Etude de stabilité du quai porte-conteneurs -16 hydro du bassin de commerce du nouveau port de Dakhla Atlantique (MAROC)

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER
SPECIALITE GENIE CIVIL BATIMENTS ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le 19/07/2024 par

Sébastien Donald EWOLO BENGONO (2021 0493)

Directeur de mémoire 2IE : Moussa LO, Enseignant Génie Civil

Encadrant EMI 1 : Pr. Hanane MOULAY ABDELALI, Enseignante EMI

Encadrant EMI 2 : Pr. Amal ABOULHASSANNE, Enseignante EMI

Maitre de stage : Hosny EL BAKALI, Directeur technique SGTM

Structure d'accueil du stage : **Société Générale des Travaux du Maroc (SGTM)**

Jury d'évaluation du stage:

Président : Dr HEMA Césaire

Membres et correcteurs :
Mr Célestin OVONO MEZUI
Mr Hassane SEINI MOUSSA

Promotion 2023/2024

Remerciements

À la fin de ce stage d'ingénieur, je tiens à exprimer ma sincère gratitude et ma profonde reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce travail. Je souhaite tout d'abord exprimer ma profonde reconnaissance envers l'institut 2IE et le réseau de mobilité ResIng, plus précisement M. Nadjibou Abdoulaye et M. Moussa LO pour leur soutien précieux et leurs conseils avisés tout au long de mon parcours.

Je saisis cette opportunité précieuse pour exprimer ma chaleureuse reconnaissance au corps professoral et administratif de l'École Mohammedia d'Ingénieurs pour la qualité de la formation dispensée. Je souhaite adresser mes sincères remerciements et témoigner ma gratitude envers mes enseignants et encadrants, Pr. Hanane MOULAY ABDELALI et Pr. Amal ABOULHASSANE. Non seulement elles m'ont prodiguée des conseils pertinents, mais elles ont également généreusement consacré leur temps et leur énergie pour me soutenir, malgré leurs multiples responsabilités. Je suis profondément reconnaissant envers ces encadrants qui se dévouent entièrement au service des étudiants.

Je remercie également M. HAFID EDDINE Walid, Coordinateur Études Travaux, et M. HOSNY ELBAKALI, Directeur Technique, Mme. MRHAR Chaymaa, Ingénieure maritime, et Mme. FATIMA EZZAHRA BELKHOU, Responsable production des bétons, pour leur chaleureux accueil au sein de l'entreprise SGTM et pour leur encadrement, leur encouragement, leurs remarques et leur aide. Sans oublier l'ensemble du personnel de l'entreprise SGTM pour leur gentillesse et leur collaboration durant ce projet.

Enfin, je tiens à remercier M. YACOUBI Yassir, Directeur des pôles Infrastructures de transport & Ouvrages d'art, Travaux Maritimes, et M. ABDERRAHMANE ALLOU, Directeur de Projet, pour leur disponibilité immédiate, leur accompagnement continu, leur encouragement et motivation dès le début de ce projet. Mes remerciements vont aussi à tout le personnel de SGTM pour l'accueil chaleureux, l'aide et l'assistance dont j'avais besoin.

Résumé

Ce mémoire analyse la stabilité du quai porte-conteneurs -16 hydro du nouveau port de Dakhla Atlantique, situé au sud du Maroc.La construction de ce quai doit répondre à des défis liés aux charges statiques et dynamiques, telles que la poussée de terre, les surcharges d'exploitation et les forces sismiques. L'ojectif principal de ce projet est d'étudier la stabilité et la durabilité du quai en utilisant des logiciels spécialisés pour modéliser et vérifier les résultats. Pour méner à bien le projet, une conception générale du quai a été définie, les charges inventoriées, et une analyse de stabilité globale a été réalisée. Le logiciel Robot Structural Analysis a permis de dimensionner le caisson et la poutre de couronnement afin d'étudier la robustesse structurelle. Le logiciel Slide version 6.020 a été utilisé pour analyser le grand glissement, et Plaxis 2D version 8.6 pour évaluer le tassement. Les procédés d'exécution du caisson ont été détaillés pour élaborer une mise en œuvre efficace. Au terme de cette étude la sécurité et la durabilité de cette infrastructure clé ont été établie en validant la stabilité du quai, en garantissant la robustesse structurelle et en définissant des procédés de construction efficaces. Cette étude est essentielle pour le développement économique et logistique de la région, car elle permet de mener à bien la construction d'une infrastructure portuaire fiable et durable, capable de soutenir les opérations commerciales du nouveau port de Dakhla Atlantique.

Abstract

This dissertation analyzes the stability of the -16 hydro container terminal quay at the new Dakhla Atlantic port, located in the south of Morocco. The construction of this quay must meet challenges related to static and dynamic loads, such as earth pressure, operational surcharges, and seismic forces. The main objective of this project is to study the stability and durability of the quay using specialized software to model and verify the results. To carry out the project, a general design of the quay was defined, the loads were inventoried, and a global stability analysis was performed. The Robot Structural Analysis software was used to dimension the caisson and the coping beam to study the structural robustness. The Slide software version 6.020 was used to analyze large sliding, and Plaxis 2D version 8.6 was used to evaluate settlement. The execution processes of the caisson were detailed to develop an efficient implementation. At the end of this study, the safety and durability of this key infrastructure were established by validating the stability of the quay, ensuring structural robustness, and defining effective construction procedures. This study is essential for the economic and logistical development of the region, as it allows for the successful construction of a reliable and durable port infrastructure capable of supporting the commercial operations of the new Dakhla Atlantic port.

