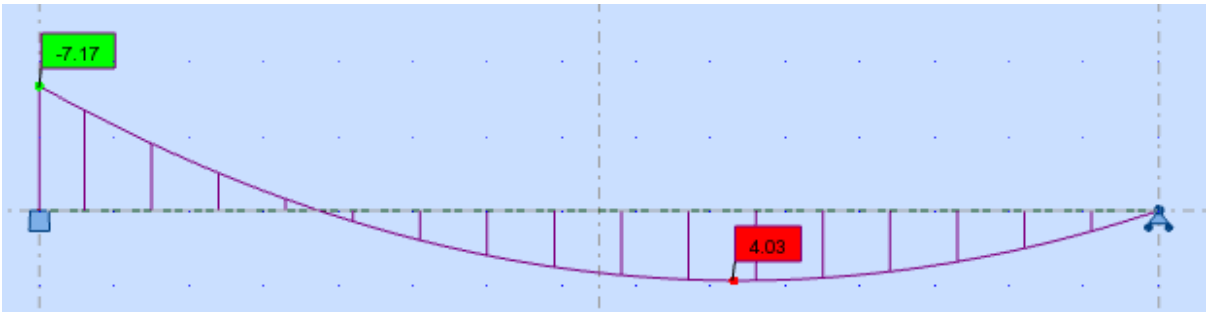
On considère que la poutre encastrée d'un côté et simplement appuyé de l'autre côté.

Moment et effort tranchant sous les efforts verticaux

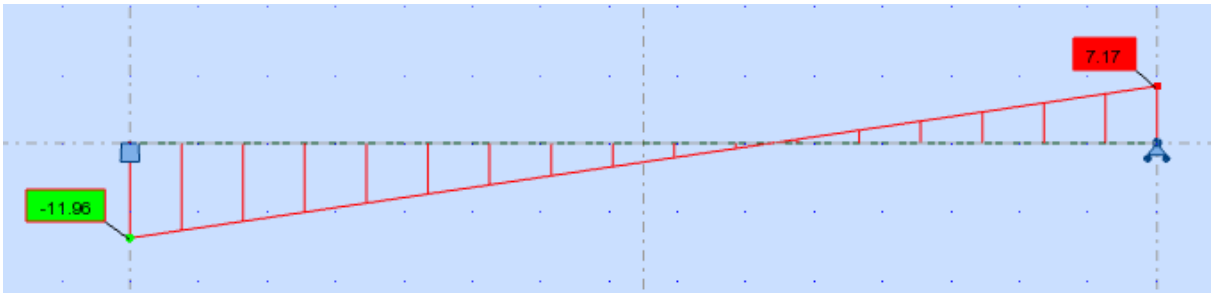
A l'ELU (1.35G + 1.5Q)



Moment



Effort tranchant

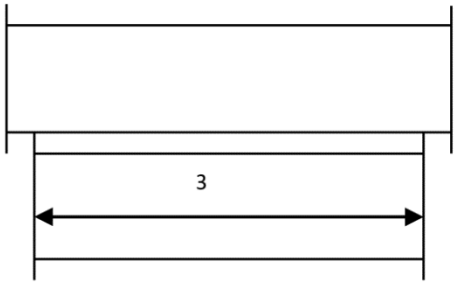


3ème cas

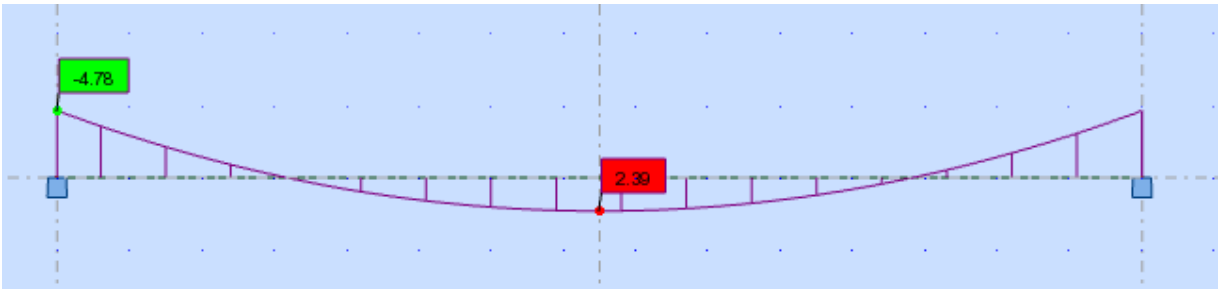
On cosidère que la poutre est encastrée des deux côtés

Moment et effort tranchant sous les efforts verticaux

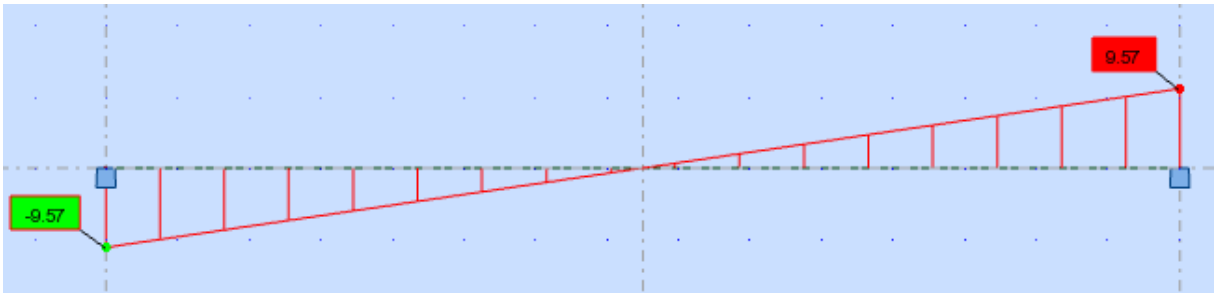
A l'ELU (1.35G + 1.5Q)



Moment



Effort tranchant



VI.3.2.3. Combinaison 1.35G+1.5Q

Moment maximal :

A l'encastrement : Ce moment tend les fibres supérieures.

$M_{max}^{sup} = 7.17\ t.m$

En travée : Ce moment tend les fibres inférieures

$M_{max}^{inf} = 4.03\ t.m$

Effort tranchant maximal

A l'encastrement :

$T = 11.96\ t$

Sollicitations horizontales

$M_{max} = 18.75\ t.m$

$T = 7.5\ t$

VI.3.2.4. Ferraillage

Sous charges vertical

Calcul des armateures supérieur

$M = 7.20\ t.m$

$f_{c28} = 30\ MPa$

Acier FeE400

$b = 1.00\ m$

$h = 1.00\ m$

Dimensionnement en flexion simple

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18\ MPa$

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4\ MPa$

$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{1}{2} f_e; \max\left(200MPa, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}; \eta = 1{,}6$ (Pour les aciers HA)

$\sigma_{st} = 176\text{MPa}$

$\text{Au} = 6.5\ \text{cm}^2/\text{ml}$

Condition de non-fragilité

$A_S \geq 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 13.8\ cm^2$

On choisit 6 HA20 ⇒ As = 18.84 cm^2

Calcul des armatures inferieur

M = 4.03t. m; f_{c28} = 30MPa; Acierfe E 400
b = 1.00 m; h = 1.00 m

Dimensionnement en flexion simple

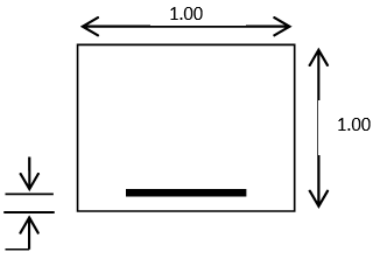
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18\ MPa$

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4\ MPa$

$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{1}{2} f_e; \max\left(200MPa, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}$; η = 1,6 (Pour les aciers HA)

σ_{st} = 176MPa

Au = 4.70 cm^2



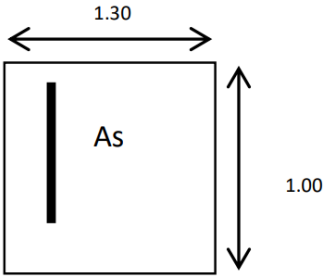
Condition de non-fragilité

$A_S \geq 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 13.8\ cm^2$

On choisit 6 HA20 ⇒ As = 18.84 cm^2

Sous charges horizontales (effort d'amarrage)

Nappe supérieure (extérieure)



$M = 7.20\ t.m$

$f_{c28} = 30\ MPa$

Acier FeE400

$b = 1.00\ m$

$h = 1.00\ m$

Dimensionnement en flexion simple

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18\ MPa$

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4\ MPa$

$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{1}{2} f_e; \max\left(200MPa, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}$; η = 1,6 (Pour les aciers HA)

σ_{st} = 176MPa

Au = 12.7 cm^2

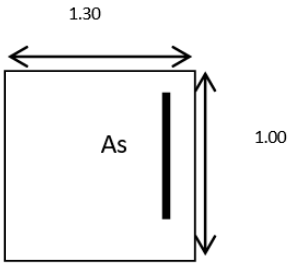
Condition de non-fragilité

$A_S \geq 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 13.8\ cm^2$

On choisit 5 HA20 ⇒ As = 15.70 cm²

Nappe inférieure

La nappe intérieure est constituée des armatures de répartition.



$$A' = \frac{As}{3} = \frac{15.70}{3} = 5.4\ cm^2$$

On choisit : 5HA14 As = 7.69 cm2

Vérification a l'effort tranchant

Horizontal

T=15t ≈ 0,075MN

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

$\bar{\tau}_u$= 2,5 MPa (fc28 = 25MPa ; fissuration très préjudiciable)

$u = \frac{Vu}{bd}$=0.138 MPa < $\bar{\tau}_u$= 2.5 Mpa

Vertical

T = 11.96 t ≈ 0,1196 M N

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

$\bar{\tau}_u$= 2,5 MPa (fc28 = 30MPa ; fissuration très préjudiciable)

$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$ = 0,13 MPa < $\bar{\tau}_u$=2,5MPa

Armatures transversales minimales

At ≥ $\frac{0.4 \times b_0 \times St}{f_e}$; Pour St=20cm ⇒ At ≥ 2.0 cm²

On choisit donc :

Ferraillage de forme épingle HA 12 / e = 20 cm

VI.4. Stabilité de quai à - 4.50m

VI.4.1. Vérification de la stabilité vis à vis au renversement et glissement

VI.4.1.1. Cas statique

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab	MRenv
Charges Permanentes						
Poids propre du mur	53,90	0,00	3,24	3,50	174,61	0,00
Poussée des terres	4,63	6,14	5,27	2,28	24,40	13,98
Poussée hydrostatique	0,00	1,84	0,00	2,64	0,00	4,85
Charges d'exploitations						
Surcharges	1,46	1,94	6,00	3,47	8,76	6,72
Amarrage	0,00	3,00	0,00	7,24	0,00	21,72

Combinaison G+1,5Qi :

Combinaison	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
G+1,5Q1	60,72	15,38			212,15	61,49

Coefficient de sécurité	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg\varphi$
G +1.5 Q1	3.45	2.97

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants.

Vérification de la capacité portante

Au niveau de l'assise en enrochement : $\sigma_{adm} = 60\text{t/m}^2$

e(m)	B'(m)	δ
2.48	4.96	14.22°

σ_v= 10.08 t/m²

σ_{sol} = 44.36 t/m²

D'où σs =12.88 T/m² < σa'= 46.81 T/m²

Au niveau du sol de fondation (sol support) :

Le sol de fondation est un sol rocheux qui présente une résistance à la compression Rc = 200bars

Donc : σ_{adm} = Rc/2 = 100 bars

Poids de l'assise	B'(m)	δ	E'v (t)
7.12 t	6.47	12.83	67.87

σv = 10.86 t/m²

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante des forces, la contrainte admissible sera de :

$\sigma a' = \sigma a \times e^{-\delta}$, avec $\delta = tg^{-1}\frac{Eh}{Hv}$

Donc $\sigma a' = 80\ bars$,

VI.4.1.2. Cas dynamique

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab	MRenv
Charges Permanentes						
Poids propre du mur	50,67	0,00	3,24	3,50	164,13	0,00
Séisme	0,00	10,78	0,00	3,50	0,00	37,73
Poussée des terres	7,48	9,93	5,27	2,28	39,47	22,61
Poussée hydrostatique	0,00	5,29	0,00	2,04	0,00	10,80
Charges d'exploitations						
Surcharges	2,36	3,13	6,00	3,47	14,17	10,88
Amarrage	0,00	1,50	0,00	7,24	0,00	10,86

Combinaison G+Qi

Combinaison	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
G + Q1 + SI	60,51	30,64			217,77	92,88

Coefficient de sécurité	Au reversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg\varphi$
G + Q1 + S1	2.34	1.49

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants.

Vérification de la capacité portante

Au niveau de l'assise en enrochement : *σadm = 60t/m²*

e (m)	B'(m)	δ
2.06	4.13	26.85

σ_v = 15.01 t/m²

σ_{sol} = 37.55 t/m²

D'où σs =15.01 T/m² < σa'= 37.55 T/m²

Au niveau du sol de fondation (sol support) :

Le sol de fondation est un sol rocheux qui présente une résistance à la compression Rc = 200bars donc : σ_{adm} = Rc/2 = 100 bars

Poids de l'assise	B'(m)	δ	E'v (t)
6.20 t	5.64	24.74	67.01

σ_v = 12.00 t/m²

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante des forces, la contrainte admissible sera de :

$\sigma a' = \sigma a \times e^{-\delta}$, avec $\delta = tg^{-1}\frac{Eh}{Hv}$

donc σa'= 65.37 bars,

Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle

Le calcul de glissement en cercle est fait à l'aide d'un logiciel nommé ''TALREN V5 'existant au LEM.

Tableau récapitulatif

	Cas Statique	Cas Ascendant	Cas Descendant
Fg	2.77	1.46	1.56

VI.4.2. Calcul le ferraillage de la poutre de couronnement du quai à -4.50 m.

Poutre de couronnement :

La poutre de couronnement, est une poutre en béton armé réalisée sur place, elle constitue la partie supérieure du quai, et assure la liaison des piles de bloc

Elle est constituée de plot de 10 m de longueur séparé par des joints, et comporte des bollards et des anneaux de 30t

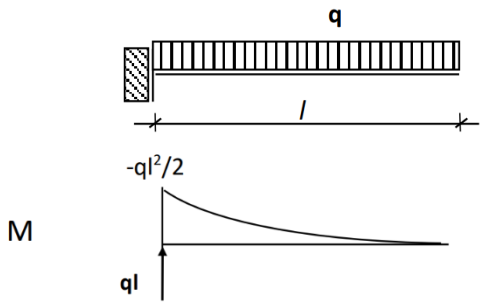
VI.4.2.1. Efforts agissants sur la poutre de couronnement

Efforts horizontaux

La poutre de couronnement est supposée très rigide, d'où sa réaction linéairement Répartie.

Schéma statique de calcul

$$q = \frac{F}{l} = 3\ t/ml$$



F : Effort d'amarrage

l : La longueur de la poutre

q : La réaction uniforme de la poutre

On a :

$$M_{max} = -\frac{ql^2}{2} = 37.5\ t.m$$

$$Tmax = gl = 15\ t$$

Efforts verticaux

Poids propre de la poutre

$$G_1 = s \times l \times \sigma_{beton}$$

$$G_1 = 3.9\ t/ml$$

Surcharge sur la poutre

$$q = 1.5\ t/m^2$$

$$Q = 5.1\ t/ml$$

VI.4.2.2. Cas de charge

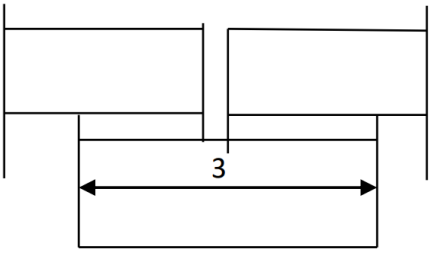
Tassement d'une pile de blocs

1er cas

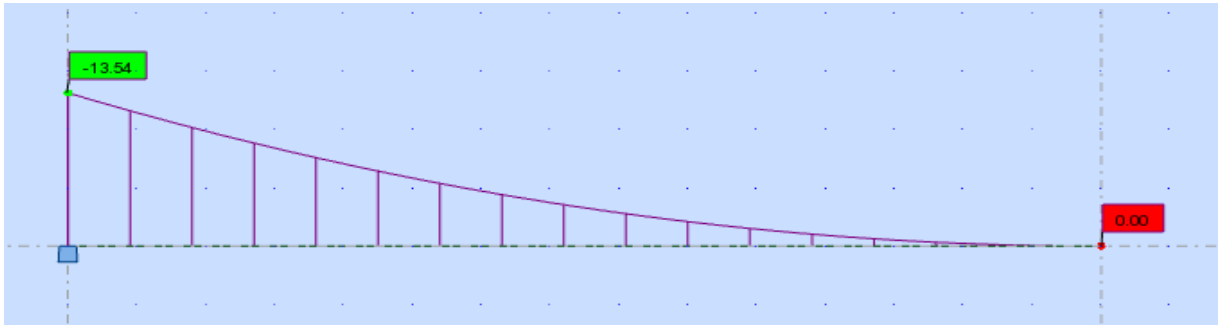
On considère que la poutre est encastrée d'un côté et libre de l'autre côté.

Moment et effort tranchant sous les efforts verticaux

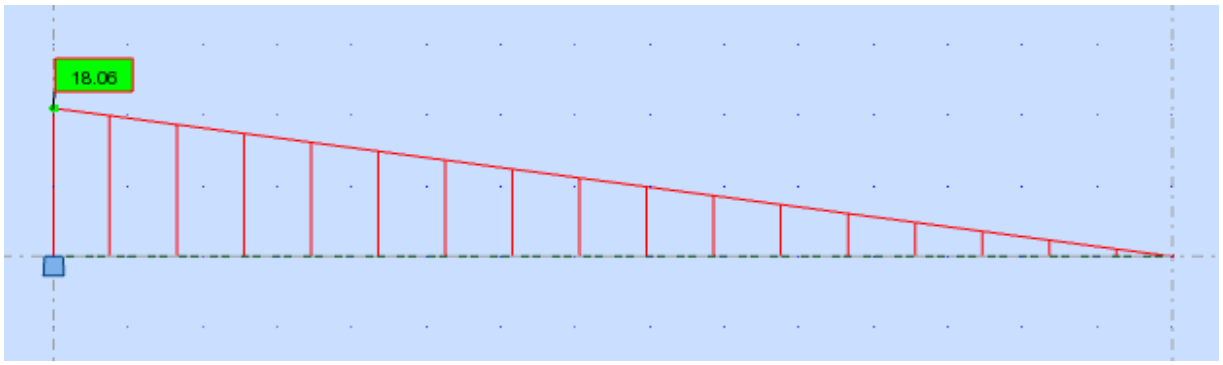
A l'ELU (1.35G + 1.5 Q)



Moment

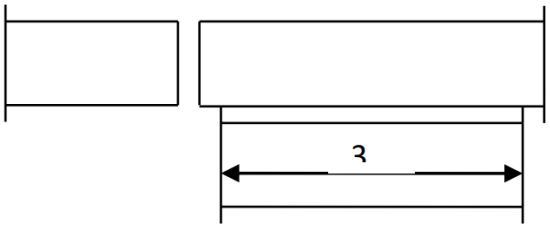


Effort tranchant



2ème cas

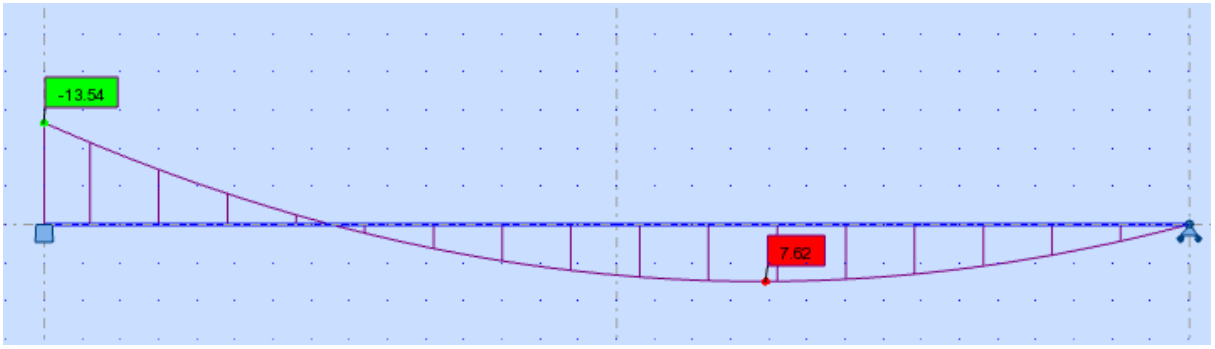
On considère que la poutre encastrée d'un côté et simplement appuyé de l'autre côté.