LISTE DES ABREVIATIONS

NPDA : Nouveau Port de Dakhla Atlantique

EVP: Equivalent Vingt Pieds

BS: British Standard

BM : Basse Marée

HM : Haute Marée

PHMVE : Plus Haute Marée de Vives Eaux

PBMVE : Plus Basse Marée de Vives Eaux

Zh : Zéro hydrographique

NNE : Nord-Nord-Est

ENE : Est-Nord-Est

SSO : Sud-Sud-Ouest

OSO : Ouest-Sud-Ouest

SO : Sud-Ouest

NE : Nord-Est

Sommaire

LISTE DES ABREVIATIONS IV
LISTE DES FIGURES IX
LISTE DES TABLEAUX XI
Introduction générale : 1
Chapitre 1 : Présentation générale du projet 3
1. Contexte du projet 3
2. Présentation Générale du nouveau port 3
2.1 Situation Géographique 3
2.2 Trafic Portuaire et Besoins en Linéaire de Quai 4
2.3 Infrastructures du nouveau port 5
2.4 Caractéristiques naturelles du site 6
2.4.1 La bathymétrie : 6
2.4.2 Le vent : 7
2.4.3 La marée : 8
2.4.4 Le courant : 9
2.4.5 La houle : 9
2.4.6 Sismicité : 10
2.4.7 Données Géotechniques : 11
2.4.7.1 Objet de la campagne de reconnaissance géotechnique 11
2.4.7.2 Consistance de la campagne de reconnaissance géotechnique : 11
2.5 Présentation du Quai Etudié 12
Chapitre 2 : Etude bibliographique sur les ouvrages d'accostage et justification du choix de la variante 14
1. Définition des Ouvrages d'Accostages : 14
1.1 Les quais : 14
1.2 Les appontements : 15
1.3 Les ducs d'Albe : 15
2. Disposition générale des ouvrages d'accostage : 15
3. Classification des quais 17
3.1 Quais Massifs 17
3.1.1 Les quais en Bloc 17
3.1.2 Les quais en caissons 17

3.1.3 Les quais gabionnés en palplanches 18
3.2 Les ouvrages écrans 18
3.2.1 Les quais en rideaux de palplanches 19
3.2.2 Les quais à parois moulées 19
3.2.3 Les quais sur pieux ou sur piles 20
4. Les critères de choix 21
4.1 Les conditions d'exploitation du quai 21
4.2 Les conditions géotechniques 22
4.3 Les conditions du site 22
4.4 Les conditions économiques 23
4.5 Expérience acquise 23
5. Justification de la variante choisie 23
5.1 Stabilité Structurelle 23
5.2 Facilité de Construction 23
5.3 Adaptabilité aux Conditions Locales 24
5.4 Économies à Long Terme 24
5.5 Conception Modulaire 24
6. Comparaison avec Autres Variantes 25
Chapitre 3 : Conception générale, inventaire des charges et stabilité générale 26
1. Introduction : 26
2. Conception générale : 26
3. Hypothèses de calcul 27
3.1 Caractéristiques des matériaux 27
3.2 Données de la marée 28
3.3 Navire de projet 28
3.4 Portique 28
4. Actions Statiques 29
4.1 Les charges permanentes : 29
4.1.1 Poids propre 29
4.1.2 Poussée statique des terres : 30
4.1.3 L'effet silos 31
4.1.4 Pression hydrostatique 33
4.1.5 Sous pression due au gradient hydraulique : 34

4.2 Charges d'exploitation : 35
4.2.1 Action de la surcharge : 35
4.2.2 Action du portique : 35
4.2.3 Amarrage 36
4.2.4 Accostage : 36
4.3 Actions induites par les sollicitations sismiques 37
4.3.1 Actions sismiques combinées aux poids propres de l'ouvrage et au poids d'épaulement : 38
4.3.2 Poussée dynamique des terres : 38
4.3.3 Poussée dynamique de la surcharge répartie : 39
4.3.4 Pression hydrodynamique de l'eau : Dépression hydrodynamique 39
4.3.5 Pression hydrodynamique de l'eau : Surpression hydrodynamique 40
5. Combinaisons des charges utilisées 41
6. Vérification de la stabilité générale 42
6.1 Glissement 42
6.2 Limitation de l'excentrement 43
6.3 Poinçonnement de la fondation 44
3. Le grand glissement 49
3.1. Introduction au phénomène 49
3.2. Méthode des tranches (Méthode simplifié de BISHOP) 50
3.3. Modélisation sur SLIDE et exploitation des résultats : 51
3.4. Conclusion 53
4. Tassement et étude de liquéfaction 53
4.1. Introduction et présentation du logiciel PLAXIS 53
4.2. Calcul du tassement par PLAXIS 54
4.2.1. Définition de la géométrie 54
4.2.2. Application des charges 54
4.3. Génération du maillage 55
4.4. Génération des conditions initiales 55
4.5. Calculs phase par phase 56
5. Partie analyse dynamique 57
Chapitre 4 : Modélisation du caisson par Robot Structural Analysis 61
1. Hypothèses de calcul : 61

2. Ferraillage 62
3. Dimensionnement de la poutre de couronnement 63
3.1. Introduction : 63
3.2. Charges appliquées : 64
3.3. Différentes situations des chargements sur la poutre de couronnement : 65
Chapitre 5 : Procédés d'exécution du caisson 66
1. Généralités sur les procédés d'exécution 66
1.1. Méthode terrestre : 66
1.2. Méthode flottante : 66
1.3. Méthode mixte : 67
2. Les caissons flottants 67
3. Tâches dans la fabrication d'un caisson flottant 69
4. Etude de Mise en Flottaison et détermination hauteur de l'eau intérieure : 76
5. Effectif de la main d'œuvre pour la fabrication de caissons flottants 79
5.1 Temps de travail pour la fabrication de caissons flottants 79
5.2 Incidents dans le déroulement des tâches 80
5.3 Temps sur la tâche de glissement (Tâche 7) 81
5.4 Proposition de modèle d'optimisation pour la fabrication de caissons 81
Conclusion générale 84
Annexes XIV
LXI

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 : POSITION DU NPDA 4
FIGURE 2 VUE D'ENSEMBLE DU PROJET 6
FIGURE 3 CARTE DE VENT DU MAROC 7
FIGURE 4 ROSE SAISONNIER DE VENTS 8
FIGURE 5 NIVEAUX DE PLEINE-MER ET BASSE-MAREE ENREGISTRES (ZH) DE 20/11/2015 AU 26/12/2015 9
FIGURE 6 NIVEAUX D'EAU DU PROJET 9
FIGURE 7 ROSE DE MER TOTALE DES DIFFERENTES PERIODES DE L'ANNEE 10
FIGURE 8 CARTE DE ZONAGE SISMIQUE SELON LE RPS 2000 VERSION 2011 11
FIGURE 9 PLAN D'IMPLANTATION DE LA CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DU NPDA 12
FIGURE 10 PROFIL GEOTECHNIQUE INTERPRETATIF DE SCQ15, SCQ12 12
FIGURE 11 POSITION DE QUAI CONTENEUR DANS LE PLAN DE MASSE 13
FIGURE 12 EXEMPLE DE DUC D'ALBE 15
FIGURE 13 EXEMPLE DE QUAI EN BLOCS DE BETON 17
FIGURE 14 EXEMPLE DE CAISSON 18
FIGURE 15 EXEMPLE DE QUAIS GABIONNES EN PALPLANCHES 18
FIGURE 16 EXEMPLE DE QUAIS EN RIDEAUX DE PALPLANCHES, ECCOMAR SOUTH AFRICAIN 2008 19
FIGURE 17 EXEMPLE DE QUAIS EN PAROIS MOULEES 20
FIGURE 18 EXEMPLE DES PIEUX POUR UN QUAI 20
FIGURE 19 QUAI SUR PILES 21
FIGURE 20 PERSPECTIVE DU CAISSON 26
FIGURE 21 PRESENTATION DES DIMENSIONS(M) DU CAISSON ET REMPLISSAGE 27
FIGURE 22 COUPE TYPE DU MUR DU QUAI 27
FIGURE 23 COUPE TRANSVERSALE DE PORTIQUE TWIN FORTY ZPMC 2005 29
FIGURE 24 PRESENTATION DES POUSSEES DE REMBLAI SUR LE CAISSON EN BASSE MAREE 31
FIGURE 25 CONTRAINTES SYMETRIQUES AU REMPLISSAGE DANS LA ZONE DE PAROI VERTICALE 32
FIGURE 26 TABLEAU DECRIVANT LES CATEGORIES DES PAROIS SELON EUROCODE 1 33
FIGURE 29 DIAGRAMME DES PRESSIONS SUR PAROIS EN BASSE MAREE 34
FIGURE 30 DIAGRAMME DE SOUS PRESSIONS 34
FIGURE 31 POUSSEE DE KREY DUE A LA CHARGE PONCTUELLE 35
FIGURE 32 REPRESENTATION DE L'IMPACT DU PORTIQUE SUR LE CAISSON 36
FIGURE 33 DISPOSITION DE L'EFFORT D'AMARRAGE 36
FIGURE 39 DIAGRAMME DEPRESSION EN HM ET BM 40
FIGURE 40 DIAGRAMME SURPRESSION EN HM ET B 40
FIGURE 41 ABAQUE UTILISEE POUR DETERMINER $i\delta$ A PARTIR CEREMA APPLICATION FONDATION SUPERFICIEL 48
FIGURE 56 GRILLE DES CENTRES DES CERCLES DE GLISSEMENT 50
FIGURE 57 SCHEMA D'UNE TRANCHE DE CALCUL 50
FIGURE 58 GEOMETRIE DE L'OUVRAGE 52
FIGURE 59 CONDITIONS INITIALES 52
FIGURE 60 EXEMPLE DE RESULTAT FOURNIS PAR SLIDE 53
FIGURE 62 GEOMETRIE DE L'OUVRAGE SUR PLAXIS 54
FIGURE 63 APPLICATION DES CHARGES SUR LA STRUCTURE 55
FIGURE 64 MAILLAGE DU MODELE(GRAND) 55
FIGURE 65 CONDITIONS INITIALES 56
FIGURE 66 CALCUL PAR PHASAGE 56
FIGURE 67 RESULTAT FINAL DU TASSEMENT 57

FIGURE 68 TASSEMENT DU A LES CHARGES 57
FIGURE 69 IMAGE DU PORT DE LIXOURI (ILE DE CEPHALONIE, DANS L'OUEST DE LA GRECE), SEISME FEVRIER 2014 58
FIGURE 42 VUE EN PERSPECTIVE DU MODELE SUR ROBOT 61
FIGURE 48 DESSIN DESCRIPTIF DE CAS CHARGEMENT DE POUTRE DE COURONNEMENT PAR AUTOCAD 65
FIGURE 49 DESSIN DESCRIPTIF DE LA DALLE INFERIEURE PAR AUTOCAD 65
FIGURE 50 DESSIN DESCRIPTIF DE LA DALLE SUPERIEUR PAR AUTOCAD 65
FIGURE 72 PRESENTATION DES CAISSONS A CELLULES RECTANGULAIRES ET CIRCULAIRES 68
FIGURE 73 QUAI FLOTTANT EN CONSTRUCTION A TENERIFE (ESPAGNE) 69
FIGURE 74 PONTON AVEC ARMATURE EN ACIER POUR LE RADIER 70
FIGURE 75 PLACEMENT DU POLYANE POUR LE RADIER 71
FIGURE 76 PRESENTATION DU FERRAILLAGE DU RADIER 71
FIGURE 77 BETONNAGE DU RADIER 72
FIGURE 78 DECOFFRAGE DU RADIER 72
FIGURE 79 DEPOT DU COFFRAGE GLISSANT 73
FIGURE 80 RELEVAGE DU COFFRAGE COULISSANT 74
FIGURE 81 LANCEMENT DU CAISSON FLOTTANT 75
FIGURE 82 SCHEMA DECRIRE LES CHARGES APPLIQUEES SUR LE CAISSON LORS DE LA MISE EN FLOTTAISON ... 76
FIGURE 83 DEFINITION DES PARAMETRES POUR LA VERIFICATION DE LA STABILITE NAVALE DU CAISSON. 77
FIGURE 27 EFFET SILOS POUR LE SABLE XVII
FIGURE 28 EFFET SILOS POUR LE BALLAST XIX
FIGURE 34 DIAGRAMME REPRESENTANT LA VITESSE D'ACCOSTAGE EN FONCTION DU VOLUME D'EAU DEPLACE XX
FIGURE 35 SCHEMA POUR LES DEUX CAS POSSIBLES D'ACCOSTAGE XX
FIGURE 36 COUPE TRANSVERSALE AVEC LES PARAMETRES DE CALCUL XX
FIGURE 37 SCHEMA REPRESENTATIF DES PARAMETRES D'ACCOSTAGE XXI
FIGURE 38 SCHEMA DE DEFENSE TRONCONIQUE XXII
FIGURE 43 DIAGRAMME PARABOLE-RECTANGLE POUR LE BETON COMPRIME XXVII
FIGURE 44 TABLEAU OUVERTURE DE FISSURATION MAXIMALE SELON LA CLASSE D'EXPOSITION XXVII
FIGURE 45 DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION SIMPLIFIE DIAGRAMME DE CALCUL POUR LES ACIERS DU BETON ARME (TENDUS OU COMPRIMES) XXIX
FIGURE 46 LES EFFORTS TRANCHANTS XXX
FIGURE 47 LES MOMENTS FLECHISSANT XXX
FIGURE 51 SOLLICITATIONS POUR LA DALLE INFERIEURE XXXV
FIGURE 52 EFFORTS TRANCHANTS DALLE INFERIERUE XXXV
FIGURE 53 SOLLICITATIONS POUR LA DALLE SUPERIEURE XXXVI
FIGURE 54 EFFORTS TRANCHANTS Y DE LA DALLE SUPERIEURE XXXVI
FIGURE 55 DESSIN DESCRIPTIF POUR LE GRADIENT THERMIQUE XXXVIII
FIGURE 70 GRAPHE DE CRR EN FONCTION DU NOMBRE DE COUPS CORRIGE LVIII
FIGURE 71 TABLEAU DES COEFFICIENTS DE CORRECTION LIX