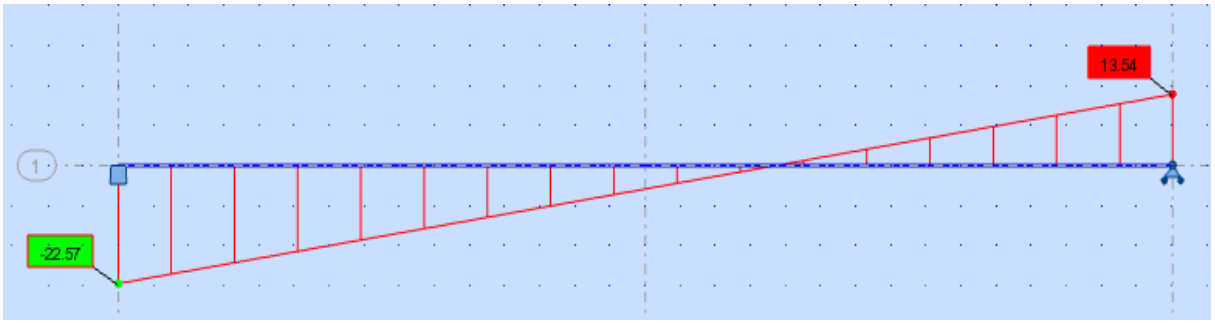
Moment et effort tranchant sous les efforts verticaux

A l'ELU (1.35G + 1.5Q)

Moment



Effort tranchant

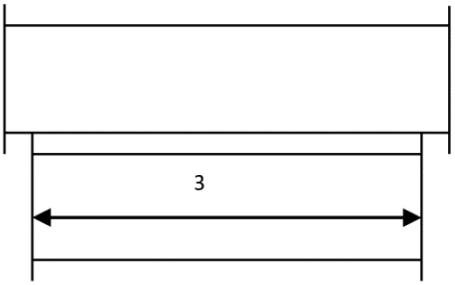


3ème cas

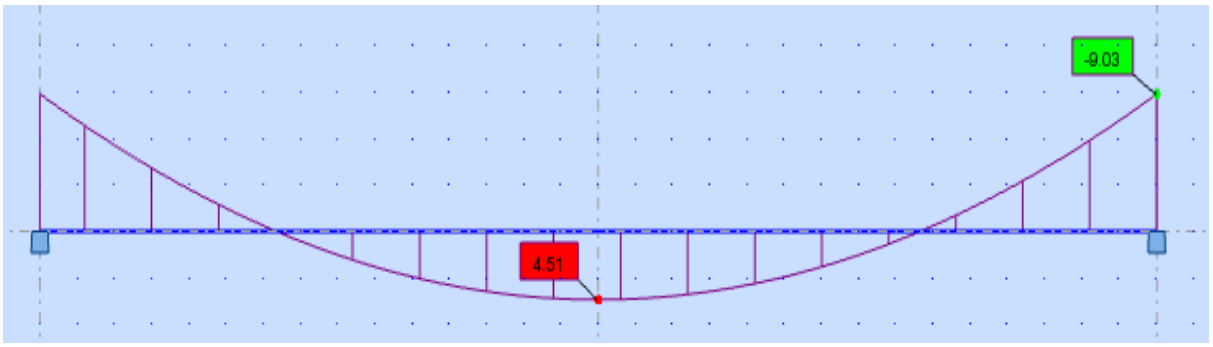
On cosidère que la poutre est encastrée des deux côtés

Moment et effort tranchant sous les efforts verticaux

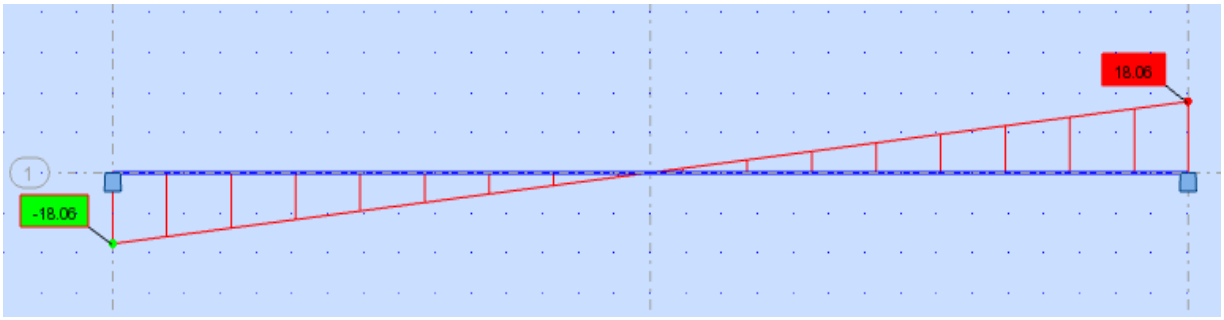
A l'ELU (1.35G + 1.5Q)



Moment



Effort tranchant



VI.4.2.3. Combinaison 1.35G+1.5Q

Moment maximal

A l'encastrement : Ce moment tend les fibres supérieures.

$M_{max}^{sup} = 13.54\ t.m$

En travée : Ce moment tend les fibres inférieures

$M_{max}^{inf} = 7.62\ t.m$

Effort tranchant maximal

A l'encastrement :

$T = 22.57\ t$

Sollicitations horizontales

$M_{max} = 37.5\ t.m$

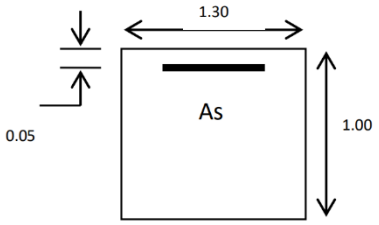
$T = 15\ t$

VI.4.2.4. Ferraillage

Le ferraillage de la poutre de couronnement se fera à l'ELU et vérifier a l'ELS en fissuration très préjudiciable.

Sous charges vertical

Calcul des armateures supérieur



$M = 13.54\ t.m$

$f_{c28} = 30\ MPa$

Acier FeE400

$b = 1.30m$

$h = 1.00\ m$

Dimensionnement en flexion simple

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18\ MPa$

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4\ MPa$

$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{1}{2} f_e; \max\left(200MPa, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}; \eta = 1{,}6$ (Pour les aciers HA)

$\sigma_{st} = 176\text{MPa}$

$\text{Au} = 10\ \text{cm}^2$

Condition de non-fragilité

$$\text{A}_\text{S} \geq 0{,}23 \frac{\text{f}_{\text{t28}}}{\text{f}_\text{e}} \text{bd} = 17.04\ \text{cm}^2$$

On choisit <u>6 HA20 ⇒ As = 18.84 cm²</u>

Calcul des armatures inferieur

M = 7.62 t. m ; f_{c28} = 30MPa; Acierfe E 400

b = 1.30 m; h = 1.00 m

Dimensionnement en flexion simple

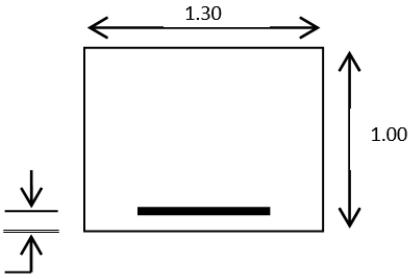
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18\ MPa$

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4\ MPa$

$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{1}{2} f_e; \max\left(200MPa, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}$; η = 1,6 (Pour les aciers HA)

σ_{st} = 176MPa

Au = 6.3 cm^2



Condition de non-fragilité

$A_S \geq 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 17.04\ cm^2$

On choisit 6 HA20⇒ As = 18.84 cm^2

Sous charges horizontales (effort d'amarrage)

Nappe supérieure (extérieure)

$M = 37.5\ t.m$

$f_{c28} = 30\ MPa$

Acier FeE400

$b = 1.00\ m$

$h = 1.30\ m$

Dimensionnement en flexion simple

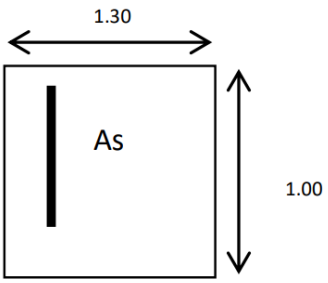
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18\ MPa$

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4\ MPa$

$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{1}{2} f_e; \max\left(200MPa, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}$; η = 1,6 (Pour les aciers HA)

σ_{st} = 176MPa

Au = 19.3 cm^2



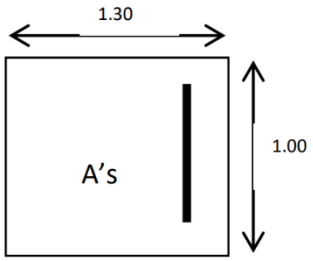
Condition de non-fragilité

$A_S \geq 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 17.94\ cm^2$

On choisit 7 HA20 ⇒ As = 21.99 cm^2

Nappe inférieure

La nappe intérieure est constituée des armatures de répartition.



$A' = \frac{As}{3} = \frac{21.99}{3} = 7.32\ cm^2$

On choisit : 5HA14 As = 7.69 cm^2

Vérification a l'effort tranchant

Horizontal

T=15t ≈ 0,15MN

$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$

$\bar{\tau}_u$= 2,5 MPa (fc28 = 25MPa ; fissuration très préjudiciable)

$u = \frac{Vu}{bd}$=0.138 MPa < $\bar{\tau}_u$= 2.5 MPa

Vertical

T = 22.57 t ≈ 0,2257 M N

$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$

$\bar{\tau}_u$= 2,5 MPa (fc28 = 30MPa ; fissuration très préjudiciable)

$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$= 0,20 MPa < $\bar{\tau}_u$=2,5MPa

Armatures transversales minimales

At ≥ $\frac{0.4 \times b_0 \times St}{f_e}$; Pour St=20cm ⇒ At ≥ 2.0 cm^2

On choisit donc :

Ferraillage de forme épingle HA 12 / e = 20 cm

VI.5. Vérification de la Stabilité du quai à – 6.00m

VI.5.1. Vérification de la stabilité vis à vis au renversement et glissement

VI.5.1.1. Cas statique

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab	MRenv
Charges Permanentes						
Poids propre du mur	64,84	0,00	2,78	4,28	178,10	0,00
Poussée des terres	6,63	8,79	5,25	2,71	34,80	23,85
Poussée hydrostatique	0,00	2,36	0,00	3,39	0,00	8,00

Charges d'exploitations						
Surcharges	1,78	2,36	6,00	4,30	10,65	10,13
Amarrage……	0,00	3,00	0,00	8,74	0,00	26,22

Combinaison G+1,5Qi

Combinaison	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
G+1,5Q1	74,13	19,19			228,88	86,38

Combinaison G+1,5Qi

Coefficient de sécurité	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg\varphi$
G +Q1+SI	2.65	2.91

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants.

Vérification de la capacité portante

Au niveau de l'assise en enrochement : $\sigma_{adm} = 60 \text{t/m}^2$

e(m)	B'(m)	δ
1.92	3.84	14.51°

σ_v= 19.28 t/m²

σ_{sol} = 46.57 t/m²

D'où σs =19.28 T/m² < σa'= 46.38 T/m² vérifié

Au niveau du sol de fondation (sol support)

Le sol de fondation est un sol rocheux qui présente une résistance à la compression Rc = 200bars

Donc : σ_{adm} = Rc/2 = 100 bars

Poids de l'assise	B'(m)	δ	E'v (t)
5.89 t	5.35	13.49	80.01

σv = 14.95 t/m²

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante des forces, la contrainte admissible sera de :

$\sigma a' = \sigma a \times e^{-\delta}$, avec $\delta = tg^{-1}\frac{Eh}{Hv}$

Donc $\sigma a' = 79.03\ bars$,

VI.5.1.2. Cas dynamique

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab	MRenv
Charges Permanentes						
Poids propre du mur	60,95	0,00	2,78	4,28	169,43	0,00
Séisme	0,00	12,97	0,00	4,28	0,00	55,50
Poussée des terres	10,72	14,22	5,25	2,71	56,29	38,59
Poussée	0,00	8,86	0,00	2,64	0,00	23,40
Charges d'exploitations						
Surcharges	2,87	3,81	6,00	4,30	17,24	16,39
Amarrage	0,00	1,50	0,00	8,74	0,00	13,11

Combinaison G+Qi

Combinaison	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
G + Q1 + SI	74,54	41,37			242,95	146,99

Coefficient de sécurité	Au reversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H}\ tg\varphi$
G + Q1 + S1	1.65	1.36

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants.

Vérification de la capacité portante

Au niveau de l'assise en enrochement

σadm = 60t/m²

e (m)	B'(m)	δ
1.30	2.57	29.03

σ_v = 28.95 t/m²

σ_{sol} = 36.15 t/m²

D'où σs =28.95 T/m² < σa'= 36.15 T/m²

Au niveau du sol de fondation (sol support)

Le sol de fondation est un sol rocheux qui présente une résistance à la compression Rc = 200bars donc : σ_{adm} = Rc/2 = 100 bars

Poids de l'assise	B'(m)	δ	E'v (t)
4.50 t	4.08	27.63	79.71

σ_v = 19.36 t/m²

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante des forces, la contrainte admissible sera de :

$\sigma a' = \sigma a \times e^{-\delta}$, avec $\delta = tg^{-1}\frac{Eh}{Hv}$

donc σa'= 61.72 bars,

VI.5.2. Vérification de la stabilité partielle

VI.5.2.1. Cas statique

Poutre de couronnement + bloc type 3 +bloc type 2+bloc 2'

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab	MRenv
Charges Permanentes						
Poids propre du mur	52,84	0,00	2,22	3,41	117,30	0,00
Poussée des terres	4,03	5,34	6,00	3,99	24,15	21,32
Poussée	0,00	1,87	0,00	2,69	0,00	5,03
Charges d'exploitations						
Surcharges	1,41	1,87	6,00	4,30	8,46	8,04
Amarrage	0,00	3,00	0,00	6,70	0,00	20,10

Combinaison G+1.5Qi

Combinaison	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
G + 1.5Q1	58,98	14,52			154,14	68,56

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Coefficient de sécurité	Au reversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg\varphi$
G + 1.5Q1	2.25	3.06

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants.

VI.5.2.2. Cas dynamique

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab	MRenv
Charges Permanentes						
Poids propre du mur	56,01	0,00	2,22	3,41	124,33	0,00
Séisme	0,00	10,57	0,00	3,41	0,00	36,03
Poussée des terres	6,90	9,15	6,00	3,99	41,38	36,52
Poussée hydrostatique	0,00	5,50	0,00	2,08	0,00	11,45
Charges d'exploitations						
Surcharges	2,42	3,20	6,00	4,30	14,49	13,78
Amarrage	0,00	1,50	0,00	6,70	0,00	10,05

Combinaison G+Qi

Combinaison	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
G + Q1 + SI	65,32	29,93			180,21	107,83

Coefficient de sécurité	Au reversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg\varphi$
G + Q1 + S1	1.67	1.64

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants.

Poutre de couronnement + bloc type 3 + bloc type 2

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab	MRenv
Charges Permanentes						
Poids propre du mur	42,66	0,00	2,08	2,64	88,74	0,00
Poussée des terres	1,67	2,22	6,00	4,16	10,02	9,21
Poussée	0,00	1,80	0,00	2,59	0,00	4,66
Charges d'exploitations						
Surcharges	1,07	1,42	6,00	4,30	6,44	6,12
Amarrage	0,00	3,00	0,00	6,50	0,00	19,50

Combinaison G+1.5Qi

Combinaison	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
G + 1.5 Q1	45,94	10,65			108,41	52,31

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Coefficient de sécurité	Au reversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg\varphi$
G + 1.5Q1	2.01	3.20

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants.

Cas dynamique

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab	MRenv
Charges Permanentes						
Poids propre du mur	45,22	0,00	2,08	2,64	94,06	0,00
Séisme	0,00	8,53	0,00	2,64	0,00	22,53
Poussée des terres	2,86	3,79	6,00	4,16	17,16	15,79

Poussée hydrostatique	0,00	5,09	0,00	2,00	0,00	10,17

Charges d'exploitations						
Surcharges	1,84	2,44	6,00	4,30	11,03	10,49
Amarrage	0,00	1,50	0,00	6,50	0,00	9,75

Combinaison G+Qi

Combinaison	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)
G + Q1 + SI	49,92	21,35			122,25	68,73

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Coefficient de sécurité	Au reversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg\varphi$
G + Q1 + S1	1.78	1.76

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants.

Poutre de couronnement + bloc type 3

Cas statique

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab	MRenv

Charges Permanentes						
Poids propre du mur	28,74	0,00	2,67	1,61	76,73	0,00
Poussée des terres	1,15	1,52	4,00	1,43	4,60	2,18
Poussée hydrostatique	0,00	1,18	0,00	1,69	0,00	1,98

Charges d'exploitations						
Surcharges	0,67	0,89	4,00	1,60	2,69	1,43
Amarrage	0,00	3,00	0,00	4,70	0,00	14,10

Combinaison G+1.5Qi

Combinaison	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab (tm/ml)	MRenv (tm/ml)

G + 1.5Q1	30,90	8,54			85,37	27,46

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Coefficient de sécurité	**Au reversement** $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	**Au glissement** $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg\varphi$
G + 1.5Q1	3.1	2.70

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants.

Cas dynamique

EFFORTS	EV (t/m)	EH (t/m)	XG (m)	YG (m)	MStab	MRenv
Charges Permanentes						
Poids propre du mur	30,46	0,00	2,67	1,61	81,34	0,00
Séisme	0,00	5,75	0,00	1,61	0,00	9,25
Poussée des terres	1,97	2,61	4,00	1,43	7,87	3,74
Poussée hydrostatique	0,00	2,08	0,00	1,28	0,00	2,67
Charges d'exploitations						
Surcharges	1,15	1,53	4,00	1,60	4,61	2,45
Amarrage	0,00	1,50	0,00	4,70	0,00	7,05

Combinaison G+Qi

Combinaison	**EV (t/m)**	**EH (t/m)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**MStab (tm/ml)**	**MRenv (tm/ml)**
G + Q1 + SI	33,58	13,47			93,82	25,16

Coefficient de sécurité	**Au reversement** $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	**Au glissement** $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg\varphi$
G + Q1 + S1	3.5	1.88

Les coefficients de sécurité sont satisfaisants.

Vérification de la stabilité vis-à-vis au glissement en cercle

Le calcul de glissement en cercle est fait à l'aide d'un logiciel nommé ‘’TALREN V5 ’existant au LEM.

Tableau récapitulatif

	Cas Statique	Cas Ascendant	Cas Descendant
Fg	3.35	2.09	2.13

VI.5.2. Calcul le ferraillage de la poutre de couronnement du quai à -6 m.

Poutre de couronnement

La poutre de couronnement, est une poutre en béton armé réalisée sur place, elle constitue la partie supérieure du quai, et assure la liaison des piles de bloc

Elle est constituée de plot de 10 m de longueur séparé par des joints, et comporte des bollards et des anneaux de 30t

VI.5.2.1. Efforts agissants sur la poutre de couronnement

Efforts horizontaux

La poutre de couronnement est supposée très rigide, d'où sa réaction linéairement Répartie.

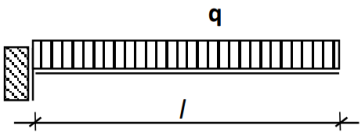


Schéma statique de calcul :

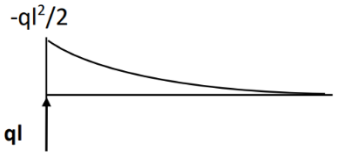
$$q = \frac{F}{l} = 3\ t/ml$$

F : Effort d'amarrage

l : La longueur de la poutre

q : La réaction uniforme de la poutre

M



On a :

$$M_{max} = -\frac{ql^2}{2} = 37.5\ t.m$$

$$Tmax = gl = 15\ t$$

Efforts verticaux

Poids propre de la poutre

$$G_1 = s \times l \times \sigma_{beton}$$

$$G_1 = 3.9\ t/ml$$

Surcharge sur la poutre

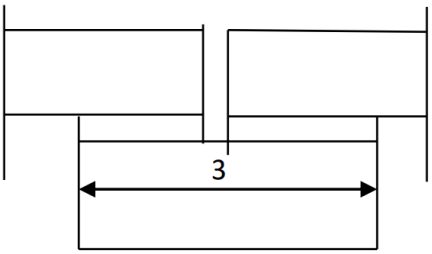
$$q = 1.5\ t/m^2$$

$$Q = 5.1\ t/ml$$

VI.5.2.2. Cas de charge

Tassement d'une pile de blocs

1er cas

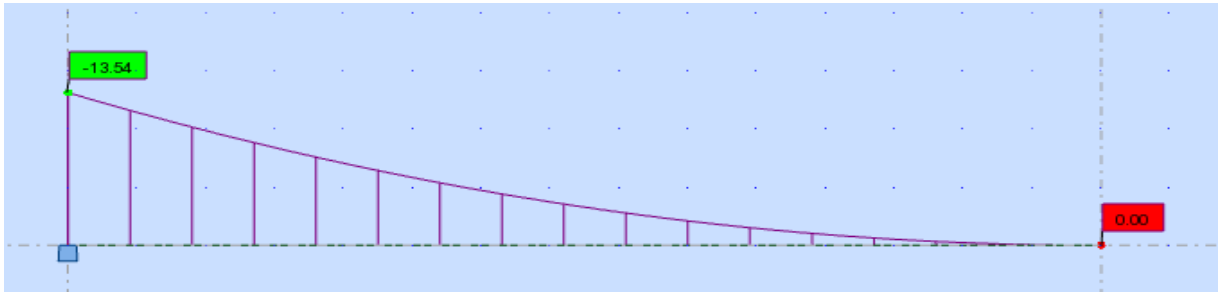


On considère que la poutre est encastrée d'un côté et libre de l'autre côté.

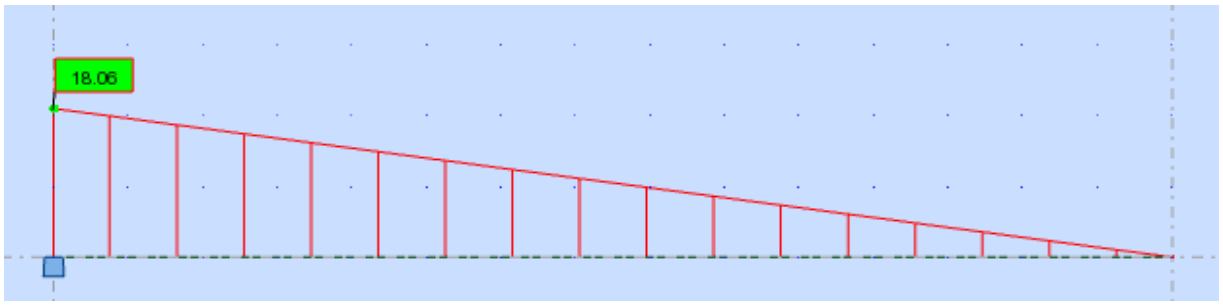
Moment et effort tranchant sous les efforts verticaux

A l'ELU (1.35G + 1.5 Q)

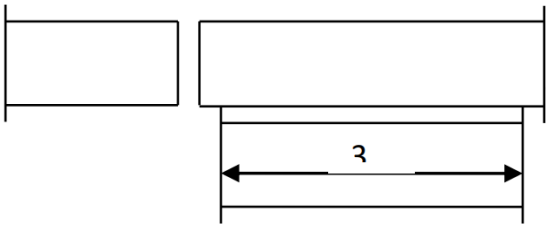
Moment



Effort tranchant



2ème cas

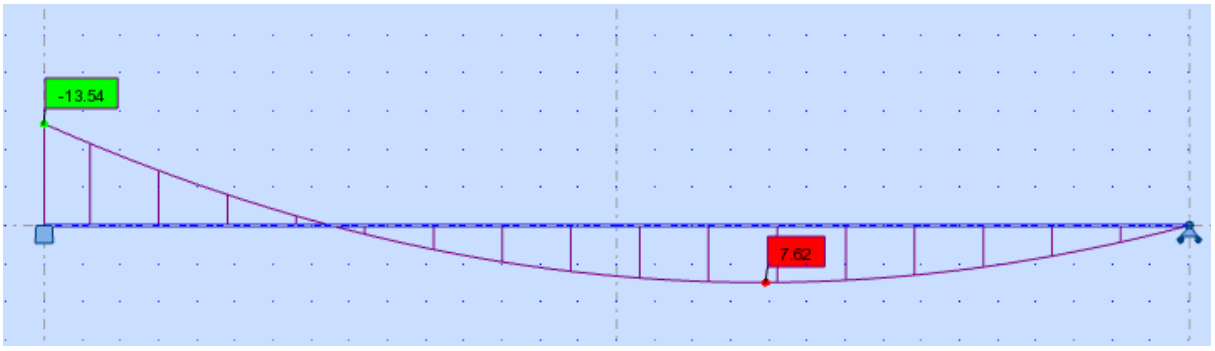


On considère que la poutre encastrée d'un côté et simplement appuyé de l'autre côté.