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1 TABLEAU DE FLOTTE DE COMMERCE AU PORT DE COMMERCE A L'HORIZON 2030 ET BESOINS EN LINEAIRE DE QUAI 5
TABLEAU 2 TRAFIC CUMULE PREVU AU PORT DE COMMERCE A L'HORIZON 2030 5
TABLEAU 3 FLOTTE DE PECHE AU PORT DE PECHE A L'HORIZON 2030 5
TABLEAU 4 TYPE DE QUAI EN FONCTION DE LA HAUTEUR LIBRE MAXIMALE 22
TABLEAU 5 TYPE DE QUAI EN FONCTION DES CONDITIONS DU SITE 22
TABLEAU 6 PROPRIETES DES MATERIAUX TABLEAU 7 PROPRIETES DE BETON 28
TABLEAU 8 CARACTERISTIQUES DU NAVIRE DE PROJET 28
TABLEAU 9 LES VALEURS MAXIMALES DE CHARGE DUE PAR LE PORTIQUE PAR ROUE 29
TABLEAU 11 POUSSEE STATIQUE DU REMBLAI 30
TABLEAU 14 CALCUL DE SOUS PRESSION DUE AU GRADIENT HYDRAULIQUE 34
TABLEAU 27 RECAPITULATIF DES CHARGES EN BASSE MAREE 40
TABLEAU 28 COEFFICIENTS DES COMBINAISONS SITUATION DURABLE OU TRANSITOIRE 41
TABLEAU 29 COEFFICIENTS DES COMBINAISONS SITUATION SISMIQUE 42
TABLEAU 30 CRITERE DE STABILITE EXTERNE 42
TABLEAU 31 CALCUL POUR GLISSEMENT 43
TABLEAU 32 LES COEFFICIENTS DE SECURITE POUR LIMITATIONS D'EXCENTREMENT 44
TABLEAU 33 RECAPITULATIF POUR LE CALCUL D'EXCENTREMENT 44
TABLEAU 34 LES COEFFICIENTS DE SECURITE POUR POINÇONNEMENT ETAT NON SISMIQUE 45
TABLEAU 35 RECAPITULATIF POUR LE CALCUL POINÇONNEMENT ETAT NON SISMIQUE 46
TABLEAU 36 LA PRESSION EQUIVALENT POUR LES DIFFERENTES COUCHES 48
TABLEAU 40 COEFFICIENT DE SECURITE EN FONCTION DES ETATS LIMITES 52
TABLEAU 45 LES VALEURS FS ET PL OBTENUES PAR CALCUL EXCEL SCQ15 60
TABLEAU 46 LES VALEURS FS ET PL OBTENUES PAR CALCUL EXCEL SCQ12 60
TABLEAU 39 RECAPITULATIFS DES FERRAILLAGES AVEC LES NOMBRES DES BARRES POUR LE CAISSON 63
TABLEAU 47 TACHES DANS LA FABRICATION DE CAISSONS EN BETON. 69
TABLEAU 48 DONNEES GEOMETRIES 78
TABLEAU 49 RESULTATS DE CALCUL DE FLOTTAISON 79
TABLEAU 50 TACHES ET TEMPS CONSACRES A LA FABRICATION 80
TABLEAU 51 PRESENTATION DES RESULTATS DE LA RESOLUTION DU PROBLEME D'OPTIMISATION 83
TABLEAU 10 RECAPITULATIF DU CALCUL DES ELEMENTS DUS AU POIDS PROPRE XIV
TABLEAU 12 POUSSEE STATIQUE DU REMBLAI XIV
TABLEAU 13 CALCUL DE LA POUSSEE HYDROSTATIQUE SUR CAISSON XIV
TABLEAU 15 CALCUL DE LA POUSSEE DE SURCHARGE XV
TABLEAU 16 CALCUL DE LA POUSSEE DE PORTIQUE XV
TABLEAU 17 CALCUL DE L'EFFORT D'AMARRAGE XV
TABLEAU 19 RESULTAT DE CALCUL DES ACTIONS DYNAMIQUES DUES AUX POIDS PROPRES XV
TABLEAU 20 PARAMETRES GEOMETRIQUES DANS LE CAS DYNAMIQUE XV
TABLEAU 21 POUSSEE DYNAMIQUE ASCENDANTE DES REMBLAIS XVI
TABLEAU 22 POUSSEE DYNAMIQUE DESCENDANTE DES REMBLAIS XVI
TABLEAU 23 POUSSEE DYNAMIQUE DE SURCHARGE ASCENDANTE DE TERRE XVI
TABLEAU 24 POUSSEE DYNAMIQUE DE SURCHARGE DESCENDANTE DE TERRE XVI
TABLEAU 25 EFFORTS ET POINTS D'APPLICATION XVI
TABLEAU 26 EFFORTS ET POINTS D'APPLICATION XVI
TABLEAU 37 CARACTERISTIQUE MECANIQUE DE BETON XXVI

TABLEAU 38 LES COEFFICIENTS DE COMBINAISON DE CHARGES UTILISEES XXIX
TABLEAU 41 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX POSEES UTILISEES DANS LOGICIEL PLAXIS LII
TABLEAU 42 CARACTERISTIQUE DE BETON ET UTILISEES DANS LOGICIEL PLAXIS LII
TABLEAU 43 CARACTERISTIQUE D'ENROCHEMENT 1-50KG ET LES MATERIAUX DE REMPLISSAGE UTILISE DANS LOGICIEL PLAXIS LII
TABLEAU 44 FACTEURS DE CORRECTION POUR LE PASSAGE DE (N1)60 A (N1)60CS (SEED ET IDRISS, 1997) LIX

Introduction générale :

Le développement d'infrastructures portuaires est essentiel pour améliorer les échanges commerciaux et stimuler la croissance économique. Le nouveau port de Dakhla Atlantique, situé au sud du Maroc, incarne cette ambition avec la construction de son quai porte-conteneurs -16 hydro. Ce projet vise à renforcer la connectivité maritime et à faciliter les échanges internationaux. La stabilité de ce quai est un enjeu majeur, car elle conditionne la sécurité et la durabilité de l'infrastructure face aux sollicitations multiples.

Ce mémoire, intitulé "**Étude de stabilité du quai porte-conteneurs -16 hydro du bassin de commerce du nouveau port de Dakhla Atlantique**", s'appuie sur une méthodologie rigoureuse segmentée en huit chapitres pour analyser en profondeur les différents aspects de cette infrastructure complexe :

- **Présentation générale du projet** : Ce chapitre introduit le projet global, en décrivant ses objectifs, son importance stratégique et les principales caractéristiques du quai porte-conteneurs -16 hydro.
- **Étude bibliographique sur les ouvrages d'accostages et justifications du choix de la variante** : Une revue de la littérature sur les différents types d'ouvrages d'accostage est présentée, suivie d'une justification du choix de la variante en caissons pour ce projet spécifique.
- **Conception générale, inventaire des charges et stabilité générale** : Cette section détaille la conception générale du quai, l'inventaire des charges statiques et dynamiques, et les analyses de stabilité générale, incluant le glissement, la décompression, le poinçonnement de la fondation, le grand glissement, le tassement et la liquefaction.
- **Modélisation du caisson sur Robot Structural Analysis** : L'utilisation du logiciel Robot Structural Analysis pour modéliser le caisson est expliquée, permettant de vérifier les résultats obtenus et de s’assurer de la robustesse de la conception structurelle du caisson et de la poutre de couronnement qui est crucial pour la stabilité du quai. Cette section détaille les calculs et les considérations techniques nécessaires

pour cette étape.

- **Procédés d'exécution du caisson** : Enfin, les procédés d'exécution du caisson, incluant les techniques de construction, les matériaux utilisés et les étapes clés de la mise en œuvre sur le site. Et une optimisation sur le cout de fabrication du caisson et de la main d'oeuvre a été éffectuée.

En résumé, ce mémoire vise à fournir une analyse exhaustive et rigoureuse de la stabilité du quai porte-conteneurs -16 hydro, en intégrant les contraintes spécifiques du site et en proposant des solutions techniques pour assurer la sécurité et l'efficacité de cette infrastructure stratégique pour le port de Dakhla Atlantique.

Chapitre 1 : Présentation générale du projet

1. Contexte du projet

La stratégie portuaire nationale à l'horizon 2030 prévoit la construction d'un nouveau port sur l'Atlantique dans la région d'Oued Eddahab Lagouira, spécifiquement dans la province d'Oued Eddahab, appelé Dakhla Atlantique. Ce port en eau profonde, situé en dehors de la baie, sera essentiel pour répondre aux besoins futurs liés à la pêche et à l'exploitation des petits pélagiques du stock C, tout en servant de levier logistique et économique pour le développement socio-économique du sud du Royaume. Il accueillera à la fois les trafics de la pêche associés à la nouvelle zone franche et les trafics commerciaux liés à l'exportation et à l'importation des produits de la pêche, ainsi que ceux de l'hinterland de Dakhla. Le port sera connecté aux grands ports régionaux comme Casablanca, Tanger-Med et Las Palmas par des navires porte-conteneurs, facilitant ainsi les échanges commerciaux et l'approvisionnement en intrants industriels et biens de consommation pour l'économie régionale.

2. Présentation Générale du nouveau port

2.1 Situation Géographique

Le nouveau port, implanté dans la commune d'El Argoub relevant du cercle éponyme et faisant partie de la province d'Oued Eddahab, se distingue par sa localisation stratégique. Situé à environ 50 km au nord de la ville de Dakhla, le site du port est aisément accessible, étant situé à seulement 1 km de la route nationale RN1. Cette proximité avec un axe routier majeur facilite non seulement le transport des matériaux et des marchandises vers et depuis le port, mais également l'accessibilité pour les travailleurs et les visiteurs. De plus, la position géographique du port offre des avantages logistiques indéniables, permettant une connectivité efficace avec les régions avoisinantes et les marchés internationaux. Cette situation privilégiée constitue un atout essentiel pour le développement et la prospérité économique de la région, faisant du nouveau port un moteur de croissance régionale et nationale.