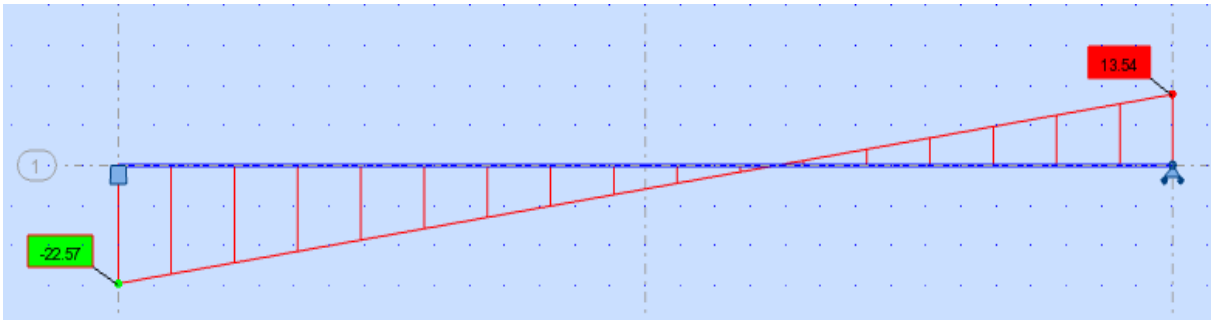
Moment et effort tranchant sous les efforts verticaux

A l'ELU (1.35G + 1.5Q)

Moment



Effort tranchant

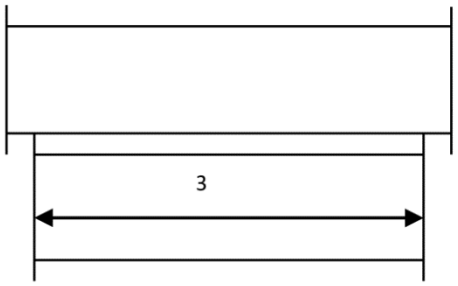


3ème cas

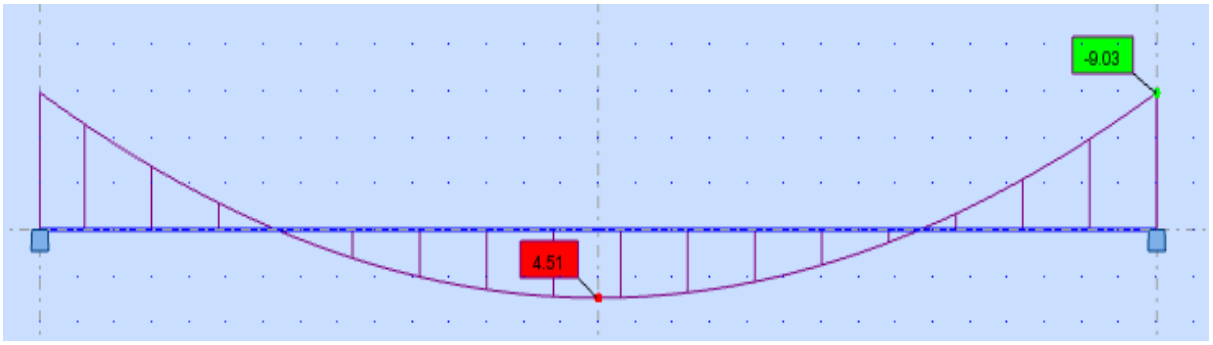
On cosidère que la poutre est encastrée des deux côtés

Moment et effort tranchant sous les efforts verticaux

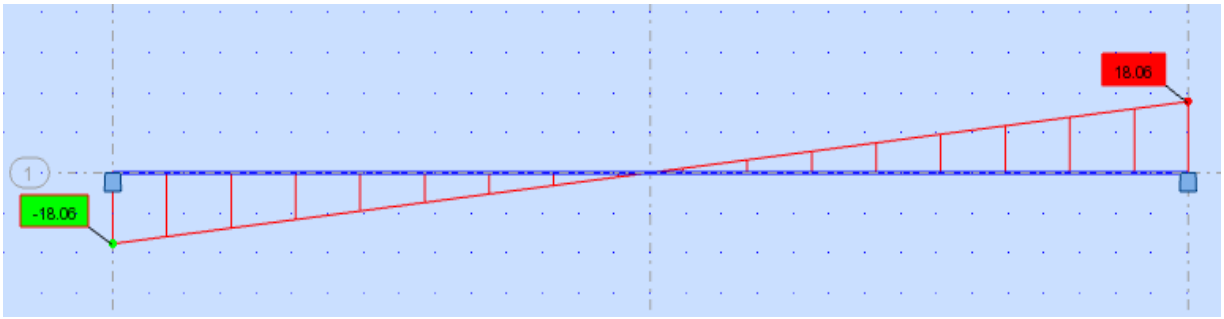
A l'ELU (1.35G + 1.5Q)



Moment



Effort tranchant



VI.5.2.3. Combinaison 1.35G+1.5Q

Moment maximal

A l'encastrement : Ce moment tend les fibres supérieures.

$M_{max}^{sup} = 13.54\ t.m$

En travée : Ce moment tend les fibres inférieures

$M_{max}^{inf} = 7.62\ t.m$

Effort tranchant maximal

A l'encastrement :

$T = 22.57\ t$

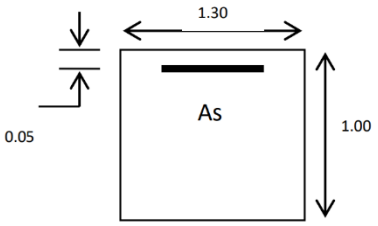
Sollicitations horizontales

$M_{max} = 37.5\ t.m$

$T = 15\ t$

VI.5.2.4. Ferraillage

Le ferraillage de la poutre de couronnement se fera à l'ELU et vérifier a l'ELS en fissuration très préjudiciable, avec la combinaison



Sous charges vertical

Calcul des armateures supérieur

$M = 13.54\ t.m$

$f_{c28} = 30\ MPa$

Acier FeE400

$b = 1.30m$

$h = 1.00\ m$

Dimensionnement en flexion simple

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18\ MPa$

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4\ MPa$

$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{1}{2}f_e; \max\left(200MPa, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}; \eta = 1{,}6$ (Pour les aciers HA)

$\sigma_{st} = 176\text{MPa}$

$\text{Au} = 10\ \text{cm}^2$

Condition de non-fragilité

$$A_S \geq 0{,}23\frac{f_{t28}}{f_e}bd = 17.04\ \text{cm}^2$$

On choisit 6 HA20 ⇒ As = 18.84 cm²

Calcul des armatures inferieur

$M = 7.62\ \text{t.m}$; $f_{c28} = 30\text{MPa}$; Acierfe E 400

$b = 1.30\ \text{m}$; $h = 1.00\ \text{m}$

Dimensionnement en flexion simple

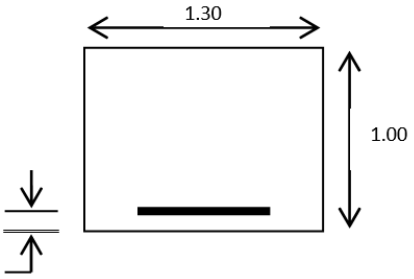
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18\ MPa$

$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.4\ MPa$

$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{1}{2}f_e; \max\left(200MPa, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}; \eta = 1{,}6$ (Pour les aciers HA)

$\sigma_{st} = 176\text{MPa}$

$\text{Au} = 6.3\ \text{cm}^2$



Condition de non-fragilité

$$A_S \geq 0{,}23\frac{f_{t28}}{f_e}bd = 17.04\ \text{cm}^2$$

On choisit 6 HA20 ⇒ As = 18.84 cm²

Sous charges horizontales (effort d'amarrage)

Nappe supérieure (extérieure)

$M = 37.5\ t.m$

$f_{c28} = 30\ MPa$

Acier FeE400

$b = 1.00\ m$

$h = 1.30\ m$

Dimensionnement en flexion simple

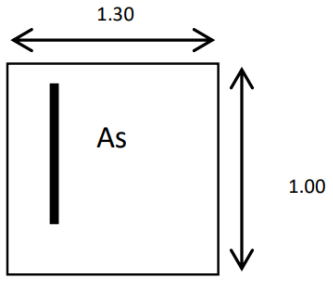
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18\ MPa$

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4\ MPa$

$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{1}{2} f_e ; \max\left(200MPa, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\}$; $\eta = 1{,}6$ (Pour les aciers HA)

$\sigma_{st} = 176\text{MPa}$

$\text{Au} = 19.3\ \text{cm}^2$



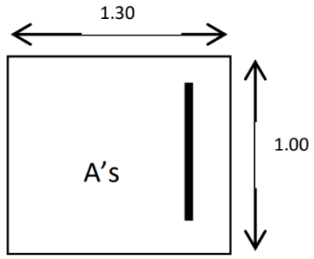
Condition de non-fragilité

$A_S \geq 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 17.94\ \text{cm}^2$

On choisit <u>7 HA20 ⇒ As = 21.99 cm²</u>

Nappe inférieure

La nappe intérieure est constituée des armatures de répartition.



$A' = \frac{As}{3} = \frac{21.99}{3} = 7.32\ cm^2$

On choisit : <u>5HA14 As = 7.69 cm2</u>

Vérification a l'effort tranchant

Horizontal

T=15t ≈ 0,15MN

$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$

$\bar{\tau}_u$= 2,5 MPa (fc28 = 25MPa ; fissuration très préjudiciable)

$u = \frac{Vu}{bd}$=0.138 MPa < $\bar{\tau}_u$= 2.5 Mpa

Vertical

T = 22.57 t ≈ 0,2257 M N

$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$

$\bar{\tau}_u$= 2,5 MPa (fc28 = 30MPa ; fissuration très préjudiciable)

$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$ = 0,20 MPa < $\bar{\tau}_u$=2,5MPa

Armatures transversales minimales

At ≥ $\frac{0.4 \times b_0 \times St}{f_e}$; Pour St=20cm ⇒ At ≥ 2.0 cm^2

On choisit donc :

Ferraillage de forme épingle HA 12 / e = 20 cm

VI.6. Vérification de stabilité de l'appontement à -2.50m

VI.6.1. Descriptif de l'appontement

L'appontement est constitué d'éléments en béton armé préfabriqués (semelle -piles chevêtre, poutres, dallettes ...etc.) et coulés en place (dalles et une partie des poutres centrales et de rives).

La semelle est fondée sur une assise en T.V.C de carrière (0-500kg) au-dessous d'une couche d'enrochement (1 - 15kg), cette dernière est réglée par une couche de ballast (20 - 40mm). Les piles de l'appontement sont protégées en pied par une couche d'enrochements (50-200kg).

VI.6.2. Efforts agissants sur l'appontement

Poids propre

Poutre Latérale : p = 10.4 t

Poutre Chevêtre : p = 7.05 t

Prédalle : p = 4.01 t

Béton coulé sur place : p = 13.9 t

Pile : p = 2.62 t

Semelle : p = 6.075 t

Poids total de la structure

P = 43.10 t

Surcharge

S=1.5x4x4=24t

Efforts horizontaux

Amarrage : 6 t

Accostage : 6 t

VI.6.3. Vérification de la stabilité

L'étude de la stabilité sera étudiée sur un tronçon de 4 m situé entre les deux piles consécutives, pour le renversement, glissement et poinçonnement dans les cas statiques et dynamiques.

VI.6.3.1. Cas statique

Calcul des efforts

Tableau VI.1 Récapitulatif des forces

Efforts	E^V (t)	E^H (t)	XGi (m)	YGi(m)	M^S (t.m)	M^r (t.m)
Charges permanentes						
Poids total du mur g1	43,10	0,00	2,25	/	96,98	0,00
Surcharges (1.50 T/m^2)…. q1	24,00	0,00	2,25	/	54,00	0,00
Amarrage (6 T)..... q2	0,00	6,00	/	5,10	0,00	30,60
Accostage (6 T).....q3	0,00	6,00	/	4,30	0,00	25,80
G =g1+q2+q3	43,10	12,00			96,98	56,40
Q = q1	24,00	0,00			54,00	0,00
Combinaisons						
G+1,2Q+Am+Ac	71,90	12,00			161,78	56,40
G+Am+Acc	43,10	12,00			96,98	56,40

Cas de charge n°1 : G+1.2S+Am+Acc

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Coefficient de sécurité	**Au renversement** $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	**Au glissement** $F_g = \frac{E^V}{E^H} \text{tg } \varphi$
$\mathbf{G + 1.2\ S + Am + Acc}$	2.86	4.68

Vérification de la capacité portante du sol

Au niveau de l'assise en enrochements

$\sigma_{adm} = 60 \text{t/m}^2$

	e(m)	B = 2xe(m)	δ (°/rad)	σ_V (t/m²)	σ_{Assise} (t/m²)
G + 1.2 S + Am + Ac	1.46	2.96	0.16/9.47°	24.52	51.12

D'ou $\sigma s = 24.52\ T/m^2 < \sigma a' = 50.00\ T/m^2$

Au niveau du sol de fondation (sol support)

Le sol de fondation est un sol rocheux qui présente une résistance a la compression Rc = 200bars donc :

$\sigma_{adm} = \mathbf{Rc}/2 = 100$ bars

Poids de l'assise	B'(m)	$\boldsymbol{\delta}$	E'v (t)
4.91t	4.46	0.16	76.814

$\sigma_{\mathbf{v}} = 17.06 t/m^2$

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante des forces, la contrainte admissible sera de :

$\sigma a' = \sigma axe^{-\delta}$, avec $\delta = tg^{-1}\frac{Eh}{Hv}$,

Donc $\sigma a' = 85.21$ bars

Cas de charge n°2: G + Am + Acc

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Coefficient de sécurité	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} tg\ \varphi$
G + Am + Acc	1.72	2.80

Vérification de la capacité portante du sol

Au niveau de l'assise en enrochements

$\sigma_{adm} = 60 t/m^2$

	e(m)	B = 2xe(m)	δ (∘/rad)	σ_V (t/m²)	σ_{Assise} (t/m²)
G + Am + Acc	0.94	1.88	0.27/15.55	15.26	45.80

D'ou $\underline{\sigma s = 15.18\ T/m^2 < \sigma a' = 47.67\ T/m^2}$

Au niveau du sol de fondation (sol support)

Le sol de fondation est un sol rocheux qui présente une résistance a la compression Rc = 200bars donc : $\sigma_{adm} = \mathbf{Rc}/2 = 100$ bars

Poids de l'assise	B′(m)	$\boldsymbol{\delta}$	E'v (t)
3.72t	3.38	0.27	46.81

$\sigma_v = 13.85 t/m^2$

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante des forces, la contrainte admissible sera de :

$\sigma a^+ = \sigma a \times e^{-\delta}$, avec $\delta = tg^{-1}\frac{Eh}{Hv}$,

Donc $\sigma a' = 76.33$ bars,

VI.6.3.2. Cas dynamique

Le séisme développe une force d'inertie horizontale de 0.20 g, la combinaison de charge la plus défavorable est G + SI + Am + Acc

Calcul des efforts sismiques

Récapitulatif des forces

Efforts	$E^v(t)$	$E^H(t)$	$X_{Gi}(m)$	$Y_{Gi}(m)$	$M^s(t \cdot m)$	$M^r(t \cdot m)$

Charges permanentes

Poids total du mur.....g1	46,33	0,00	2,25	/	104,25	0,00
Force due au séisme.....SI	0,00	10,78	0,00	3,41	0,00	36,74

Surcharges

Surcharges (1.50 T/m²) ….. q1	24.00	0,00	2,25	/	54,00	0,00
Amarrage (6 T) ……. q2	0,00	6,00	/	5,10	0,00	30,60
Accostage (6 T) ……. q3	0,00	6,00	/	4,30	0,00	25,85

G = g1 + q2 + q3	46,33	12,00			104,25	56,40
Q = q1	24,00	0,00			54,00	0,00
SI		10,78				36,74

Combinaisons

G + Q + SI	70,33	22,78	0,00	0,00	158,25	93,14

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Coefficient de sécurité	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} \text{tg } \varphi$
G + SI + Am + Acc	1.70	2.41

Vérification de la capacité portante du sol :

Au niveau de l'assise en enrochements

$\sigma_{adm} = 60 \text{t/m}^2$

	e(m)	B = 2xe(m)	δ (∘/rad)	σ_V (t/m²)	σ_{Assise} (t/m²)
G + Am +1/2Ac	0.93	1.81	0.31 / 17.94	25.32	44.01

D'ou $\underline{\sigma s = 25.32 \text{ T/m}^2 < \sigma a' = 44.01 \text{ T/m}^2}$

Au niveau du sol de fondation (sol support)

Le sol de fondation est un sol rocheux qui présente une résistance a la compression Rc = 200bars donc : $\sigma_{adm} = \mathbf{Rc}/2 = 100$ bars

Poids de l'assise	B′(m)	$\boldsymbol{\delta}$	E'v (t)
3.77t	3.32	0.35	43.87

$\sigma_v = 16.48 t/m^2$

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante des forces, la contrainte admissible sera de :

$\sigma a' = \sigma a \times e^{-\delta}$, avec $\delta = tg^{-1}\frac{Eh}{Hv}$

donc $\sigma a' = 73.32$ bars,

VI.6.4. Calcul des éléments de la structure

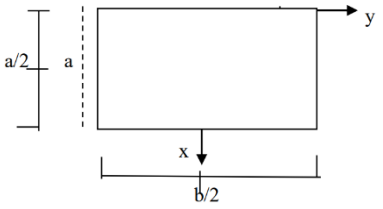
Dalles et Pré dalles

Pré dalles type 1

Calcul des sollicitations

La dalle de l'appontement sera sollicitée aux actions de la surcharge, Béton coulé sur place et son poids propre.

Surcharges $S = 1.5 t/m^2$
Le calcul sera fait à E. L.S : G+S, les sollicitations (moments, efforts tranchant) seront déterminées par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL (RSAPRO) 2017



$a = 2.30$ m
$b = 3.60$ m

Calcul du ferraillage

Les moments les plus défavorable dans le sens X et Y :

$Mxx = 1.02 tm/ml$
$Myy = 1.51 tm/ml$

Calcul du ferraillage

$b = 1$ m, $ht = 15$ cm

Suivant xx :

$Mxx = 1.02 tm/ml \Rightarrow As = 5.5\ cm^2/ml$

Suivant yy :

$Myy = 1.51 tm/ml \Rightarrow As = 7.5\ cm^2/ml$

Condition de non-fragilité

$A_S \geq 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 1.63\ cm^2 \Rightarrow As = 7.50\ cm^2/ml$

La section d'armature est de $As = 6.50\ cm^2/ml$ DONC : HA 12/15 cm, pour les deux sens

Les contraintes développées sont : $\sigma b = 1.26MPa < 0.6fc28 = 18MPa$ (E.L.S)

Le ferraillage préconisé pour la dalle dans les deux sens est $\Leftrightarrow HA12/15\ cm$ dans les deux sens.

Poutres-Pile-Semelle

Calcul des sollicitations

La structure est sollicitée aux différentes charges et surcharges (verticales et horizontales) et aux actions sismiques.

Le calcul des sollicitations (effort normal, effort tranchant et moment fléchissant) dus aux différentes combinaisons de charges et surcharges sera effectué par l'intermédiaire d'un logiciel de calcul de structure basé sur la théorie des éléments finis.

Combinaisons de charge

- Cas statique : $G + S + Am + Acc$
- Cas dynamique : $G + SI + 0.5(Am + Acc)$ et $G + Am + Ac + SI$
- SI : L'effort sismique (spectre de réponse RPA 99, zone III)

Poutre de rive :

Poutre de rive : 109×20 (Phase 1)

Calcul des actions :

Poids Propre : $0.55t/ml$

Béton coulé sur place : $0.95t/ml$

Les sollicitations obtenues après calcul sont :

$Mmax = -2.74tm$
$Vmax = 2.74t$
Ferraillage Par rapport à l'axe Y :

Pour $M = -2.74tm$ et $b = 109\ cm, ht = 20\ cm$

La section d'armature est de $As = 12.06\ cm^2$

$\Leftrightarrow$ 6 HA16, les contraintes développées sont

$\sigma b = 6.1MPa < fcj = 18MPa$

Donc, une section $As = 12.06\ cm^2 \Leftrightarrow 6HA16$ est suffisante.

Ferraillage de l'acier transversal :

$T = 2.74t$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = 2.74 \times 10^3/(109 \times 20) = 1.63\ kg/cm^2 < \text{Min}\,(0.10fc28\,, 30\ kg/cm^2) = 30\ kg/cm^2$$

L'armature transversal $At \geq \frac{St \times 0.4\ b0}{Fe}$, pour $St = 20\ cm$ on a $At \geq 1.17\ cm^2$

Prenons $At = 2.26\ cm^2 \Leftrightarrow$ 02 cadre HA 12.