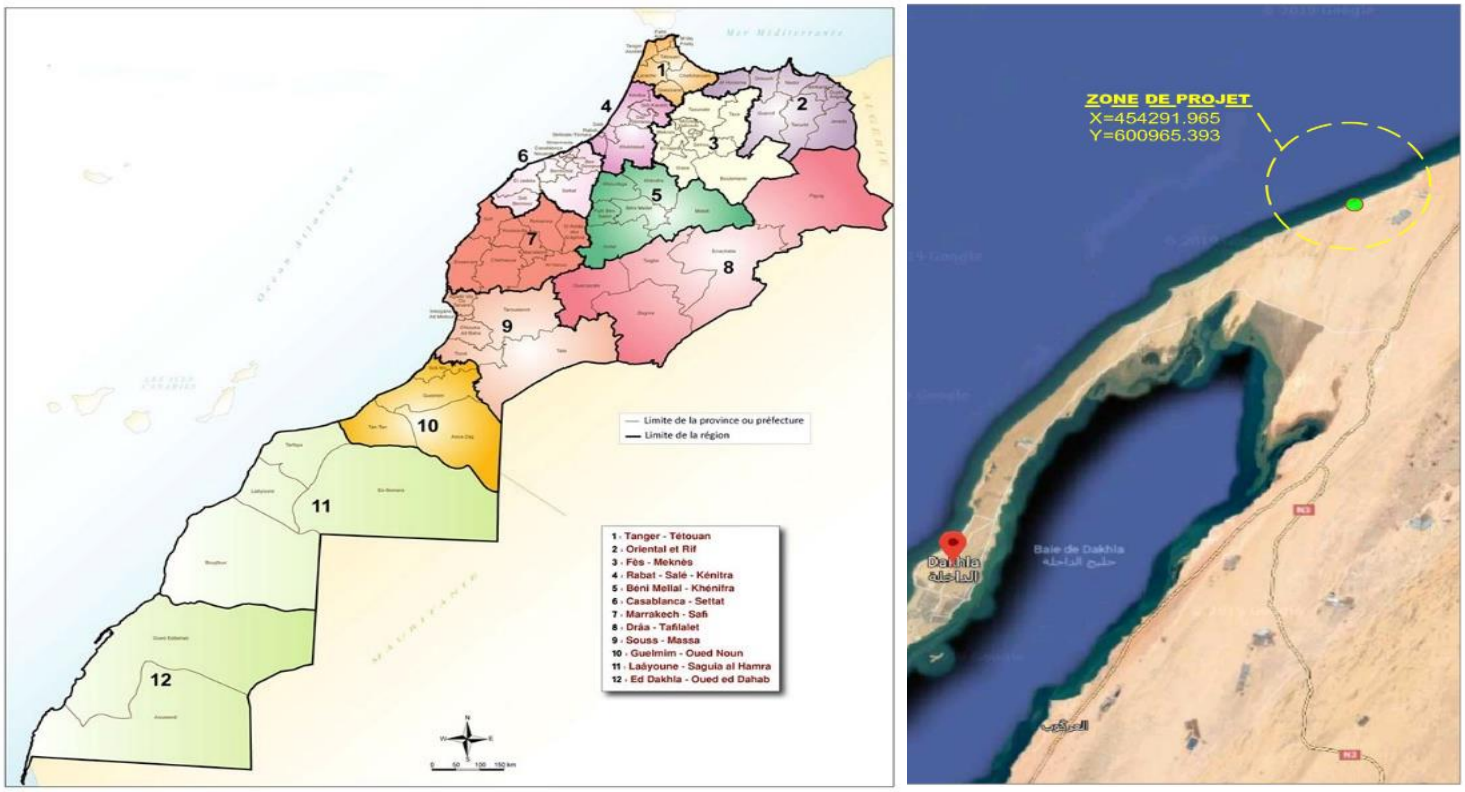


Figure 1 : Position du NPDA

2.2 Trafic Portuaire et Besoins en Linéaire de Quai

Le développement du Nouveau Port de Dakhla Atlantique doit répondre aux besoins suivants :

- **Port de commerce :** Selon l'Etude de Faisabilité le taux d'occupation des 4 quais au port de commerce, en 2030, est estimé à 44%, loin du taux d'occupation maximum admissible (61%). Les 4 postes à quai seront polyvalents, ce qui offre une plus grande flexibilité.

Tableau 1 Tableau de flotte de commerce au port de commerce à l'horizon 2030 et besoins en linéaire de quai

Paramètres d'exploitation Quais	Conteneurs (feeder)	Conventionnel réfrigérés	Caboteurs secs (1)	Vraquiers secs(2)	Pétrolier	Total
Nombre de postes à quai	1	1	0	1	1	4
Longueur navire projet(m)	220	150	110	160	120	-
Largeur navire projet(m)	32	24	18	25	18	-
Tirant d'eau navire projet en charge (m)	10,0	9,7	8,7	10,4	8,0	-
Volume de marchandises	101 688 EVP (951 013 t)	280 536 t	225 083 t	322 249 t	526 119 t	2 305 000 t
Taille escale (capacité des navires)	652 EVP	8 000 t	7 500 t	20 000 t	10 000 t	-
Escales (nb)	156	35	30	16	53	290
Longueur postes y compris amarrage (m)	250	180	-	190	150	770

Tableau 2 Trafic cumulé prévu au port de commerce à l'horizon 2030

Conteneurs		Palettes reefer	Conventionnel dry	Vracs secs	Vracs liquides
tonnes	EVP	tonnes	tonnes	tonnes	tonnes
1 332058	151791	280 536	383946	322 249	526 119

- **Port de pêche :** Le volume potentiel prévu pour les débarquements au port de pêche est d'environ 1 000 000 tonnes de poisson frais à l'horizon 2030.

Tableau 3 Flotte de pêche au port de pêche à l'horizon 2030

	Poisson frais			Poisson congelé
	Navire A	Navire B	Navire C	Navire D
Nombre de navires	101	30	17	54
Longueur des navires (m)	20	27	50	40
Vitesse de débarquement (ton/H)	10	42	42	50
Longueur des quais de débarquement (m)	672	162	180	96
Tirant d'eau nécessaire (m)	4	5	7	10
Nombre de marées (jours)	120	120	80	6
Capacité de cale utile (ton)	24	100	200	150

2.3 Infrastructures du nouveau port

Ce projet comprend principalement un port îlot en eau profonde atteignant -17mZh, composé de :

- Un pont d'accès maritime
- Un chantier Naval pour la réparation et l'entretien des navires ;
- Un port de pêche ;
- Un port de commerce ;

- Des routes d'accès au port ;
- Un parc d'activités industrielles et halieutiques ;
- Une nouvelle zone industrielle et logistique ;
- Des infrastructures hors site (station de dessalement de l'eau de mer, Station d'épuration, etc.)

Figure 2 Vue d'ensemble du projet

2.4 Caractéristiques naturelles du site

2.4.1 La bathymétrie :

La référence verticale des levées c'est le Zéro Hydrographique du Port de Dakhla actuel (ZH). Selon l'analyse réalisée, ce niveau est aussi applicable au nouveau site. Pour caractériser la zone d'implantation du projet, en complément des éléments disponibles, il a été réalisé des travaux bathymétriques sur une superficie de 3 km de longueur (parallèlement au littoral) et 2 km de largeur, avec des profils tous les 100 m à l'extérieur de la zone prévue pour le futur port et tous les 50 m dans son intérieur. Il y a beaucoup de similitudes entre les levés actuels et anciens, en particulier en ce qui concerne la configuration des lignes bathymétriques et qui sont presque égales, ce qui semble indiquer une grande stabilité des fonds dans cette zone.

Les coordonnées planimétriques sont exprimées en Lambert Maroc (zone IV sud) et les cotes altimétriques sont attachées :

- Au zéro hydrographique correspondant au même zéro hydrographique que le port de Dakhla actuel pour la bathymétrie,
- Au zéro NGM (Nivellement Général du Maroc) pour la topographie.

2.4.2 Le vent :

Dans le cadre de l'évaluation du potentiel éolien au Maroc et de la définition de son Atlas du vent, le CDER - Centre de Développement des Energies Renouvelables (communication en 2009) et l'ADEREE - Agence Nationale pour le Développement des énergies Renouvelables et de l'Efficacité Energétique (communication en 2011) ont présenté les graphiques et les informations suivantes sur les vents au Maroc et à Dakhla.

La Carte des vents au Maroc montre que la région du sud-ouest atlantique marocain est l'une des zones les plus sollicitées par le vent au Maroc. On remarque que les résultats de la carte sont des moyennes régionales et donc ne traduisent pas les particularités locales.

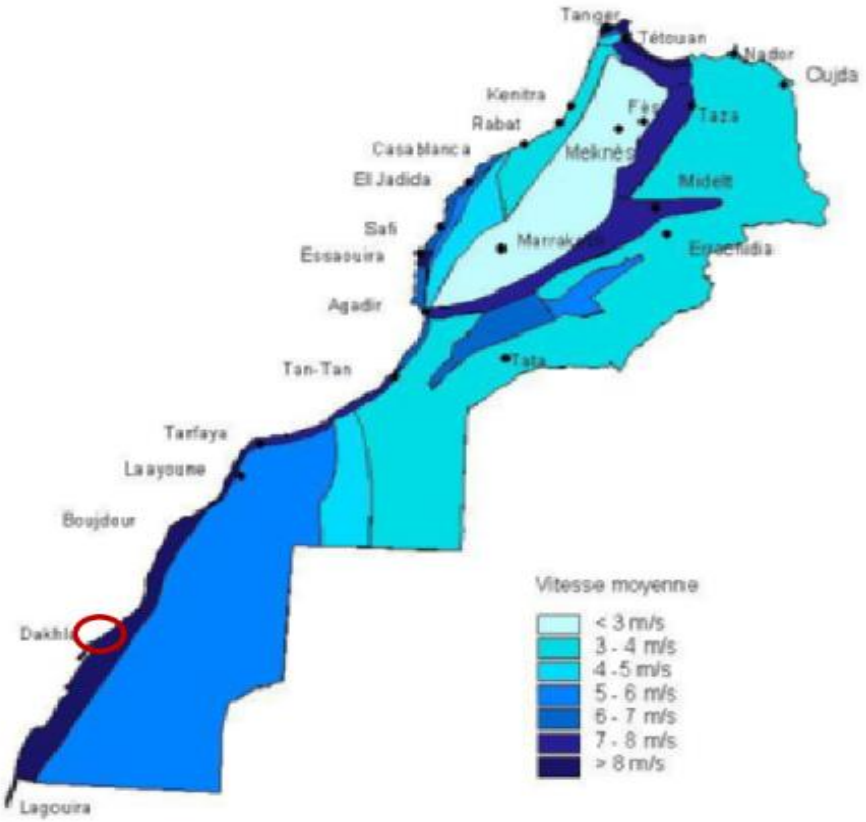


Figure 3 Carte de vent du Maroc

Le site de Dakhla se trouve dans la zone des alizés permanents du secteur Nord à Nord-Est sur les flancs Sud-Est de l'Anticyclone des Açores.

- En hiver, les alizés dans la région sont centrés sur la direction Nord-Nord-Est. Dans certains cas relativement rares, l'Anticyclone disparaît temporairement et laisse alors la place au

passage de dépressions Nord-Atlantique qui peuvent générer des vents de secteur Sud-Ouest.

- En été, l'Anticyclone des Açores gagne vers le Nord-Ouest en se renforçant, les Alizés dans la région sont plus forts et de direction centrée sur le Nord.

Les vents dominants au site du nouveau port sont de directions NNE et NE. Des vitesses maximums supérieures à 50 km/h peuvent arriver des vents de NNE, NE et ENE, et aussi de SSO, SO, OSO et O.

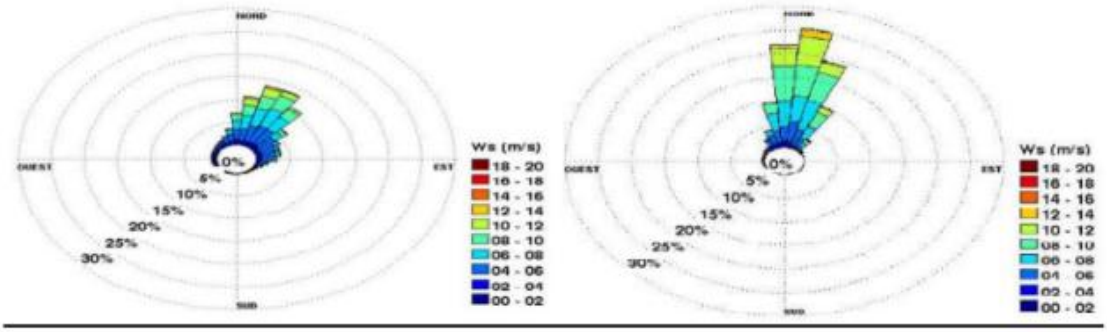


Figure 19 – Rose saisonnier de vents (gauche : Janvier/Février/Mars et droite : Avril/Mai/Juin).

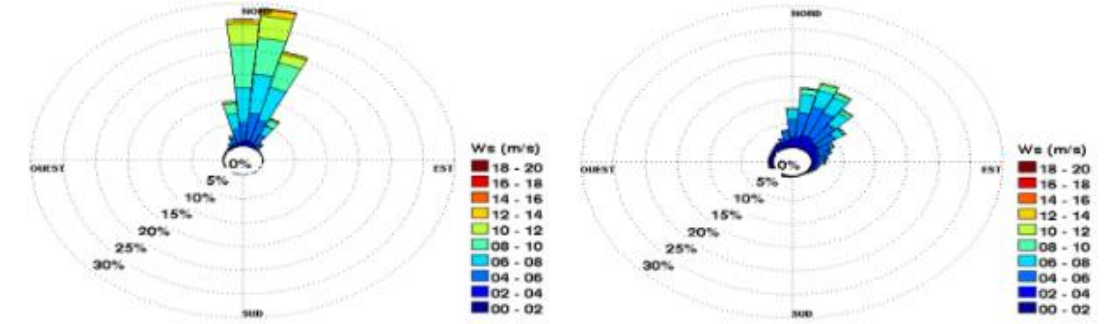


Figure 20 – Rose saisonnier de vents (gauche : Juillet/Août/Septembre et droite : Octobre/Novembre/Décembre).

Figure 4 Rose saisonnier de vents

2.4.3 La marée :

Le long de la côte atlantique marocaine, la marée est de type semi-diurne, caractérisée par deux pleines mers et deux basses mers chaque jour, des hauteurs à peu près égales. L'existence d'instrumentation de mesure des niveaux à Dakhla est relativement récente.