Poutre de rive : 109×65 (Phase 2)

Calcul des actions

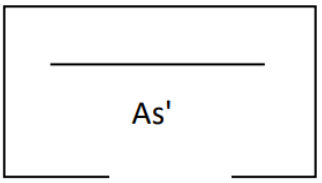
Poids Propre : 1.77t/ml

Surcharge d'exploitation : 1.26t/ml

Ferraillage Par rapport à l'axe Y :

- En travée $\text{M/y} = 1.75\text{t.m}$
- En appui $\text{M/y} = -3.50\text{t.m}$

En appui :



Pour $\text{M} = -3.50\text{t.m}$ et $\text{b} = 109\text{ cm}, \text{ht} = 65\text{ cm}$

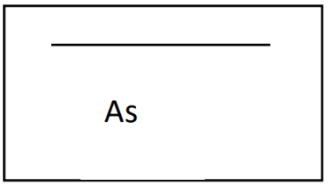
La section d'armature est de $\text{As} = 4\text{ cm}^2$

$A\text{smin} = 6.9\text{ cm}^2$

$\Leftrightarrow$ 6 HA 14, les contraintes développées sont

$\sigma\text{b} = 1.7\text{MPa} < \text{fcj} = 18\text{MPa}$

En travée :



Pour $\text{M} = 1.75\text{tm}$ et $\text{b} = 109\text{ cm}, \text{ht} = 65\text{ cm}$

La section d'armature est de $\text{As} = 2\text{ cm}^2$

$\text{Asmin} = 6.9\text{ cm}^2 \Leftrightarrow 6\text{HA14}$, les contraintes développées sont

$\sigma b = 1.2\text{MPa} < \text{fcj} = 18\text{MPa}$

Donc, une section $\underline{\text{As} = 9.24\text{ cm}^2 \Leftrightarrow 6\text{HA14 est suffisante.}}$

Ferraillage de l'acier transversal

$T = 5.28\text{t}$

$$\tau_{\text{b}} = \frac{T}{bXd} = 5.28 \times \frac{10^3}{109 \times 58.5} = \frac{0.82\text{ kg}}{\text{cm}^2} < \text{Min}\left(\frac{0.10\text{fc28,30 kg}}{\text{cm}^2}\right) = 25\text{ kg/cm}^2$$

L'armature transversale $\text{At} \geq \frac{\text{St} \times 0.4\text{ b0}}{Fe}$, pour $\text{St} = 20\text{ cm}$ on a $\text{At} \geq 1.68\text{ cm}^2$

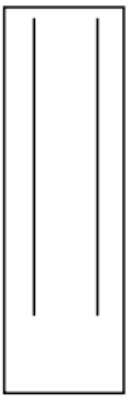
Prenons $\underline{\text{At} = 2.26\text{ cm}^2 \Leftrightarrow 02\text{ cadre HA 12.}}$

Poutre de rive vertical

Mmax = 8.60tm
As = 2.1 cm^2
condition de non-fragilité

$A_S \geq 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 4.05\ cm^2$

Donc une section de 4HA12 est suffisante (extérieur et inférieur)



Poutre chevêtre

Par rapport à l'axe $Y: M/y = 6.33t.m$,

Effort tranchant V = 6.33t

Ferraillage Par rapport à l'axe Y :

Pour $M = 6.33t.m$ et $b = 80\ cm, ht = 55\ cm$

La section d'armature est de $As = 7.9\ cm^2 \Leftrightarrow 4HA16$

Donc une section $As = 8.04\ cm^2 \Leftrightarrow 4HA16$ est suffisante supérieur et inférieur

Les contraintes développées sont :

$\sigma b, max = 3.10MPa < 0.6fc28 = 18MPa$

Ferraillage de L'acier transversal

T = 6.33t

$$\tau_b = \frac{T}{bXd} = 6.33 \times \frac{10^3}{80 \times 55 \times 0.9} = \frac{1.59\ kg}{cm^2} < Min\left(\frac{0.10fc28{,}30\ kg}{cm^2}\right) = 25\ kg/cm^2$$

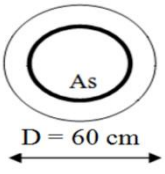
L'armature transversale $At \geq \frac{St \times 0.4\ b0}{Fe}$, pour $St = 30\ cm$ on a $At \geq 2.16\ cm^2$

Prenons $At = 2.26\ cm^2 \Leftrightarrow$ 02 cadre HA12

Piles

ELS : Fissuration très préjudiciable

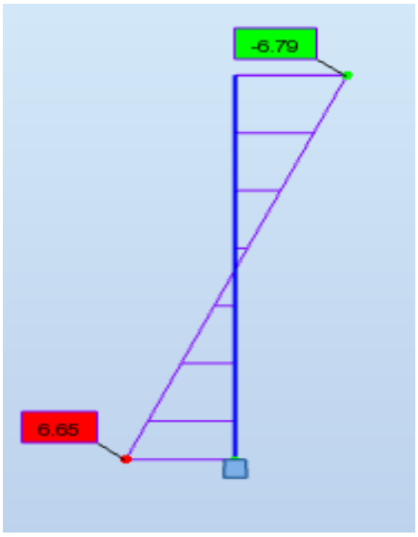
Combinaison : G + Q + Am + Acc



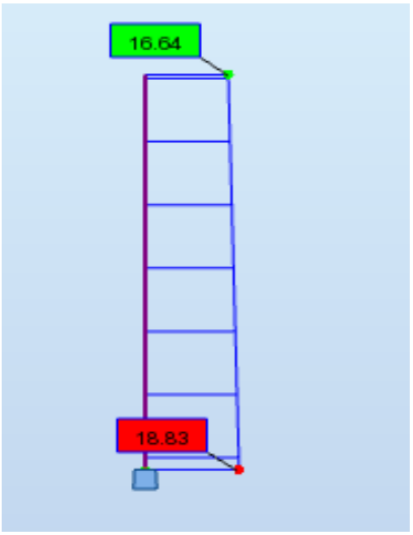
ELA :

Combinaison : G + SI + 0.5(Am+Acc)

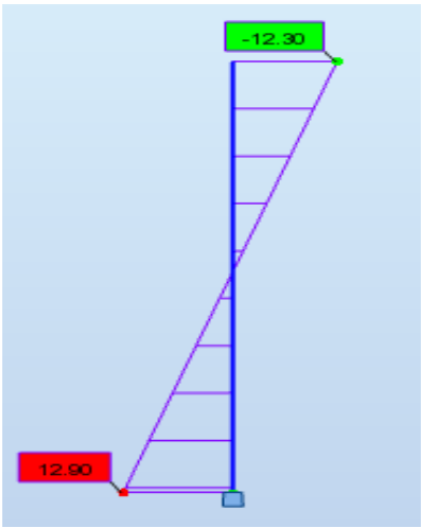
SI = 45 t (Effort Horizontale)



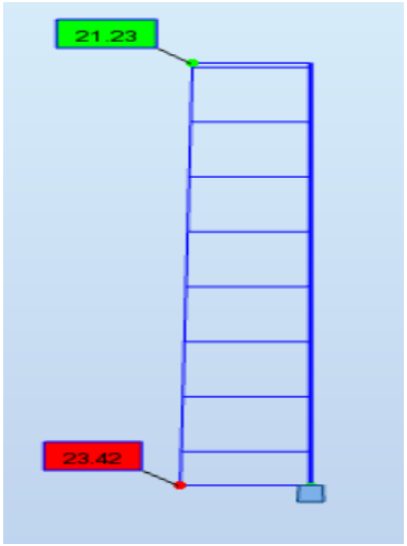
Moment Mmax a l'ELS



Effort Normal a l'ELS



Moment Mmax a l'ELA

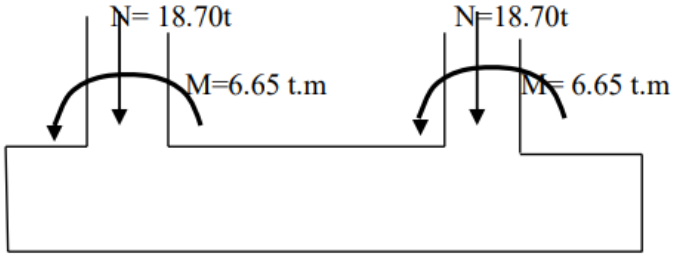


Effort normal a l'ELA

	Mmax (t.m)	N (t)	As cm^2	Ferraillage
ELS	6.65	18.80	12	10 HA16
ELA	12.90	23.42	10	10 HA14

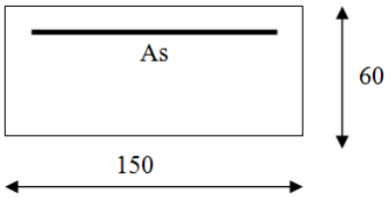
Donc le ferraillage se fera à l'ELS avec As = 20.01 (10HA16)

Semelle



La semelle est sollicitée à son poids propre et aux différentes actions transmises par les piles, le calcul de la semelle par le modèle de la structure sous ces différentes actions a donné les sollicitations suivantes :

Mobilisation du sol



$$q1 = \frac{N}{B1} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = \frac{35.75t}{m^2}$$

$$q2 = \frac{N}{BI} \cdot \left(1 - 6.\frac{e}{B}\right) = 3.04t/m^2$$

$$q1 = \frac{3qmax + qmin}{q} = \frac{27.53t}{m^2}$$

$M_{max} = 9.96tm$

$\underline{As = 16.23\ cm^2/ml\ Soit\ 8HA16}$

N.B : les armatures supérieurs et inférieur seront de 8HA16

Ferraillage de L'acier transversal :

$T = 17.8t$

$$\tau b = \frac{T}{b} d = \frac{17.810^3}{150 \times 54} = 2.19\ kg/cm^2 < Min\ (0.10fc28, 30\ kg/cm^2) = 25\ kg/cm^2$$

L'armature transversal $At \geq \frac{St\ x0.4\ b0}{fe}$, pour $St = 20$ cm on a $At \geq 3{,}75\ cm^2$

Prenons $At = 4.52\ cm^2 \Leftrightarrow \underline{cadre\ HA\ 12/20}$

VI.7. Vérification de stabilité de l'appontement à -3.50 m

VI.7.1. Descriptif de l'appontement

L'appontement est constitué d'éléments en béton armé préfabriqués (semelle -piles chevêtre, poutres, dallettes ...etc.) et coulés en place (dalles et une partie des poutres centrales et de rives).

La semelle est fondée sur une assise en T.V.C de carrière (0-500kg) au-dessous d'une couche d'enrochement (1 - 15kg), cette dernière est réglée par une couche de ballast (20 - 40mm). Les piles de l'appontement sont protégées en pied par une couche d'enrochements (50-200kg).

VI.7.2. Hypothèses de calcul

Caractéristiques des matériaux de construction

Assise en enrochement

Poids volumique déjaugé $\gamma' = 1.1$ t/m^3

Angle de frottement interne $\varphi = 37°$

Cohésion $c = 0$ t/m^2

Contrainte admissible $\sigma_{adm} = 60$ t/m^2

Béton armé

Poids volumique $\gamma_b = 2.5$ t/m^3

Poids volumique déjaugé $\gamma'_b = 1.5$ t/m^3 Ferraillage : FeE400

VI.7.3. Efforts agissants sur l'appontement

Poids propre

Poutre Latérale : p = 10.4 t

Poutre Chevêtre : p = 7.05 t

Prédalle : p = 4.01 t

Béton coulé sur place : p = 13.9 t

Pile : p = 3.47 t

Semelle : p = 6.075 t

Poids total de la structure

P = 44.77 t

Surcharge

S=1.5×4×4=24t

Efforts horizontaux

Amarrage : 6 t

Accostage : 6 t

VI.7.4. Vérification de la stabilité

L'étude de la stabilité sera étudiée sur un tronçon de 4 m situé entre les deux piles consécutives, pour le renversement, glissement et poinçonnement dans les cas statiques et dynamiques.

Cas statique

Calcul des efforts

Récapitulatif des forces

Efforts	E^V (t)	E^H (t)	X_{Gi} (m)	Y_{Gi}(m)	M^S (t.m)	M^r (t.m)
Charges permanentes						
Poids total du mur g1	44,78	0,00	2,25	/	100,75	0,00
Surcharges (1.50 T/m^2).… q1	24,00	0,00	2,25	/	54,00	0,00
Amarrage (6 T).....q2	0,00	6,00	/	5,90	0,00	35,40
Accostage (6 T).... q3	0,00	6,00	/	4,90	0,00	29,40
G =g1+q2+q3	44,78	12,00			100,75	64,80
Q = q1	24,00	0,00			54,00	0,00
Combinaisons						
G+1,2Q+Am+Ac	73,58	12,00			165,55	64,80
G+Am+Acc	44,78	12,00			100,75	64,80

Cas de charge n°1 : G+1.2S+Am+Acc

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Coefficient de sécurité	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H} \text{tg } \varphi$
G + 1.2 S + Am + Acc	2.54	4.5

Vérification de la capacité portante du sol
Au niveau de l'assise en enrochements

$\sigma_{adm} = 60\text{t/m}^2$

	e(m)	B = 2xe(m)	δ (°/rad)	σ_V (t/m^2)	σ_{Assise} (t/m^2)
G + 1.2 S + Am + Ac	1.36	2.73	0.16 / 9.26°	26.86	51.12

D'ou $\underline{\sigma s = 26.86\ \text{T/m}^2 < \sigma a' = 51.12\ \text{T/m}^2}$
Au niveau du sol de fondation (sol support) :
Le sol de fondation est un sol rocheux qui présente une résistance a la compression Rc = 200bars donc :

$\sigma_{\text{adm}} = \mathbf{Rc}/2 = 100$ bars

Poids de l'assise	B'(m)	$\boldsymbol{\delta}$	E'v (t)
3.81t	4.20	0.16	76.82

$\sigma_{\mathbf{v}} = 18.28\text{t/m}^2$

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante des forces, la contrainte admissible sera de :
$\sigma a' = \sigma \text{axe}^{-\delta}$, avec $\delta = \text{tg}^{-1}\frac{\text{Eh}}{\text{Hv}}$,
donc $\sigma a' = 85.21$ bars

Cas de charge n°2: G + Am + Acc
Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Coefficient de sécurité	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H}\text{tg}\ \varphi$
G + Am + Acc	1.60	2.80

Vérification de la capacité portante du sol
Au niveau de l'assise en enrochements

$\sigma_{adm} = 60\text{t/m}^2$

	e(m)	B = 2xe(m)	δ (∘/rad)	σ_V (t/m²)	σ_{Assise} (t/m²)
G + Am + Acc	0.80	1.60	0.26 / 15°	27.88	46.26

D'ou $\underline{\sigma s = 27.88\ T/m^2 < \sigma a' = 46.26\ T/m^2}$

Au niveau du sol de fondation (sol support) :

Le sol de fondation est un sol rocheux qui présente une résistance à la compression Rc = 200bars donc : $\sigma_{adm} = \mathbf{Rc}/2 = 100$ bars

Poids de l'assise	B′(m)	$\boldsymbol{\delta}$	E'v (t)
2.59 t	3.10	0.26	47.6

$\sigma_v = 15.74\ t/m^2$

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante des forces, la contrainte admissible sera de :

$\sigma a^+ = \sigma a \times e^{-\delta}$, avec $\delta = tg^{-1}\frac{Eh}{Hv}$,

donc $\sigma a' = 77.10$ bars,

Cas dynamique

Le séisme développe une force d'inertie horizontale de 0.25 g, la combinaison de charge la plus défavorable est G + SI + Am + Acc

Calcul des efforts sismiques

Tableau Récapitulatif des forces

Efforts	$E^v(t)$	$E^H(t)$	$X_{Gi}(m)$	$Y_{Gi}(m)$	$M^s(t \cdot m)$	$M^r(t \cdot m)$

Charges permanentes

Poids total du mur.....g1	47,46	0,00	2,25	/	106,79	0,00
Force due au au séisme.....SI	0,00	8,96	0,00	3,41	0,00	30,54

Surcharges

Surcharges $(1.50\ \mathrm{T/m^2})$ ….. q1	24,00	0,00	2,25	/	54,00	0,00
Amarrage (6 T) ……. q2	0,00	6,00	/	5,90	0,00	35,40
Accostage (6 T) ……. q3	0,00	6,00	/	4,90	0,00	29,40

$G = g1 + q2 + q3$	47,46	12,00			106,79	64,80
$Q = q1$	24,00	0,00			54,00	0,00
SI		8,96				30,54

Combinaisons

G + Q + SI	71,46	20,96	0,00	0,00	160,79	95,34

Vérification de la stabilité au renversement et au glissement

Coefficient de sécurité	Au renversement $F_r = \frac{M_S}{M_R}$	Au glissement $F_g = \frac{E^V}{E^H}\mathrm{tg}\ \varphi$
G + Q + SI	1.68	2.56

Vérification de la capacité portante du sol

Au niveau de l'assise en enrochements

$\sigma_{adm} = 60\mathrm{t/m^2}$

	e(m)	B = 2xe(m)	δ (∘/rad)	σ_V $(\mathrm{t/m^2})$	σ_{Assise} $(\mathrm{t/m^2})$
G + 1.2S + Am +Ac	0.92	1.83	0.28 / 16.35	19.50	45.11

D'ou $\underline{\sigma s = 19.50\ \mathrm{T/m^2} < \sigma a' = 45.11\ \mathrm{T/m^2}}$

Au niveau du sol de fondation (sol support):

Le sol de fondation est un sol rocheux qui présente une résistance a la compression Rc = 200bars donc : $\sigma_{adm} = \mathbf{Rc}/2 = 100$ bars

Poids de l'assise	B′(m)	$\boldsymbol{\delta}$	E'v (t)
2.58 t	3.34	0.28	73.60

$\sigma_v = 22.03\ \mathrm{t/m^2}$

En tenant compte de l'inclinaison de la résultante des forces, la contrainte admissible sera de :

$\sigma a' = \sigma a \times e^{-\delta}$, avec $\delta = \mathrm{tg}^{-1}\ \frac{Eh}{Hv}$

donc $\sigma a' = 75.57$ bars,

Calcul des éléments de la structure

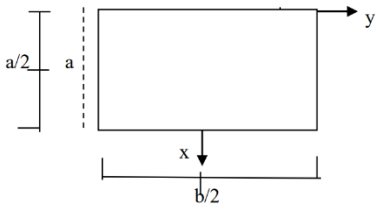
Dalles et Pré dalles

Pré dalles type 1

Calcul des sollicitations

La dalle de l'appontement sera sollicitée aux actions de la surcharge, Béton coulé sur place et son poids propre.
Surcharges :S = $1.5\mathrm{t/m^2}$

Le calcul sera fait à E. L.S : G+S, les sollicitations (moments, efforts tranchant) seront déterminées par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL (RSAPRO) 2017



a = 2.30 m
b = 3.60 m

Calcul du ferraillage

Les moments les plus défavorable dans le sens X et Y :

Mxx = 1.02tm/ml
Myy = 1.51tm/ml

Calcul du ferraillage

b = 1 m, ht = 15 cm

Suivant xx :

Mxx = 1.02tm/ml ⇒ As = $5.5\ \mathrm{cm^2/ml}$
Suivant yy :

Myy = 1.51tm/ml ⇒ As = $7.5\ \mathrm{cm^2/ml}$
Condition de non-fragilité :

$A_S \geq 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 1.63\ cm^2 \Rightarrow As = 7.50\ cm^2/ml$

La section d'armature est de $As = 6.50\ cm^2/ml$ DONC : HA 12/15 cm, pour les deux sens

Les contraintes développées sont : $\sigma b = 1.26MPa < 0.6fc28 = 18MPa$ (E.L.S)

Le ferraillage préconisé pour la dalle dans les deux sens est $\Leftrightarrow HA12/15\ cm$ dans les deux sens.

Poutres-Pile-Semelle

Calcul des sollicitations

La structure est sollicitée aux différentes charges et surcharges (verticales et horizontales) et aux actions sismiques.

Le calcul des sollicitations (effort normal, effort tranchant et moment fléchissant) dus aux différentes combinaisons de charges et surcharges sera effectué par l'intermédiaire d'un logiciel de calcul de structure basé sur la théorie des éléments finis.

Combinaisons de charge

- Cas statique : $G + S + Am + Acc$
- Cas dynamique : $G + SI + 0.5(Am + Acc)$ et $G + Am + Ac + SI$
- SI : L'effort sismique (spectre de réponse RPA 99, zone III)

Poutre de rive

Poutre de rive : 109×20 (Phase 1)

Calcul des actions

Poids Propre : $0.55t/ml$

Béton coulé sur place : $0.95t/ml$

Les sollicitations obtenues après calcul sont :

$Mmax = -2.74tm$

$Vmax = 2.74t$

Ferraillage Par rapport à l'axe Y :

Pour $M = -2.74tm$ et $b = 109\ cm, ht = 20\ cm$

La section d'armature est de $As = 12.06\ cm^2$

$\Leftrightarrow$ 6 HA16, les contraintes développées sont

$\sigma b = 6.1MPa < fcj = 18MPa$

Donc, une section $As = 12.06\ cm^2 \Leftrightarrow 6HA16$ est suffisante.

Ferraillage de l'acier transversal :

$T = 2.74t$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = 2.74 \times 10^3/(109 \times 20) = 1.63\ kg/cm^2 < \text{Min}\ (0.10fc28\ , 30\ kg/cm^2) = 30\ kg/cm^2$$

L'armature transversal $At \geq \frac{St \times 0.4\, b0}{Fe}$, pour $St = 20$ cm on a $At \geq 1.17\ cm^2$

Prenons $\underline{At = 2.26\ cm^2 \Leftrightarrow 02}$ cadre HA 12.

Poutre de rive : 109×65 (Phase 2)

Calcul des actions

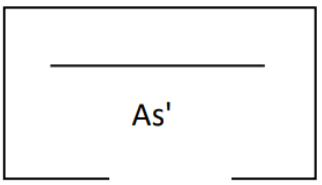
Poids Propre : $1.77t/ml$

Surcharge d'exploitation : $1.26t/ml$

Ferraillage Par rapport à I'axe Y :

- En travée $M/y = 1.75t.m$
- En appui $M/y = -3.50t.m$

En appui



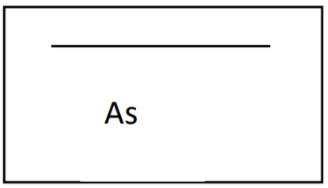
Pour $M = -3.50t.m$ et $b = 109$ cm, $ht = 65$ cm

La section d'armature est de $As = 4\ cm^2$

$Asmin = 6.9\ cm^2$

$\Leftrightarrow$ 6 HA 14, les contraintes développées sont $\sigma b = 1.7MPa < fcj = 18MPa$

En travée



Pour $M = 1.75tm$ et $b = 109$ cm, $ht = 65$ cm

La section d'armature est de $As = 2\ cm^2$

$Asmin = 6.9\ cm^2 \Leftrightarrow 6HA14$, les contraintes développées sont

$\sigma b = 1.2MPa < fcj = 18MPa$

Donc, une section $\underline{As = 9.24\ cm^2 \Leftrightarrow 6HA14}$ est suffisante.

Ferraillage de l'acier transversal

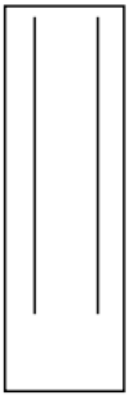
$T = 5.28t$

$$\tau_b = \frac{T}{bXd} = 5.28 \times \frac{10^3}{109 \times 58.5} = \frac{0.82\ kg}{cm^2} < \text{Min}\left(\frac{0.10fc28{,}30\ kg}{cm^2}\right) = 25\ kg/cm^2$$

L'armature transversale $At \geq \frac{St \times 0.4\, b0}{Fe}$, pour $St = 20$ cm on a $At \geq 1.68\ cm^2$

Prenons $\underline{At = 2.26\ cm^2 \Leftrightarrow 02\ cadre\ HA\ 12.}$

Poutre de rive vertical



$Mmax = 8.60tm$

$As = 2.1\ cm^2$

Condition de non-fragilité

$$A_S \geq 0{,}23\frac{f_{t28}}{f_e}bd = 4.05\ cm^2$$

Donc une section de 4HA12 est suffisante (extérieur et inférieur)

Poutre chevêtre

Par rapport à l'axe Y: $M/y = 6.33t.m$,

Effort tranchant $V = 6.33t$

Ferraillage Par rapport à l'axe Y :

Pour $M = 6.33t.m$ et $b = 80\ cm, ht = 55\ cm$

La section d'armature est de $As = 7.9\ cm^2 \Leftrightarrow 4HA16$

Donc une section $\underline{As = 8.04\ cm^2 \Leftrightarrow 4HA16}$ est suffisante supérieur et inférieur

Les contraintes développées sont :

$\sigma b, max = 3.10MPa < 0.6fc28 = 18MPa$

Ferraillage de L'acier transversal :

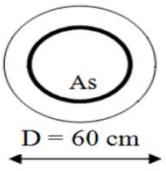
$T = 6.33t$

$$\tau_b = \frac{T}{bXd} = 6.33 \times 10^3/(80 \times 55 \times 0.9) = 1.59\ kg/cm^2 < \text{Min}\ (0.10fc28{,}30\ kg/cm^2)$$
$$= 25\ kg/cm^2$$

L'armature transversale $At \geq \frac{St \times 0.4\ b0}{Fe}$, pour $St = 30\ cm$ on a $At \geq 2.16\ cm^2$

Prenons $\underline{At = 2.26\ cm^2 \Leftrightarrow 02\ cadre\ HA12}$

Piles



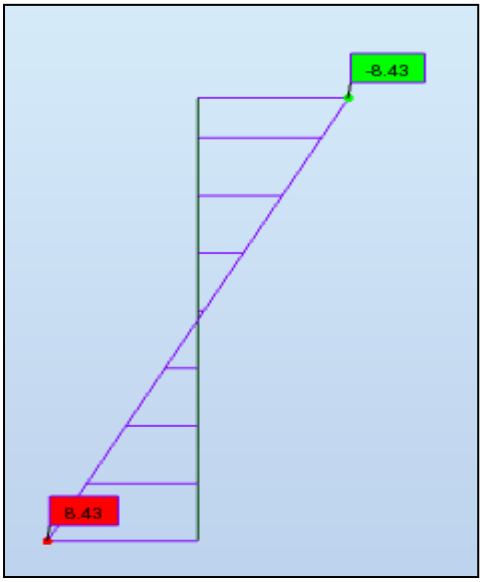
ELS : Fissuration très préjudiciable

Combinaison : G + Q + Am + Acc

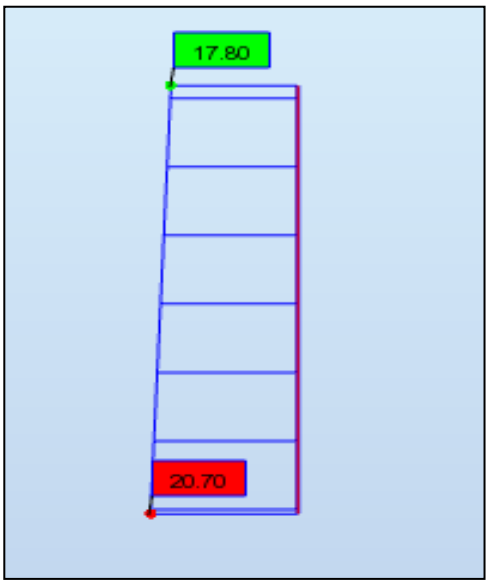
ELA

Combinaison : G + SI + 0.5(Am+Acc)

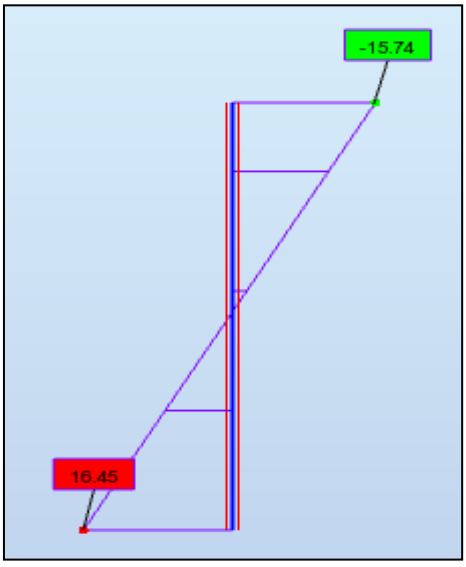
SI = 45 t (Effort Horizontale)



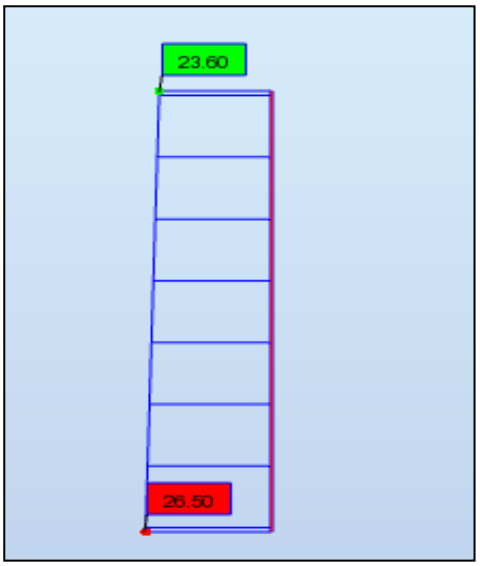
Moment Mmax a l'ELS



Effort Normal a l'ELS



Moment Mmax a l'ELA

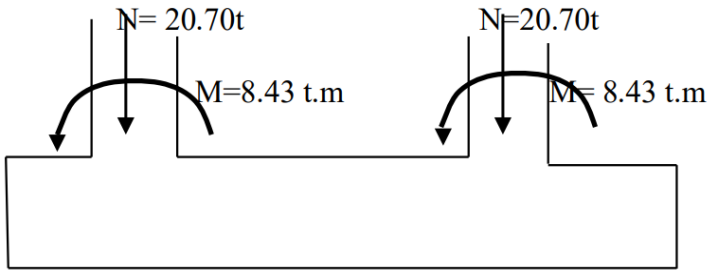


Effort normal a l'ELA

	Mmax (t.m)	N (t)	As cm^2	Ferraillage
ELS	8.43	20.70	17	10HA16
ELA	16.45	26.54	13	10HA14

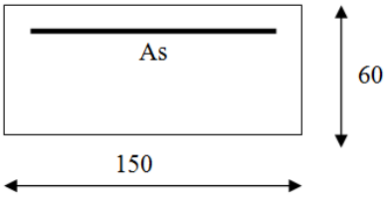
Donc le ferraillage se fera a l'ELS avec As = 20.01 (10HA16)

Semelle



La semelle est sollicitée à son poids propre et aux différentes actions transmises par les piles, le calcul de la semelle par le modèle de la structure sous ces différentes actions a donné les sollicitations suivantes :

Mobilisation du sol :



$$q1 = \frac{N}{B1} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 35.75\ t/m^2$$

$$q2 = \frac{N}{BI} \cdot \left(1 - 6.\frac{e}{B}\right) = 3.04\ t/m^2$$

$$q1 = \frac{3qmax + qmin}{q} = 27.53\ t/m^2$$

$$M_{max} = 9.96tm$$

$\underline{As = 16.23\ cm^2/ml \text{ Soit } 8HA16}$

N.B : les armatures supérieurs et inférieur seront de 8HA16

Ferraillage de L'acier transversal

$$T = 17.8t$$

$$\tau b = \frac{T}{b} d = \frac{17.810^3}{150 \times 54} = 2.19\ kg/cm^2 < \text{Min}\ (0.10fc28{,}30\ kg/cm^2) = 25\ kg/cm^2$$

L'armature transversal $At \geq \frac{St\ x0.4\ b0}{fe}$, pour $St = 20$ cm on a $At \geq 3{,}75\ cm^2$

Prenons $At = 4.52\ cm^2 \Leftrightarrow \underline{\text{cadre HA } 12/20}$

Chapitre VII étude d’impact sur l’environnement

VII.1. Introduction

Le site objet de notre étude est situé dans une anse orientée vers le Nord-est borné à l'Est par un cap rocheux. Il est circonscrit dans une crique rocheuse d'une étendue d'environ 400 m, avec des rochers qui affleurent en surface, la côte est principalement rocheuse.

Le site est cerné d'une nature verdoyante relativement vierge encore préservé d'une exploitation anthropique intensive.

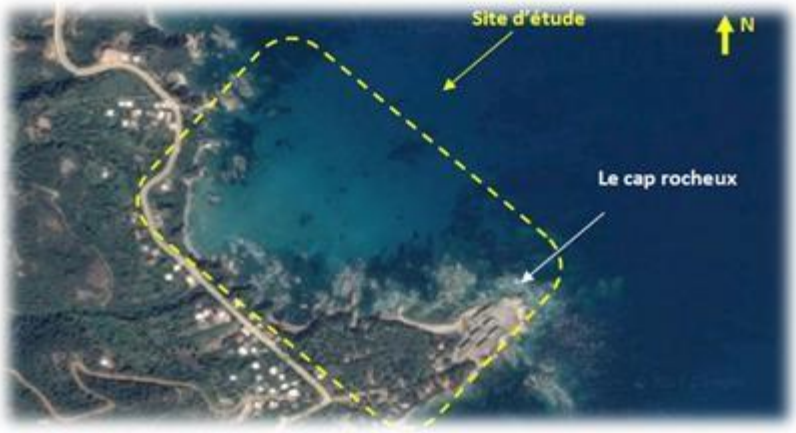


Figure VII.1 Vue satellitaire du site

VII.2. Présentation des impacts spécifiques aux ports

La construction des ports génère un ensemble d'impact qui varie selon l'emprise des ouvrages et de la qualité intrinsèque du milieu environnant. Les principaux impacts recensés sont liés a :

- L'ampleur des travaux de dragage et de remblayage,
- Les impacts sur la qualité des paysages,
- Les effets sur la végétation, la faune et ses habitats,
- Les effets sur la contamination du milieu,
- La perte de biodiversité du milieu,
- Les modifications des conditions hydrodynamiques,
- Les effets du transport des sédiments,
- Les impacts sociaux de l'ensemble du projet,
- Les retombées économiques locales et régionales.

Tableau VII.1 Impacts et mesures d'atténuation en phase d'exploitation

Impact	Mesure d'atténuation
Envol de poussière	Maintenir les surfaces propres et arroser régulièrement les voies par temps sec, les aires de stockages et de traitement des matériaux doivent être recouvert d'un film de matière plastique qui les protège des envols de vent.
Nuisance sonore	Doit être minimisé en recourant à l'application des normes en vigueur et à un contrôle strict des émissions sonores sur site.
Dragage et déroctage	Les opérations doivent se réaliser dans des conditions météorologiques et océanographiques très calmes
Pollution Détérioration du système écologique	• L'interdiction de la pratique de la pêche et du chalutage aux abords des sites pendant les travaux et élaborer une information continue à l'adresse des différents utilisateurs de la zone. • Prévoir un programme d'intervention d'urgence en cas de pollution accidentelle. • Création d'un biotope de remplacement d'intérêt écologique équivalent
Danger de circulation dans le chantier	• La mise en place de panneaux de signalisation routière est fortement recommandée depuis la jonction de la piste d'accès à la route nationale. • La présence de panneaux avertissant des dangers et interdisant l'accès à toute personne étrangère réduirait les risques d'accidents.
Incendie	La présence d'extincteurs dans chaque engin contribuerait à réduire les risques en cas d'incendie.
Effets sur la qualité de l'eau et le risque de contamination des plans d'eau	• L'analyse physico chimique de l'eau et celle de la faune benthique six et douze mois après la fin des travaux. • Une étude de recolonisation appropriée est à prévoir et englobe des essais de pêche des études de la faune benthique de zone concernée par les travaux. • Suivi environnemental étalé dans le temps de la zone concernée.

Assainissement	• Le traitement des eaux usées, il convient, de prévoir dès le début des travaux l'aménagement des zones annexes (station d'épuration). • Prévoir une station d'épuration des eaux usées. • Munir le futur port par des équipements sanitaires
Déchets, ordures, huiles usagés	• Le nettoyage du front du port et des quais doit être régulier • Le ramassage des macros-déchets (à terre et en mer), lessivage des quais, entretien des blocs sanitaires permettant de maintenir en permanence un état impeccable.

VII.3. Qualité chimique et biologique du milieu récepteur

VII.3.1. Résultats de l'analyse chimique

Tableau VII.2 Résultats de l'analyse chimique

Paramètre physique/chimique	Concentration des paramètres du site d'étude	Valeur limite Décret N° 88228 du 05/11/1988 indiquant les concentrations à ne pas dépasser aux métaux lourds susceptible de polluer la mer
Zinc	23.48 mg/kg	500mg/kg
Nickel	31 µg/g	75 µg/g
Chrome	250 mg/kg	250 mg/kg
Plomb	3.48 mg/kg	250mg/kg
Cadmium	14,9 $.10^{-3}$ mg/kg	03mg/kg
Mercure	3,02 $.10^{-3}$ mg/kg	1.5mg/kg
Hydrocarbures totaux	1.47 mg/kg	300mg/kg

VII.4. Conclusion

Les résultats des analyses chimiques révèlent que les sédiments prélevés au niveau de la zone d'étude de Tamanart sont tous en deçà des normes Algérienne recommandées**.**

Dans le contexte du développement durable, il est de la responsabilité de chaque intervenant, de la phase d'étude à l'exploitation d'un ouvrage maritime, de respecter les consignes établies par les lois et règlements en vigueur, même s'ils peuvent être complexes. Il faut également prendre toutes les mesures nécessaires pour réduire ou éliminer les impacts négatifs générés par toute activité liée à la structure (à chaque étape) afin de prévenir toute détérioration de l'environnement.

Conclusion Générale

Le stage de fin d'études a été une étape cruciale pour ma formation d'ingénieur, me permettant de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises au cours de mes années d'études. Ce stage m'a offert l'opportunité d'approfondir mes compétences dans le domaine des travaux maritimes, en particulier dans la construction des ports. J'ai pu découvrir les différentes étapes nécessaires à la réalisation d'un port de plaisance, allant de la collecte des données du projet au dimensionnement des ouvrages, en passant par l'évaluation de son impact environnemental et l'estimation des coûts globaux.

La réalisation de cette étude s'est avérée être un travail complexe, exigeant des connaissances pluridisciplinaires, notamment dans le domaine des travaux maritimes, ainsi qu'une maîtrise des outils informatiques et des logiciels de modélisation numérique.

Après avoir vécu ces trois mois de stage et intégré le monde professionnel, je peux affirmer que ce projet de fin d'études a complété ma formation et m'a permis de progresser vers mon objectif de devenir ingénieur. En synthèse, la construction d'un ouvrage maritime, dans mon cas un port de plaisance se révèle être une tâche ardue, nécessitant une parfaite maîtrise des données techniques et économiques. Il s'agit d'un travail d'équipe où l'implantation de l'ouvrage doit répondre aux contraintes et impératifs tout en étant doté des moyens appropriés pour atteindre ses objectifs de fonctionnement.

En conclusion, ce projet de fin d'études représente une étape significative de mon parcours, me permettant de consolider mes compétences techniques et ma compréhension des défis liés à la construction d'ouvrages maritimes.

Bibliographie

Livres

- Prof. Dr. Ir. Yasar Argun ISIN, aménagements des voies maritimes et fluviaux
- Guide Enrochement - L'utilisation des enrochements dans les ouvrages hydrauliques : Traduction française du Rock Manual - 2nde édition France 2009
- J. CHAPON, Travaux Maritimes TOM I : Le milieu marin - Les ouvrages extérieures des ports maritimes. Ed. Eyrolles, Paris, France. 1984
- J. CHAPON : Travaux Maritimes TOM II : Les ouvrages intérieurs des ports maritimes Ed. Eyrolles Paris, France 1975,
- Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62, La Rochelle. France 1999.
- M. BENREDOUANE : Cours de béton armé 4ème année. ENSTP, Kouba, Alger, Algérie. Année 2021/2022

Thèses

- OUAHIB Lotfi et BOUHADBA Bouchra étude de réalisation d'un port de pêche pour la wilaya de Tlemcen a Sidna youchaa, PFE encadré par Mr. MECHTI Nacereddine
- Direction Générale De L'évaluation Environnementale et Stratégique, Directive pour la réalisation d'une étude d'impact sur l'environnement d'un projet de port ou de quai, QUEBEC, 2016
- BENRAHLA Abdelmounaim et KARFA Abdessalem étude de protection du rivage, avec création d'un abri de plaisance, entre la plage kharouba et le port de Mostaganem, PFE encadré par Mme. GUERS Karima et Mr. KHERMANE Mohand
- DEMAGH Mohamed Amine et MEHIRIS Yacine Fouad Etude de réalisation du quai de l'extension du terminal à conteneurs d'Oran, PFE encadré par Dr. LEFKIR Abdelouahab
- MOUSSA Riadh AOURAI Mohamed Yacine Etude pour la réalisation d'un port de pêche à Bahara wilaya de Mostaganem, PFE encadré par M. RAHMANI DOUADI

Sites web

- Techniques de l'ingénieur, www.techniques-ingenieur.fr
- Méthodes de dimensionnement des ouvrages maritimes, www.hmf.enseeiht.fr

Liste des annexes

Annexes liées au chapitre III

Photos du site









Les aménagements

La répartition des espaces au niveau des terre-pleins du port se fera par le moyen d'une artère principale (Axe Mécanique) et dont la première extrémité représente l'accès principal du projet, d'autres articulations (giratoires…) vont s'ajouter à cela, autour desquelles s'organiseront les différentes zones.

Chaque zone est dotée selon ses besoins, en structures d'accueil, en équipement ou en infrastructure.

Zone Technique et Réparation *(voir illustrations)*

Elle va permettre l'essentiel des opérations d'entretien, de réparation et de maintenance des embarcations, avec une aire d'hivernage intégrée, la mise à sec des bateaux sera assurée aux moyens de manutention et de levage adaptés. Elle comprend :

- Une partie avitaillement : équipée de volucompteurs, réserves à carburant, cuves de récupération des huiles usagées, un espace magasin doté de vestiaires et sanitaires
- Une partie réparation : avec des ateliers dotés de vestiaires et sanitaires.





Espace Grand Public (voir illustrations)

Destiné à accueillir un large éventail d'utilisateurs, entre autres ; des plaisanciers, des estivants, ou simplement un flux de visiteurs à la recherche de détente et de loisirs.

Il sera pourvu d'aménagements paysagers et de dimensions urbaines adaptés notamment aux personnes à mobilité réduite, ainsi qu'une gamme variée de prestations et des structures d'accueil appropriées, telles que des équipements multifonctionnels, des installations saisonnières ou temporaires.

Cet ensemble sera agrémenté par du mobilier urbain, des aires de jeux, des esplanades, ou des promenades, conçus en un jeu de demi-niveau, ce choix est motivé par le souci d'atténuer l'effet d'écrasement et d'ombre que produisent les falaises limitrophes au site.



Il comprend :

- Des équipements multifonctionnels : dotés de restaurants, cafétéria, commerces, salles de jeux, unité de soins …sanitaires
- Des installations saisonnières : ou temporaires, notamment lors des manifestations sportives et culturelles, vente à l'étalage, restauration rapide…
- Des espaces en plein-air polyvalent : dotés de mobilier urbain, ils peuvent abriter des manifestations sportives et culturelles



Espace plaisanciers

Il est situé à proximité des quais afin de faciliter l'accès aux embarcations, des surfaces commerciales sont mises à la disposition des plaisanciers, notamment en matière de plaisance.

Il comprend :

- Des magasins d'accastillages : outillage, accessoires de plaisance, ils sont dotés de cafétéria, vestiaires, sanitaires, pharmacie…
- Des parcours ''*promenade des quais"* : dotés de mobilier urbain et espaces polyvalents



Espace Nautique

Il abritera des activités en rapport avec les sports nautiques : voile, plongée, aviron ..., il pourra constituer une base équipée pour les entrainements des clubs et associations sportives.

Il comprend :

Un club nautique : c'est un équipement doté d'installations et de matériel spécifiques, avec des salles de sport, de cours, vestiaires, sanitaires.

Zone Réglementée :

Elle englobe les parties chargées de :

- La gestion du port et de son organisation interne,
- La sécurité des utilisateurs, des embarcations, et du bassin du port
- Assurer et coordonner les opérations de sauvetage
- La surveillance et la défense des côtes

Observation :

L'accès restreint ou conditionné peut être dicté pour le grand public.

Elle comprend :

- Une unité de gardes côtes
- Administration ou capitainerie
- Unité de police
- Unité de protection civile

Les Voiries et Réseaux Divers

- Le circuit mécanique est implanté au centre du projet, de sorte à desservir les différentes zones du port, il est ponctué de giratoires afin de proposer une animation et un choix directionnel, il est distinct des parcours piétons, et les promenades des quais.
- L'alimentation en électricité s'effectue au moyen de poste de livraison installé par SONELGAZ, à l'entrée du port.
- L'assainissement des eaux usées est assuré par un réseau séparatif raccordé au réseau public au moyen de postes ou stations de relevage compte tenu de la topographie du terrain.
- Les eaux pluviales pourront être collectées (filtrées) et utilisées pour des fins de maintenance, entretien, lavage ou arrosage.
- Des bâches à eau sont prévues en appoint à l'adduction en eau potable, et au réseau de lutte anti-incendie
- L'éclairage extérieur est assuré par des bornes et des colonnes lumineuses.

Espace parking

Des aires de stationnement sont implantées de sorte à *préserver* ***les plateaux piétonniers*** et de mieux organiser et diffuser le flux des visiteurs ou utilisateurs, elles sont dimensionnées pour accueillir des véhicules légers, utilitaires, ou personnes en situation d'handicap physique

Il comprend :

- Parking pour zone technique et réparation
- Parking pour grand public
- Parking pour plaisanciers : *peut être défini en tant que prestation payante*
- Parking pour zone réglementée
- Les bornes fonctionnelles :
- Outre les bornes de voirie qui délimitent les espaces publics ou à servitude, les bornes fonctionnelles permettent de fournir l'accès à l'alimentation en eau, et en électricité

Occupation des Terre-pleins



Zone Technique et Réparation

Espace Grand Public

Espace Plaisanciers

Espace Nautique

Zone Réglementée

Fiche Surfacique

	Désignation		Surface (m²)	Total (m²)
Zone Technique et Réparation	Avitaillement	Magasins lubrifiants	100	**16 345**
		Réservoir carburant	100	
		Cuve huile usager	100	
		Volucompteurs	-	
	Réparation	Ateliers de réparation	1080	
		Aire d'hivernage	2250	
		Parking 20 places	945	

	Désignation	Surface (m²)	Total (m²)
Espace Grand Public	Equipement Multifonctionnel	930	**17 350**
	Installations saisonnières	265	
	Aménagements paysagers urbains	13 605	
	Parking 95 places	2550	

	Désignation	Surface (m²)	Total (m²)
Espace Plaisanciers	Magasins d'Accastillage	726	**11 375**
	Promenade urbaine	6879	
	Parking 60 places	1885	

	Désignation	Surface (m²)	Total (m²)
Zone Réglementée	Garde côte	268	**16 729**
	Administration /Capitainerie	150	
	Poste de Police	150	
	Unité de protection civile	150	
	Parking 40 places	1329	

Annexes liées au chapitre IV

Plan de masse variante 01



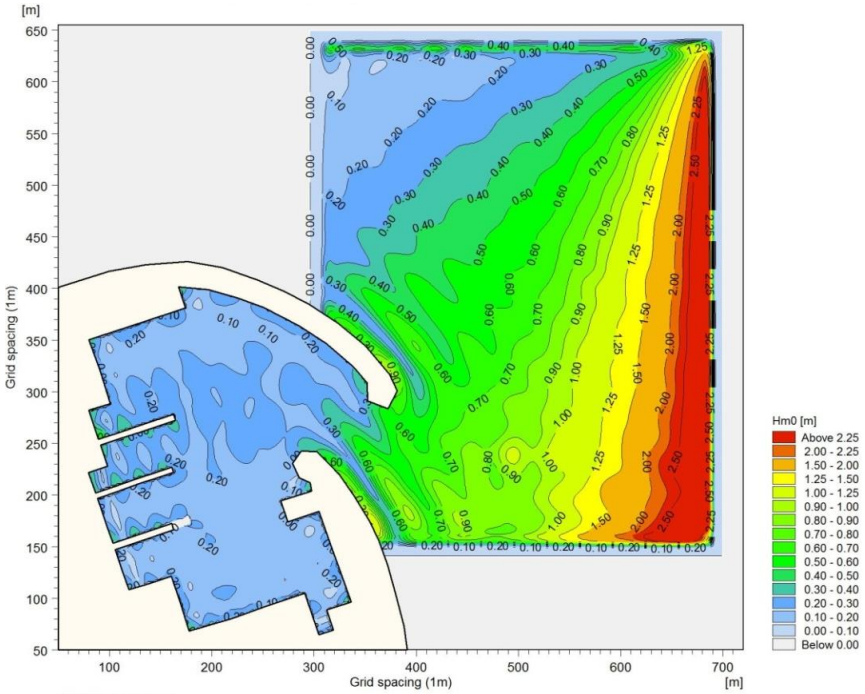
Plan de masse variante 02



Plan de masse variante 03

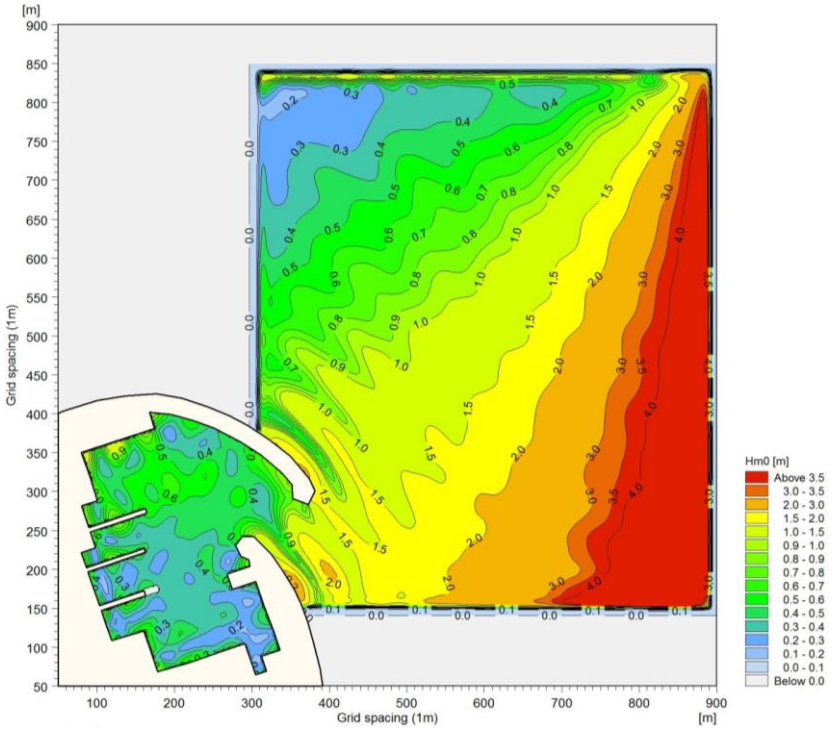


Résultats des simulations pour les houles annuelles de direction 70°N- Variante 01



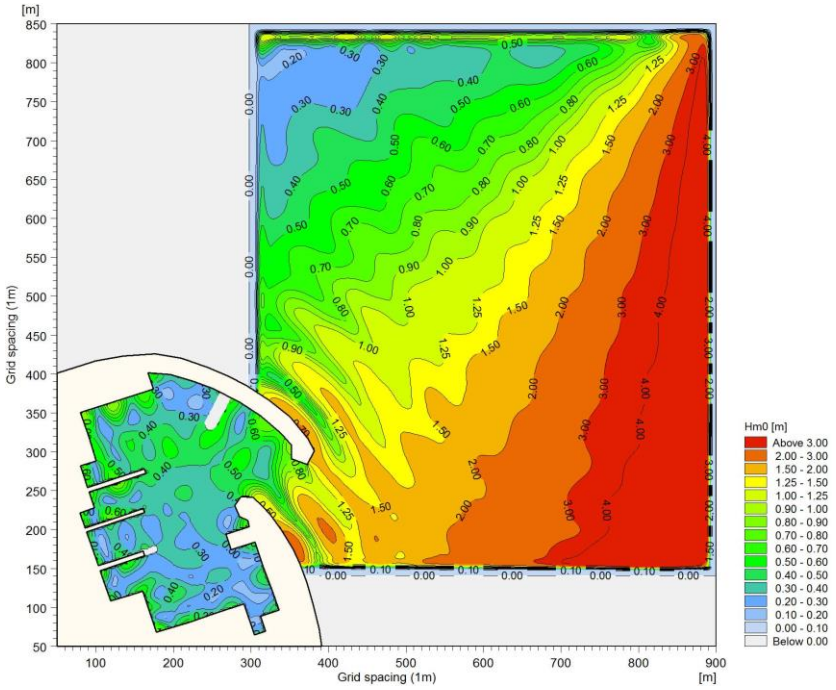
Etat d'agitation Variante 01 / (Houle incidente : profondeur = 24m, hs = 2.48, Tp = 8s, direction = 70° N)

Résultats des simulations pour les houles décennales de direction 70°N-Variante 01



Etat d'agitation Variante 01 / (Houle incidente : profondeur = 30m, hs = 3.8, Tp = 10.25s, direction = 71° N)

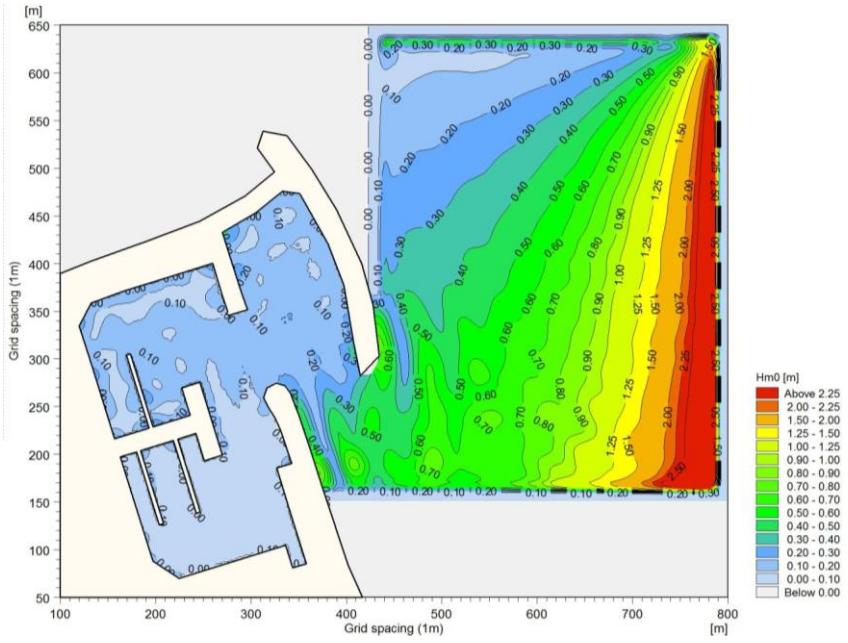
Les résultats des simulations pour cette variante optimisée sont présentés ci-après.



Etat d'agitation Variante 01 optimisée / (Houle incidente : profondeur = 30m, hs = 3.8, Tp = 10.25s, direction = 71° N)

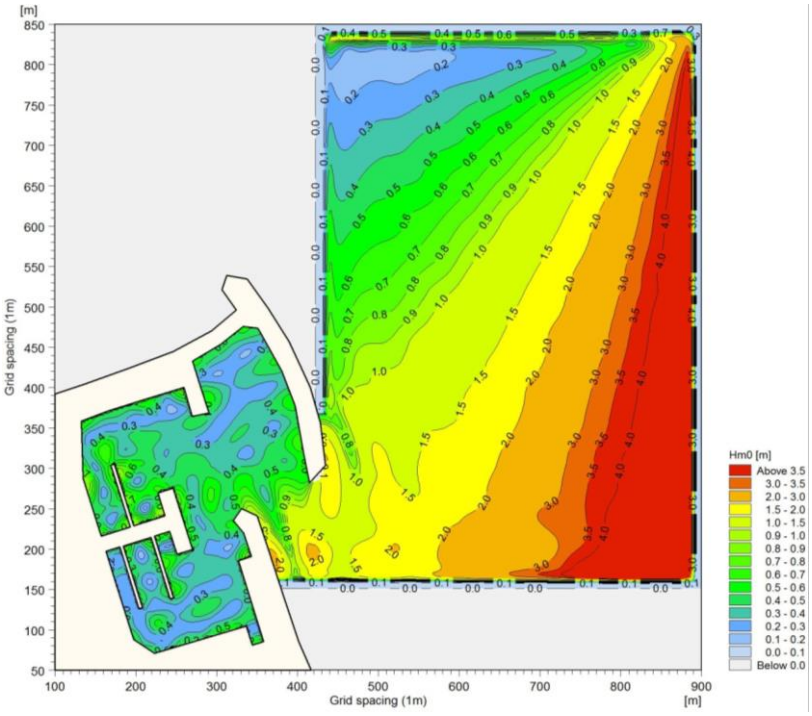
Résultats des simulations de la variante 02

Résultats des simulations pour les houles annuelles de direction 70°N-Variante 02



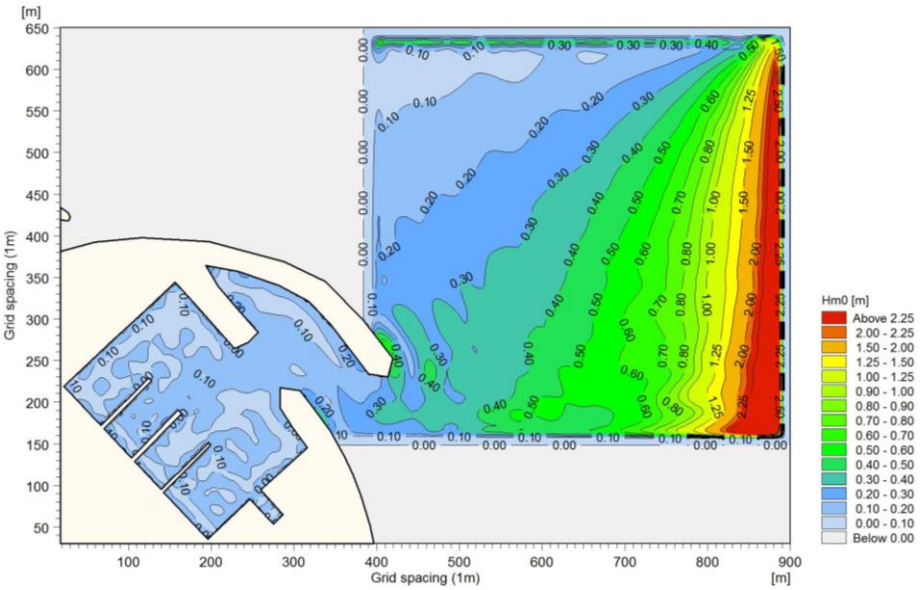
Etat d'agitation Variante 02 / (Houle incidente : profondeur = 24m, hs = 2.48, Tp = 8s, direction = 70° N)

Résultats des simulations pour les houles décennales de direction 70°N-Variante 02



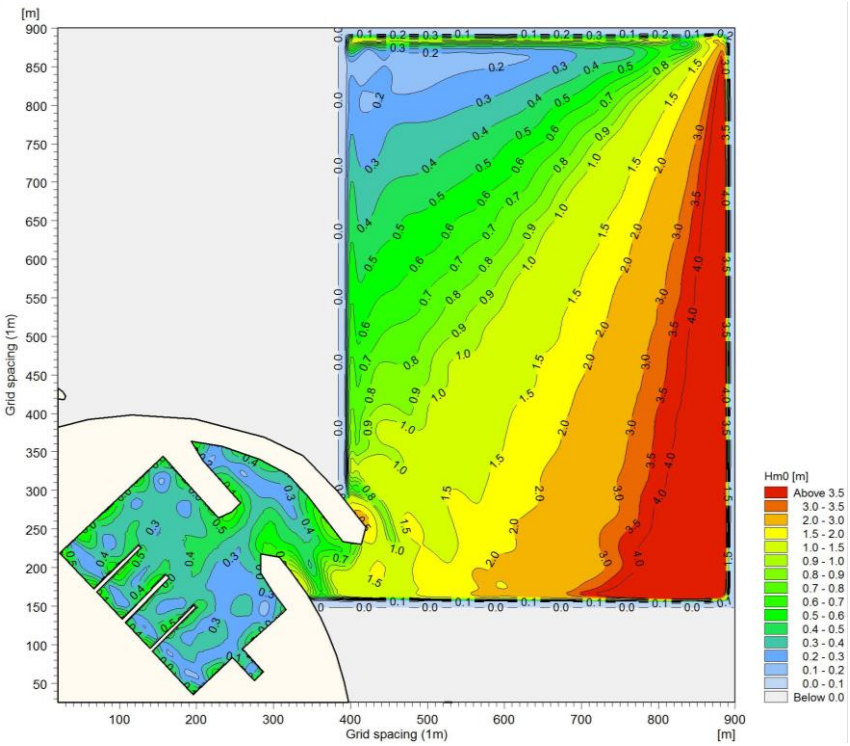
Etat d'agitation Variante 02 / (Houle incidente : profondeur = 30m, hs = 3.8, Tp = 10.25s, direction = 71° N)

Résultats des simulations pour les houles annuelles de direction 70°N-Variante 03



Etat d'agitation Variante 03 / (Houle incidente : profondeur = 24m, hs = 2.48, Tp = 8s, direction = 70° N)

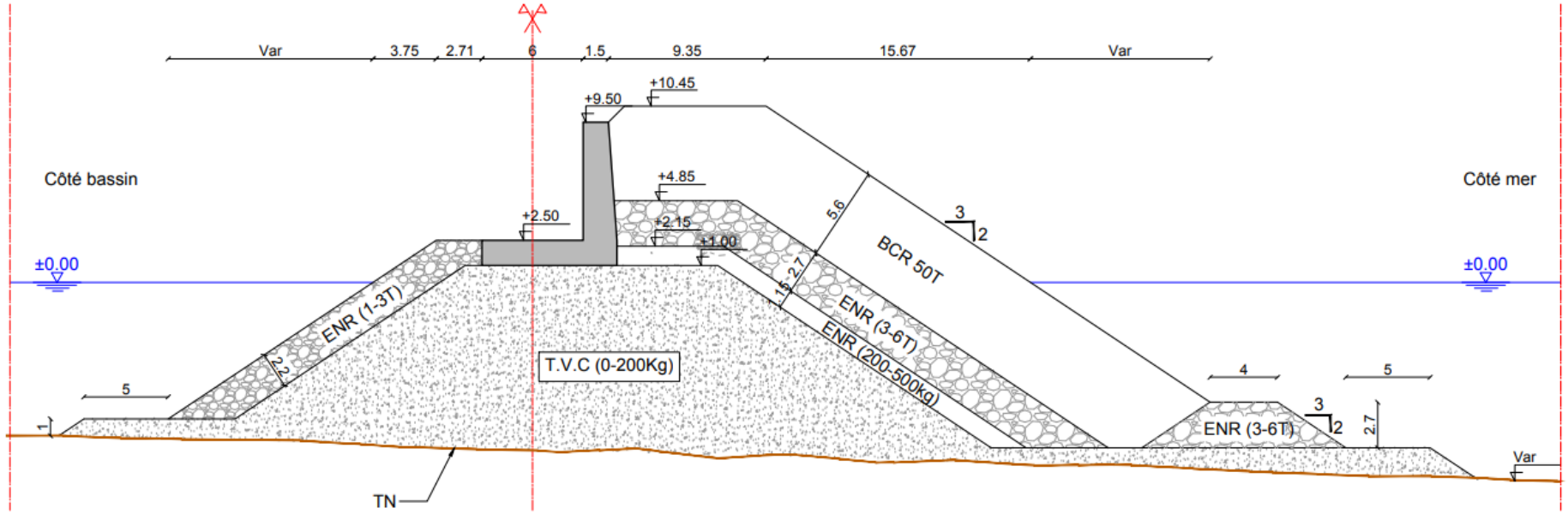
Résultats des simulations pour les houles décennale de direction 70°N-Variante 03



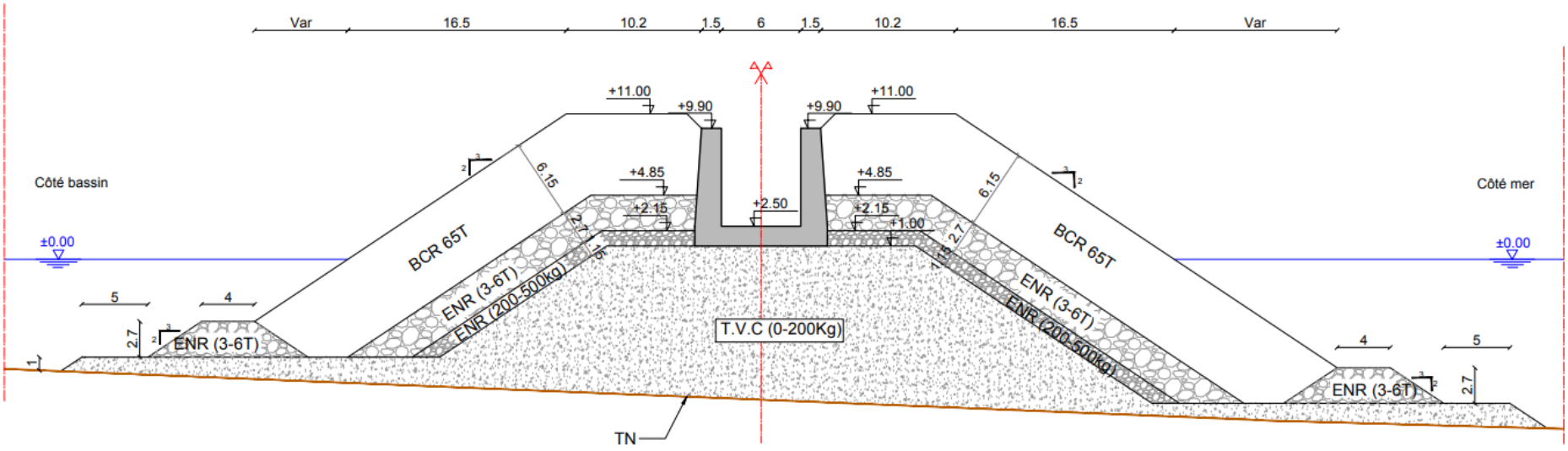
Etat d'agitation Variante 03 / (Houle incidente : profondeur = 30m, hs = 3.8, Tp = 10.25s, direction = 71° N)

Annexes liées au chapitre V

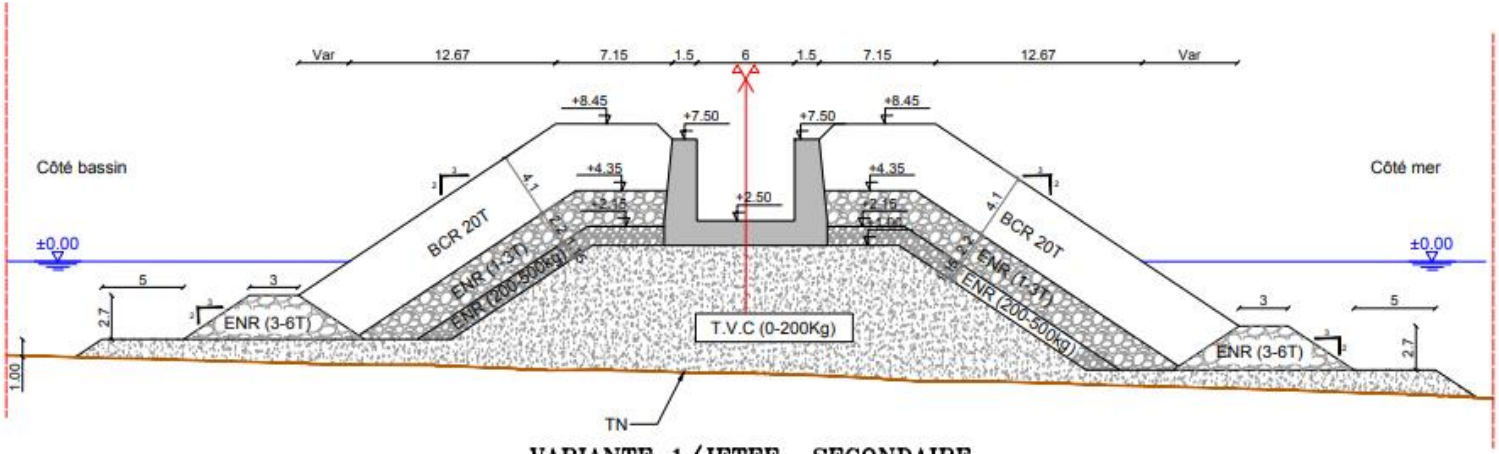
VARIANTE 1 / JETEE PRINCIPALE
PROFIL COURANT A
Ech :1/250



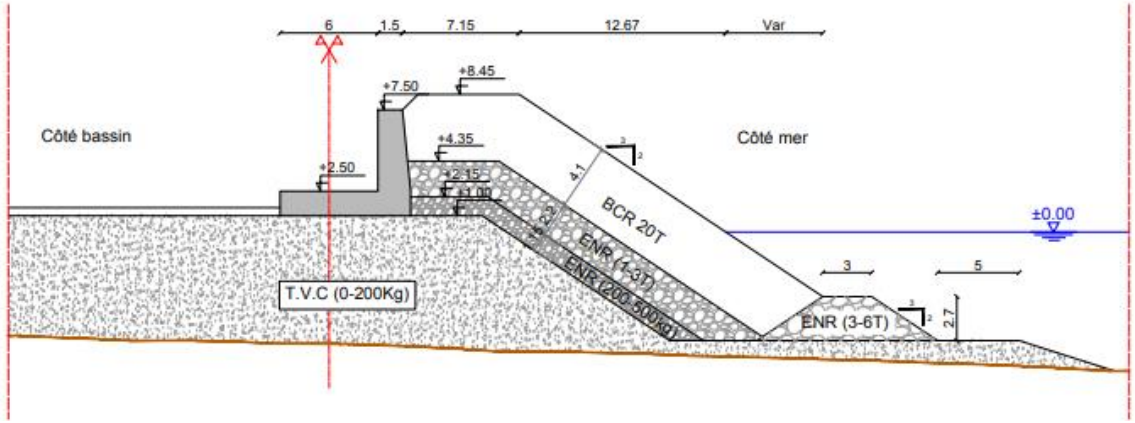
VARIANTE 1/JETEE PRINCIPALE
PROFIL MUSOIR
Ech :1/300



VARIANTE 1/JETEE SECONDAIRE
PROFIL MUSOIR
Ech :1/250



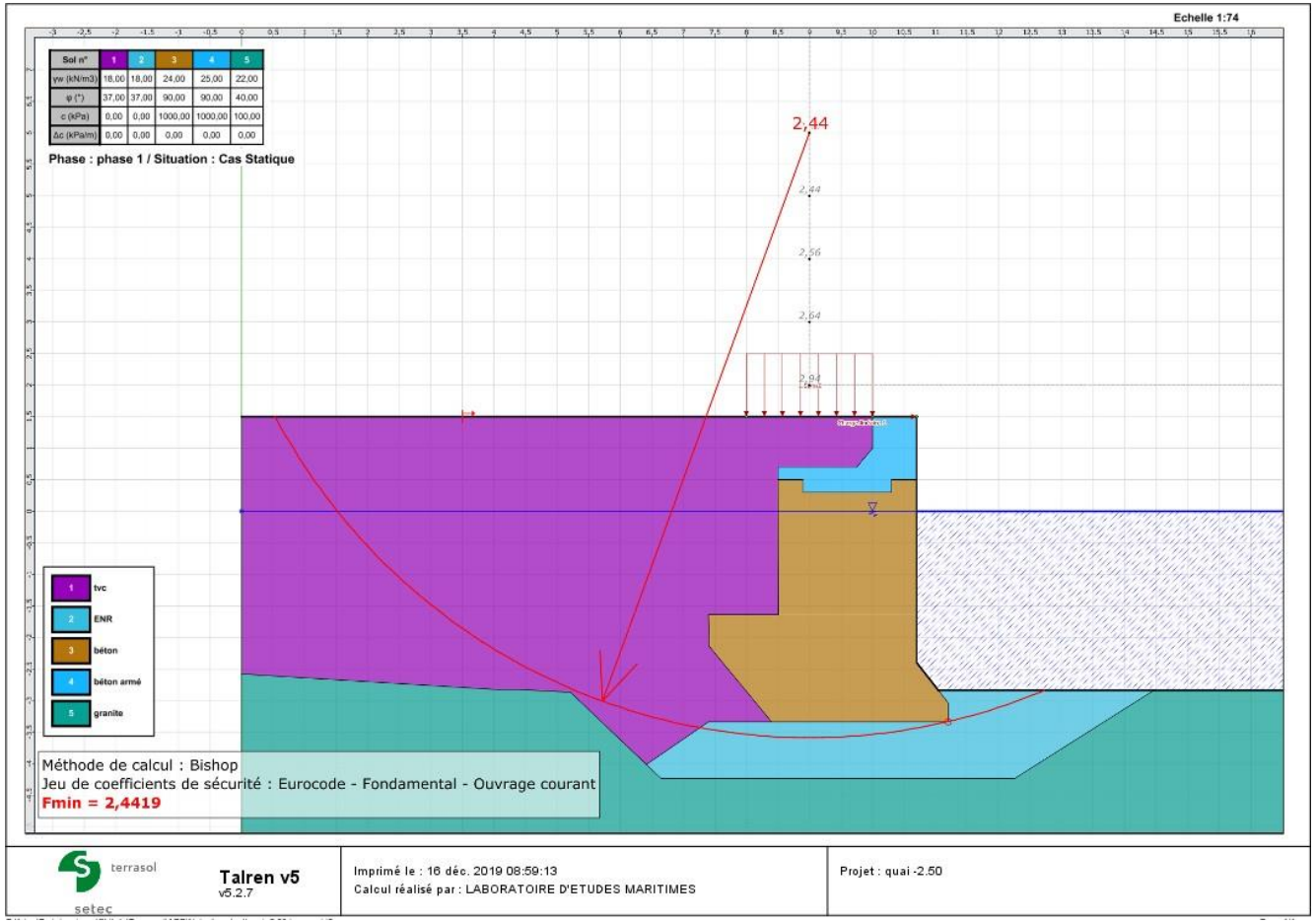
VARIANTE 1/JETEE SECONDAIRE
PROFIL COURANT B
Ech :1/250



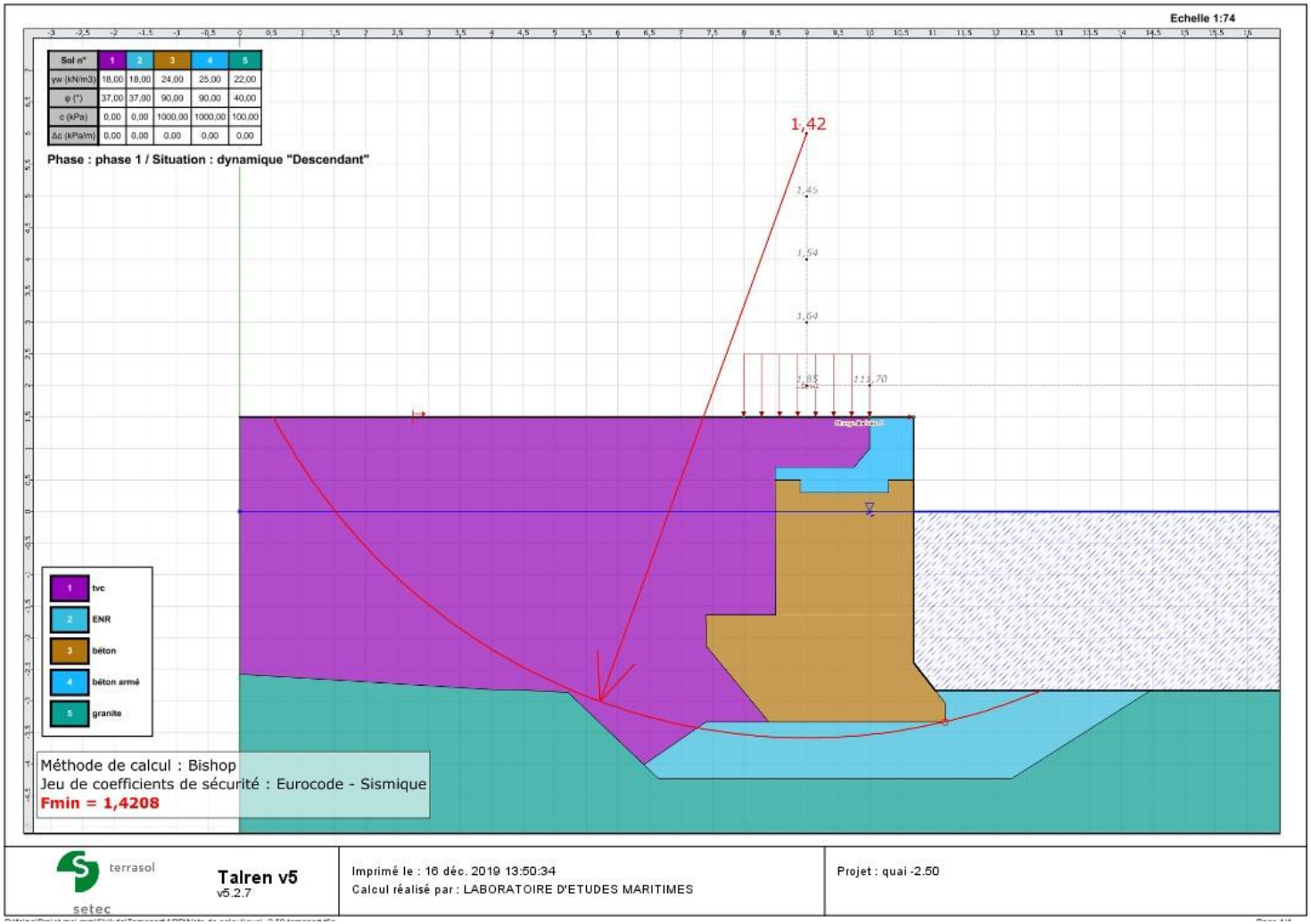
Annexes liées au chapitre VI

Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle du quai à -2.50m

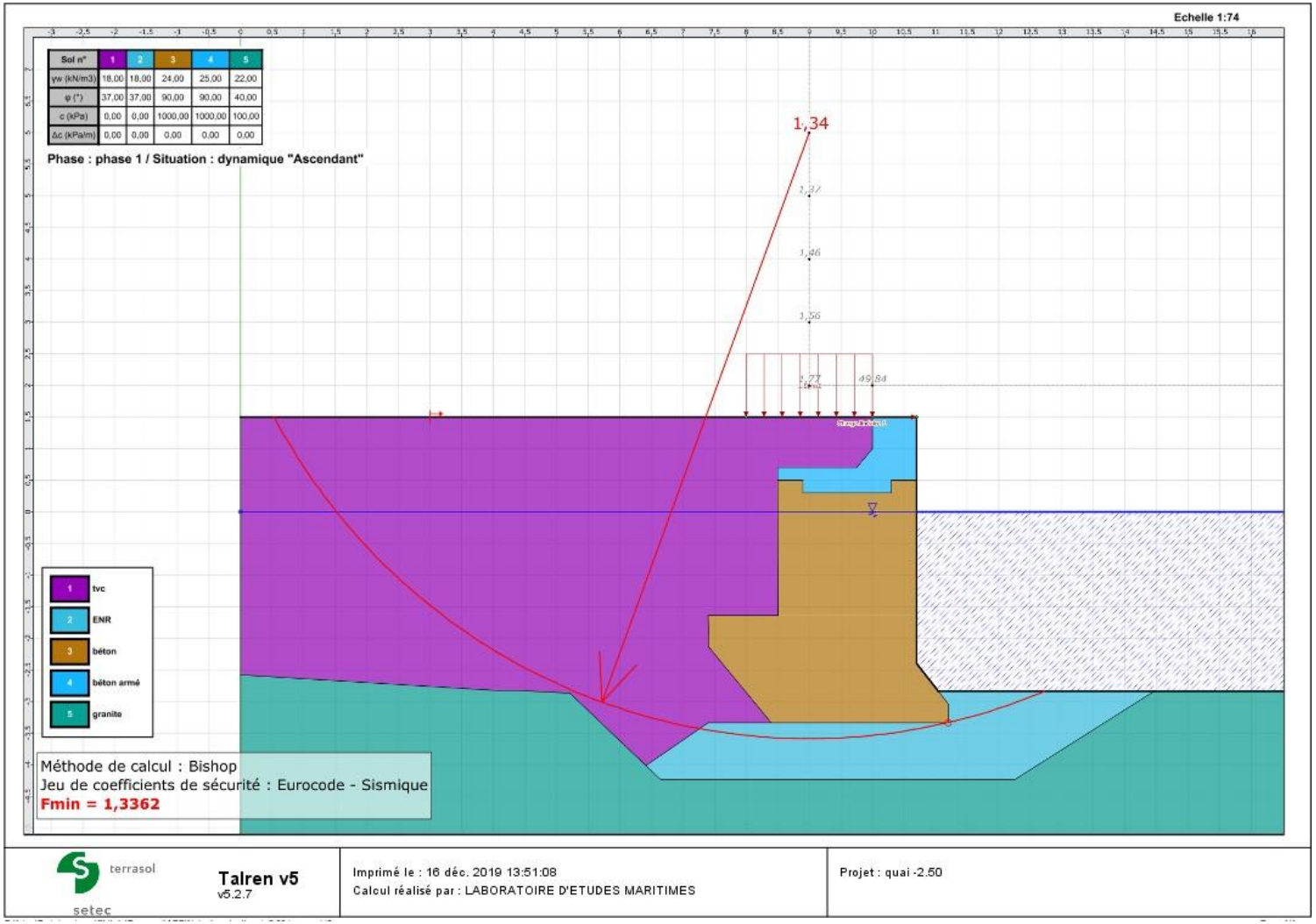
Cas statique



Cas Descendant

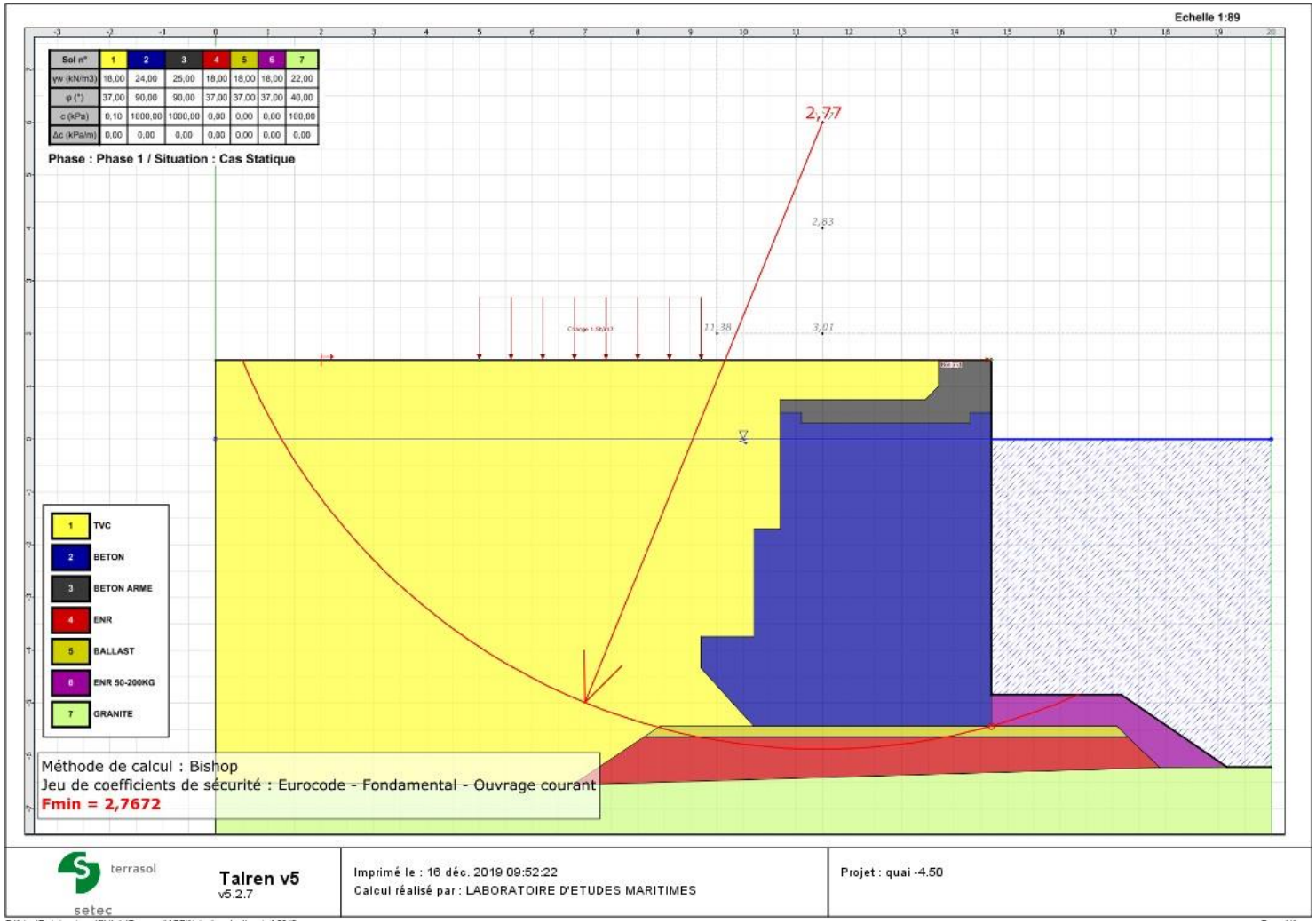


Cas Ascendant

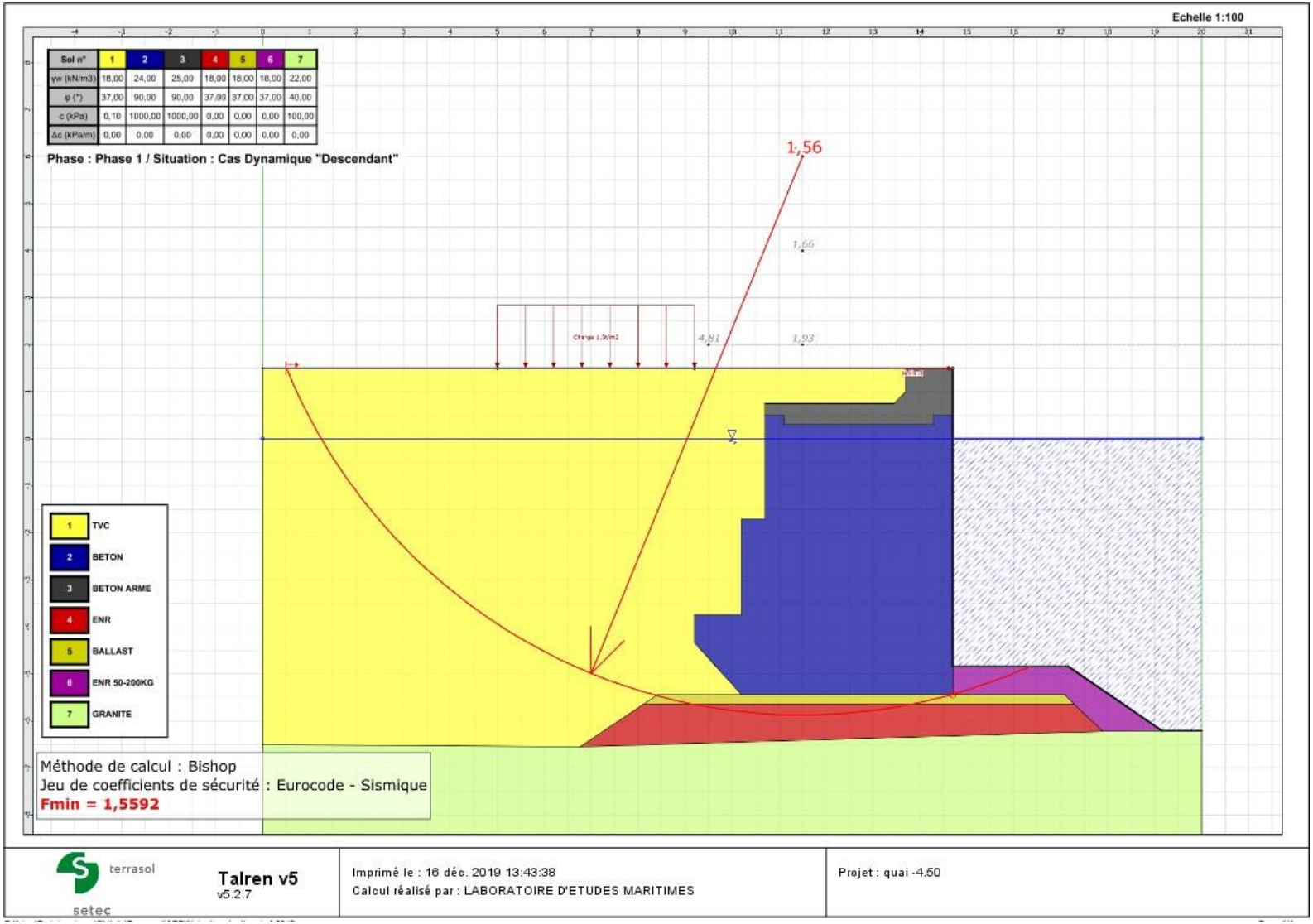


Vérification de la stabilité vis à vis au glissement en cercle du quai à -4.50m

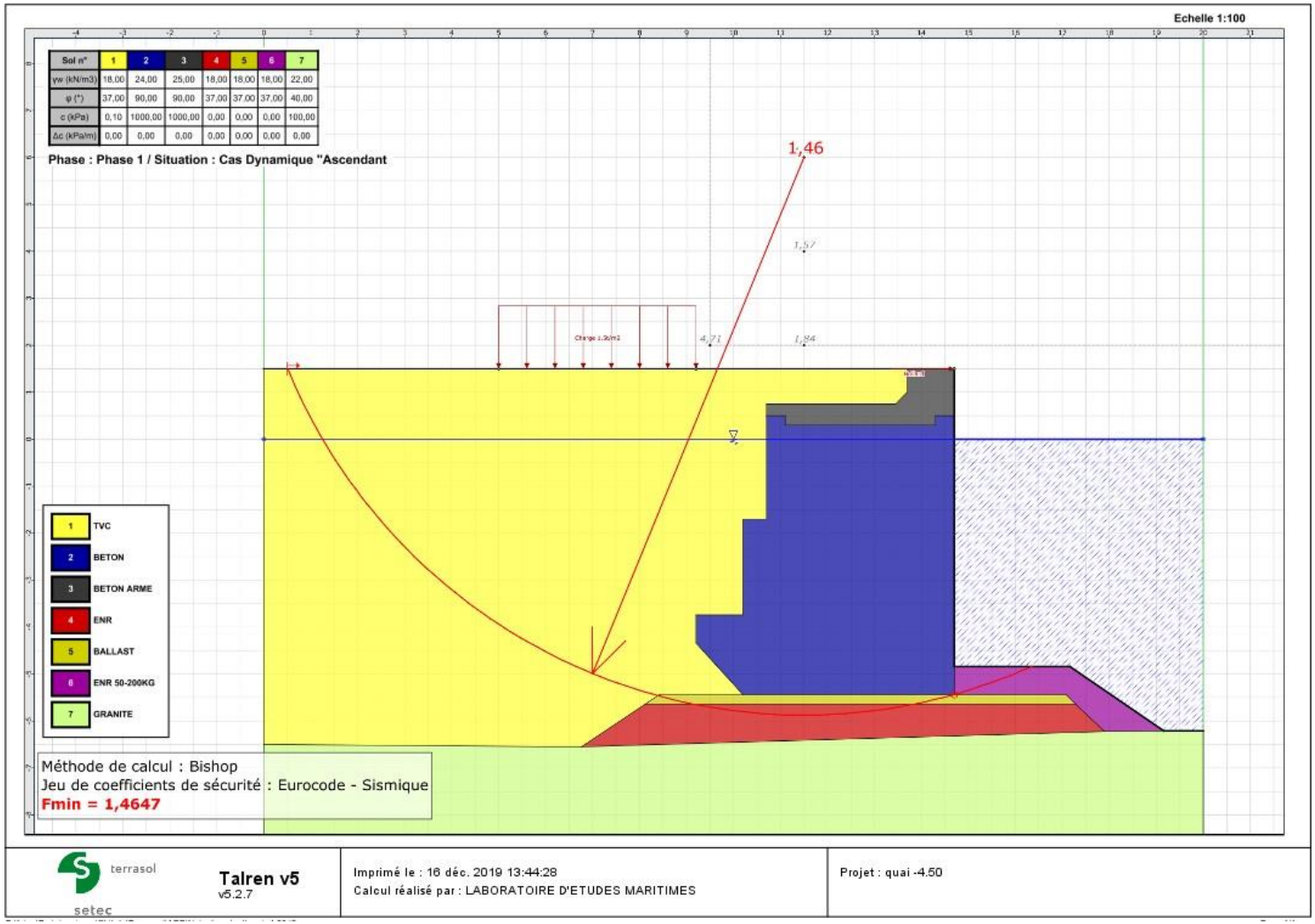
Cas statique



Cas Descendant

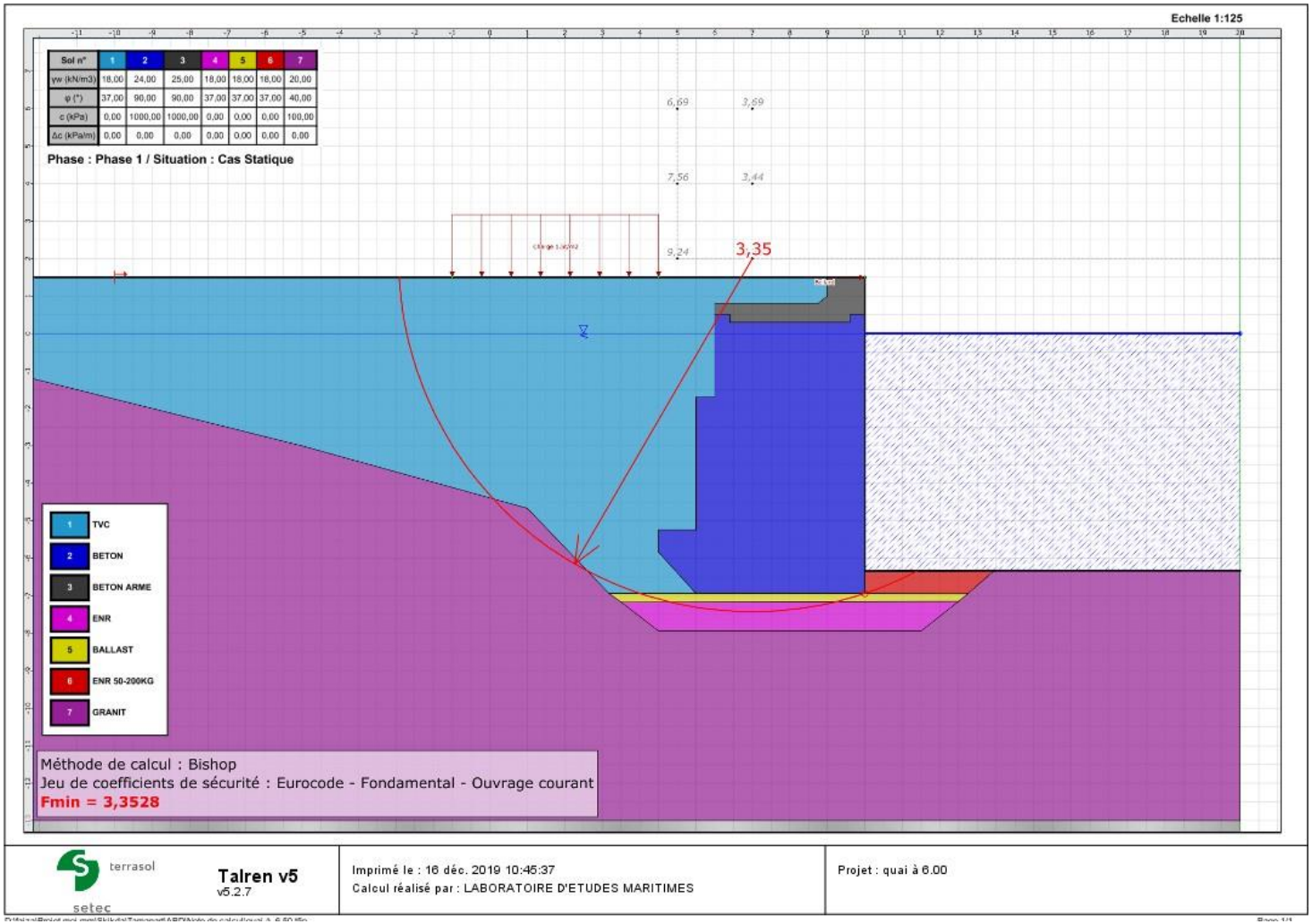


Cas Ascendant

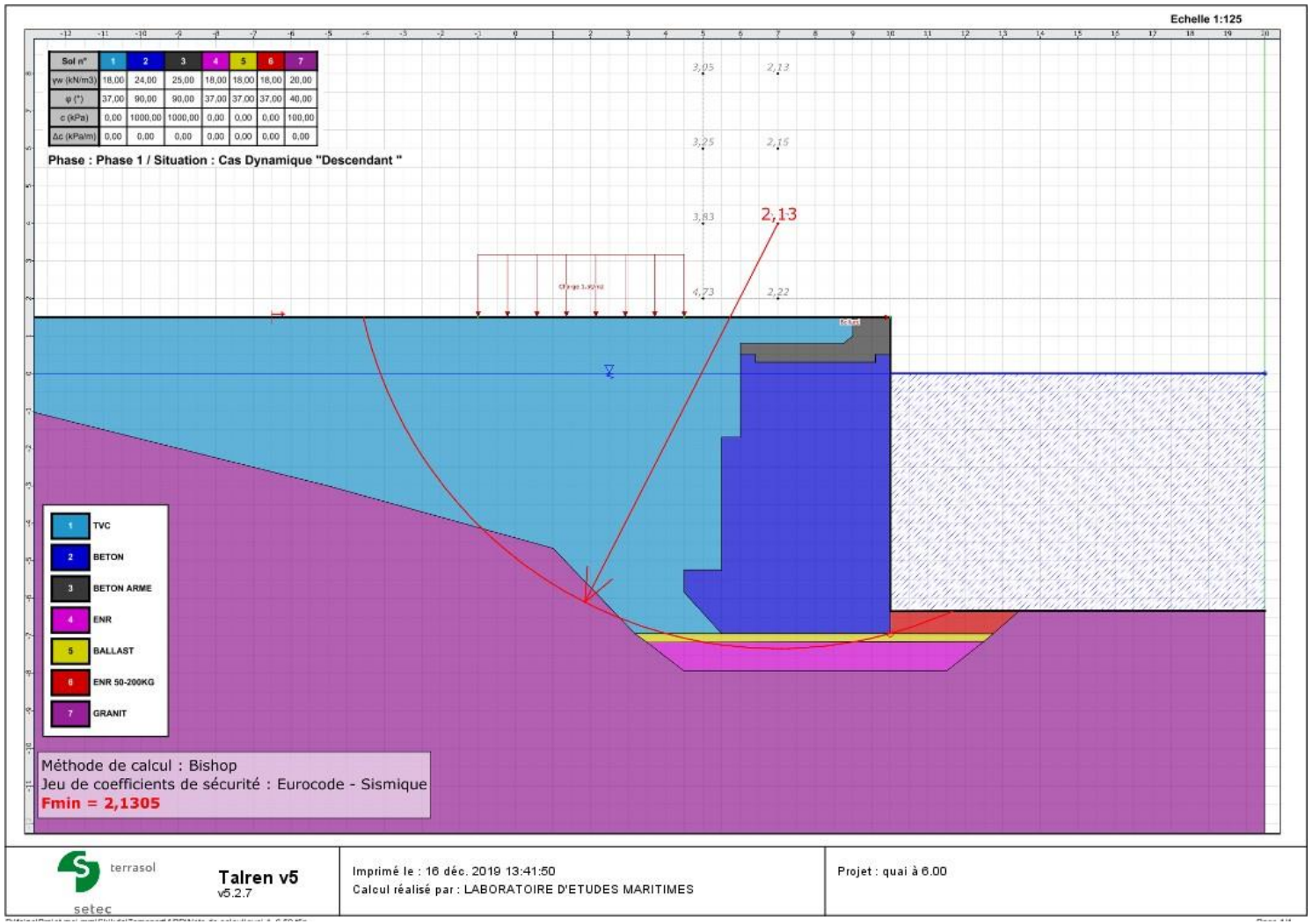


Vérification de la stabilité vis-à-vis au glissement en cercle du quai à -6m

Cas Statique



Cas Descendant



Cas Ascendant

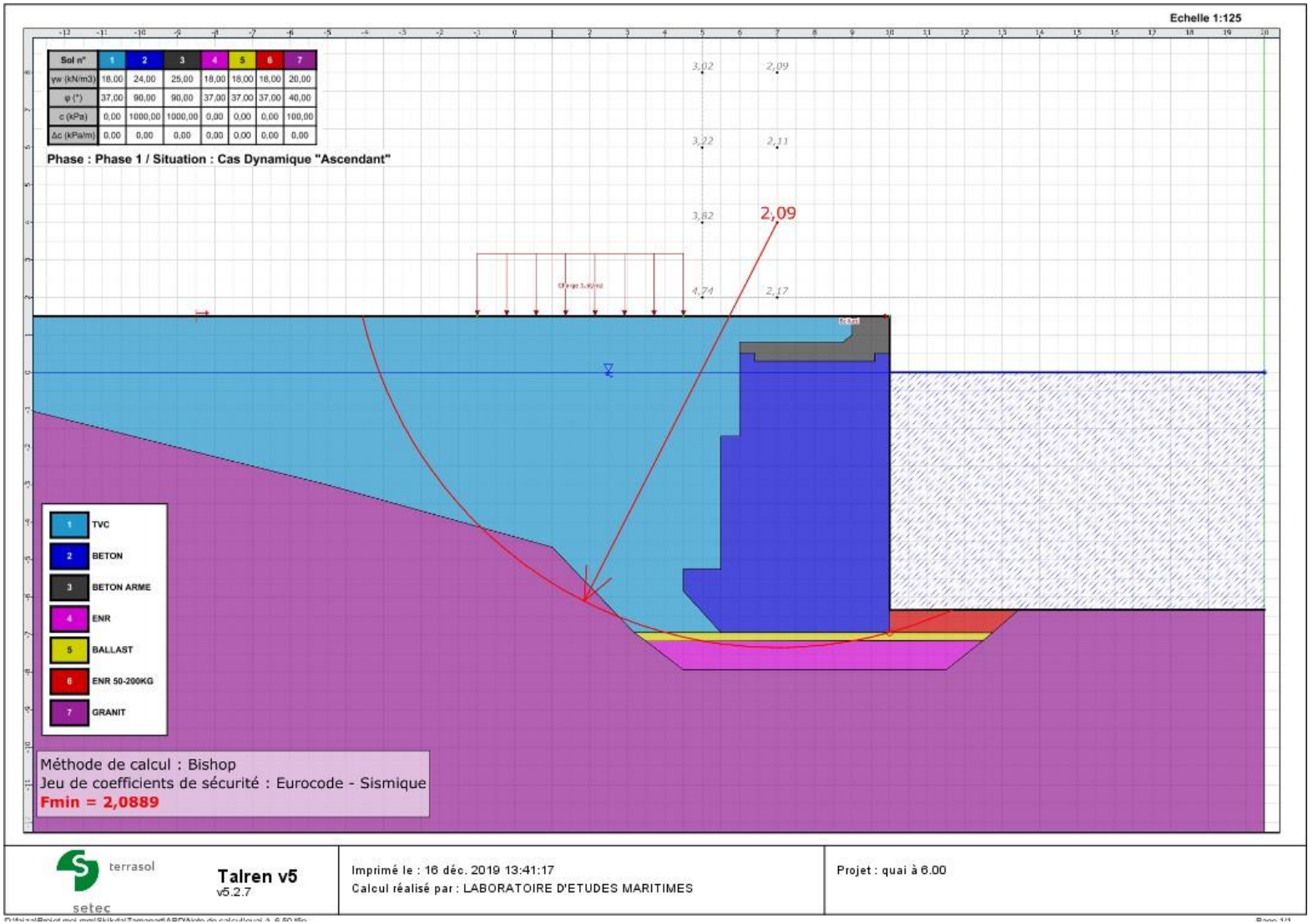


Schéma du quai en bloc à -6m

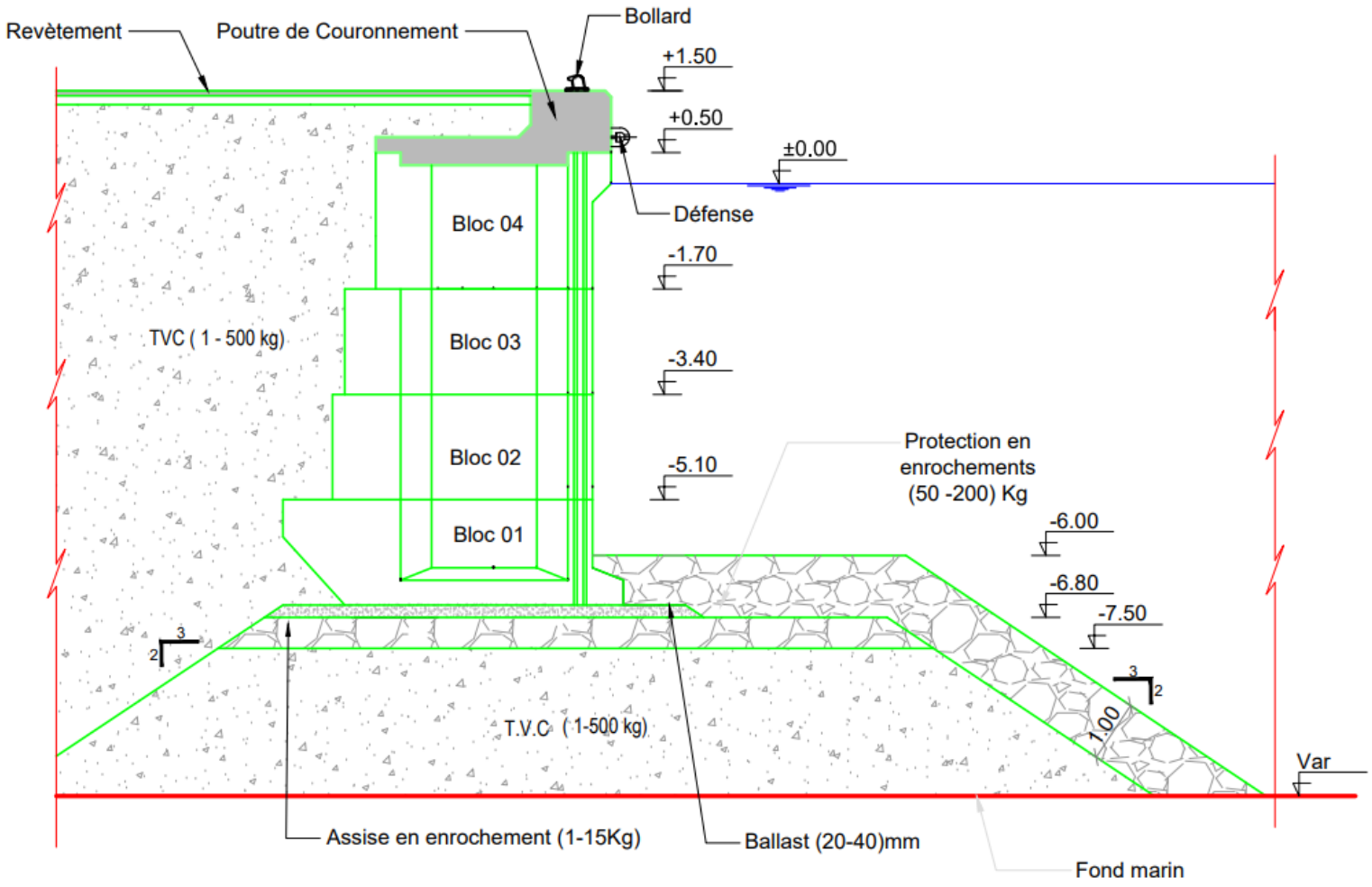
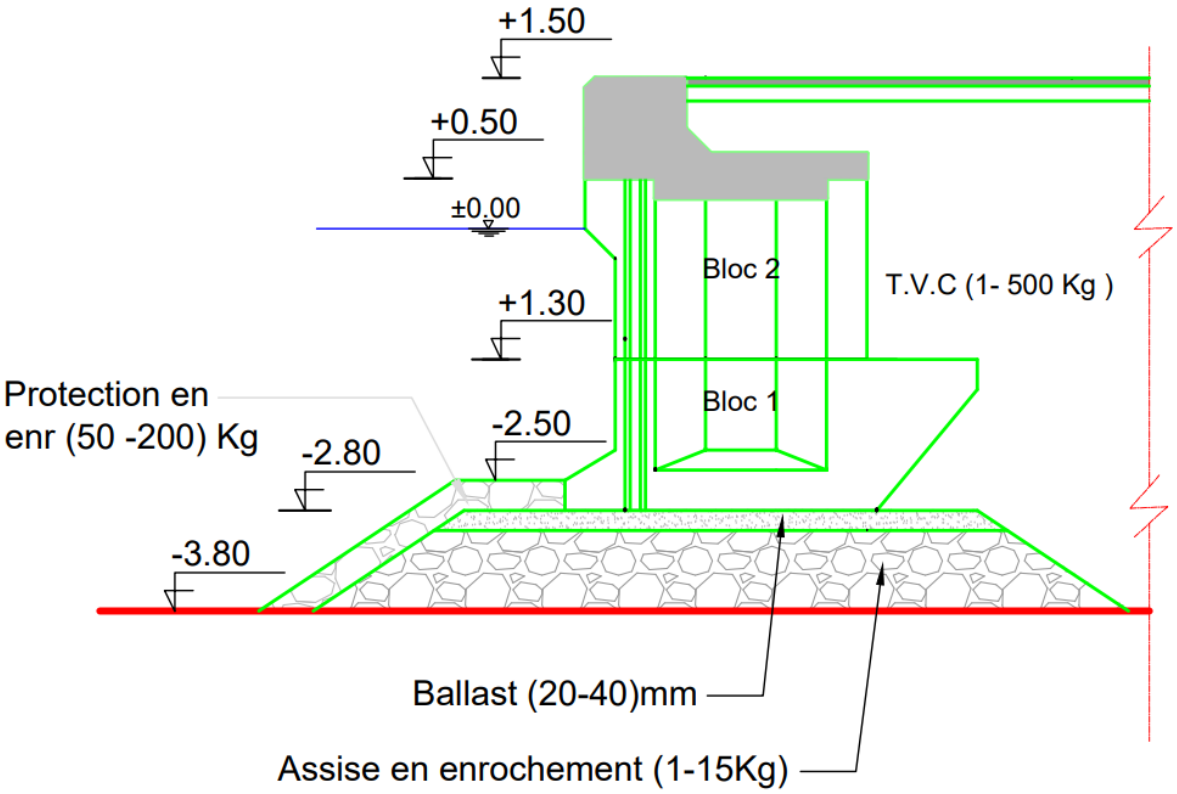
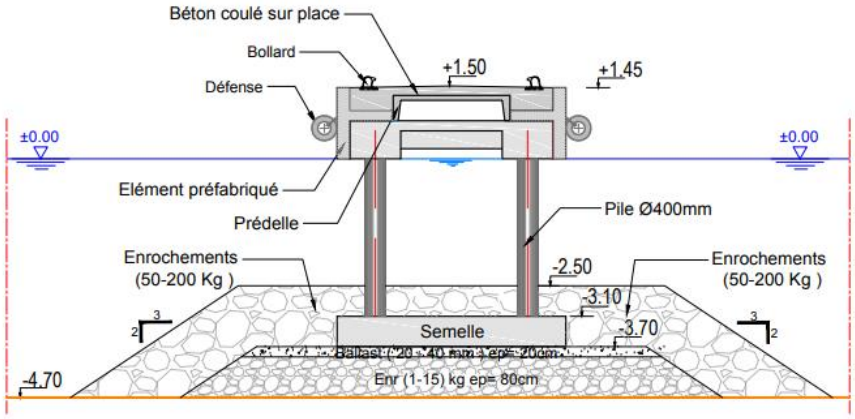


Schéma du quai en bloc à -2.5m

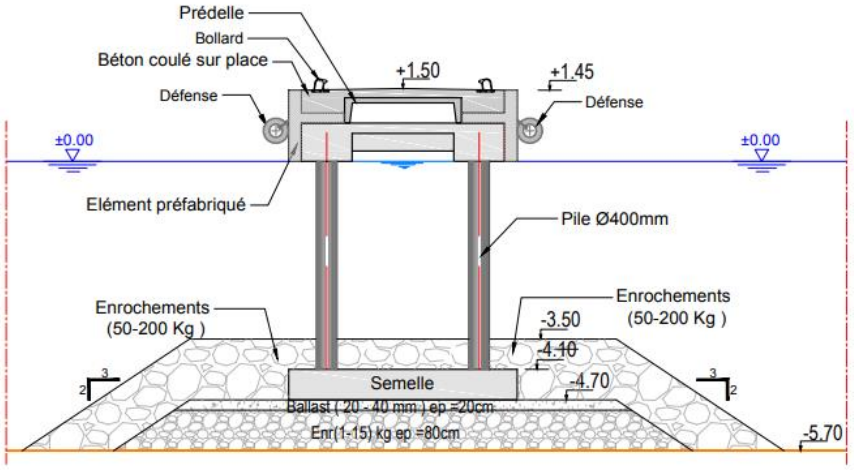


Coupe transversale de l'appontement

APPONTEMENT à −2.50m(PLATE−FORME)
Ech : 1/100

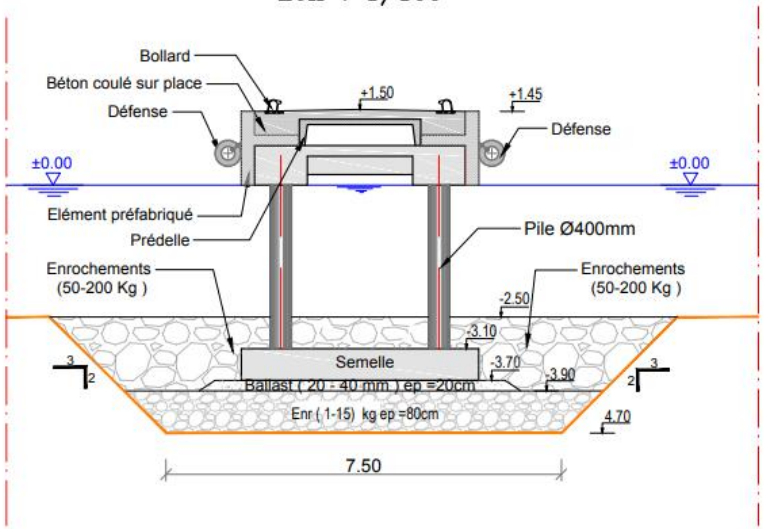


APPONTEMENT à −3.50m(PLATE−FORME)
Ech : 1/100



APPONTEMENT à −2.50m(SOUILLE)

Ech : 1/100



APPONTEMENT à −3.50m(SOUILLE)

Ech : 1/100