Pour les mesures de marée, un marégraphe géo-référencé a été installé dans le site du projet pendant un mois (de 20/11/2015 au 26/12/2015), afin d'enregistrer le niveau de la surface de

l'eau et déterminer le niveau moyen de la mer et le niveau zéro hydrographique par rapport au NGM (Nivellement Général du Maroc). La cote du fond au site d'implantation du marégraphe a été -14,7 m(ZH).

La figure suivante présente le chronogramme des séries de pleines-mer et basse-mer mesurées.

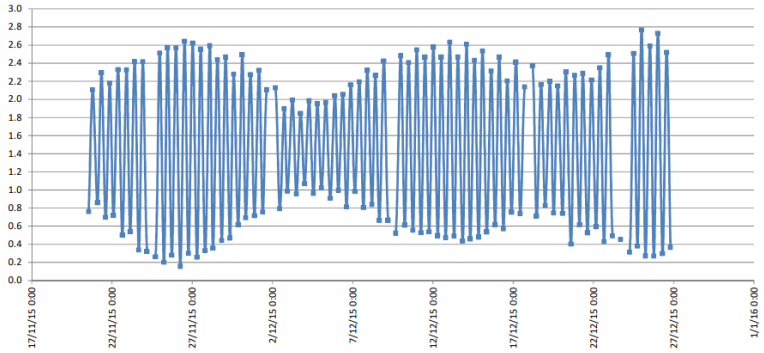


Figure 5 Niveaux de pleine-mer et basse-marée enregistrés (ZH) de 20/11/2015 au 26/12/2015

Pendant cette période on a enregistré trois marées de vives eaux et deux de mortes eaux.

Pour établir les niveaux de projet, on a supposé à la marée astronomique les deux effets suivants : la marée atmosphérique et la montée du niveau de la mer. Le tableau suivant présente les niveaux de projet proposés, référés au ZH.

Période de Retour		Marée astronomique		Composante météor. (m)	Montée du NM (m)	TOTAL	
		(mZH)	(mNGM)			(mZH)	(mNGM)
1 an	PBMA	+0.02	-1.39	-0.20	--	-0.18	-1.59
	BMVE	+0.30	-1.11			+0.10	-1.31
	PMVE	+2.70	+1.29	+0.20	--	+2.90	+1.49
	PHMA	+2.91	+1.50			+3.11	+1.70
100 ans	PBMA	+0.02	-1.39	-0.50	--	-0.48	-1.89
	BMVE	+0.30	-1.11			-0.20	-1.61
	PMVE	+2.70	+1.29	+0.70	+0.60	+4.00	+2.59
	PHMA	+2.91	+1.50			+4.21	+2.80

Figure 6 Niveaux d'eau du projet

2.4.4 Le courant :

Un courantomètre a été implanté pendant un mois pour obtenir les caractéristiques du régime des courants. Les vitesses obtenues pour les courants maximaux dans la zone du projet sont d'environ 1 nœud en profondeur. La direction prédominante du courant est de composante SSO.

2.4.5 La houle :

La mer du vent (génération par le vent local) va logiquement suivre le régime de vent. Elle va

cependant se combiner à la houle de génération Nord-Atlantique qui va se propager et atteindre le site de Dakhla avec une direction de provenance Nord-Ouest à Nord-Nord-Ouest. Bien qu'amortie lors de sa propagation sur le large plateau continental devant Dakhla, cette houle peut être forte, plus forte que la mer du vent générée localement en conditions extrêmes. Il y a donc en permanence une combinaison de houle de provenance lointaine en Atlantique Nord et de mer de vent de génération locale par les Alizés. Cette combinaison varie selon la saison.

- En hiver, la houle est prédominante et généralement forte, de secteur Nord-Ouest, alors que la mer du vent générée par les Alizés de Nord-Nord-Est arrive sur le site en tournant à gauche sous l'effet de la réfraction sur le fond jusqu'à atteindre la direction Nord sur le point d'étude.
- Au printemps, la houle est moins fréquente tandis que la mer de vent d'Alizé s'intensifie en prenant une direction Nord.
- En été, la houle Atlantique est minimale (peu intense, peu fréquente) mais la mer de vent peut être intense sous l'effet d'Alizés soutenus.
- A l'Automne, la houle de mer s'atténue tandis que la houle Atlantique reprend de l'ampleur en cours de période.

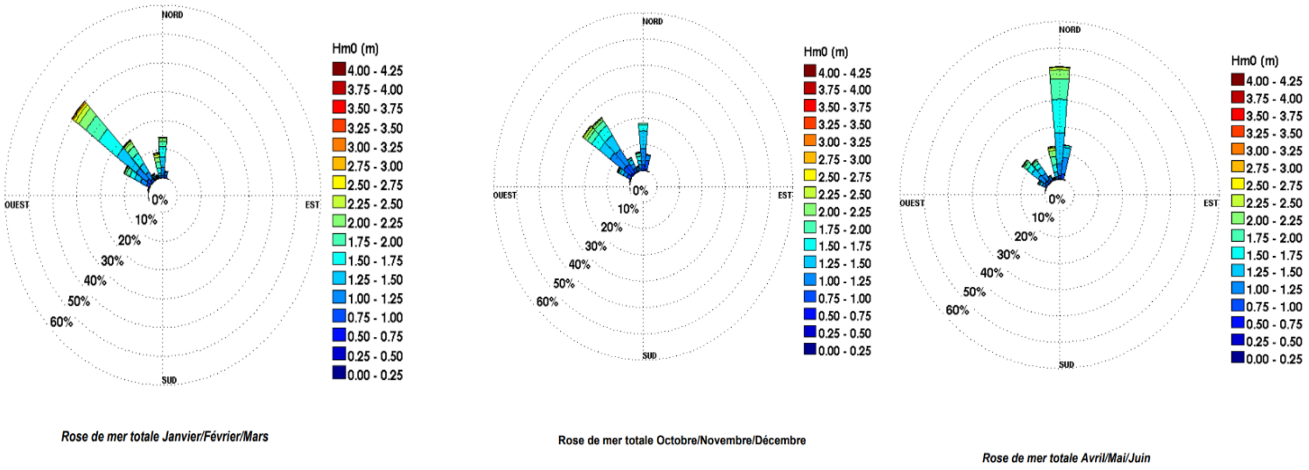


Figure 7 Rose de mer totale des différentes périodes de l'année

2.4.6 Sismicité :

D'après le règlement de construction parasismique (RPS Version 2011), le projet est situé en Zone 2 caractérisée par un coefficient d'accélération :$A_2 = \frac{A_{max}}{g} = 0.07$.

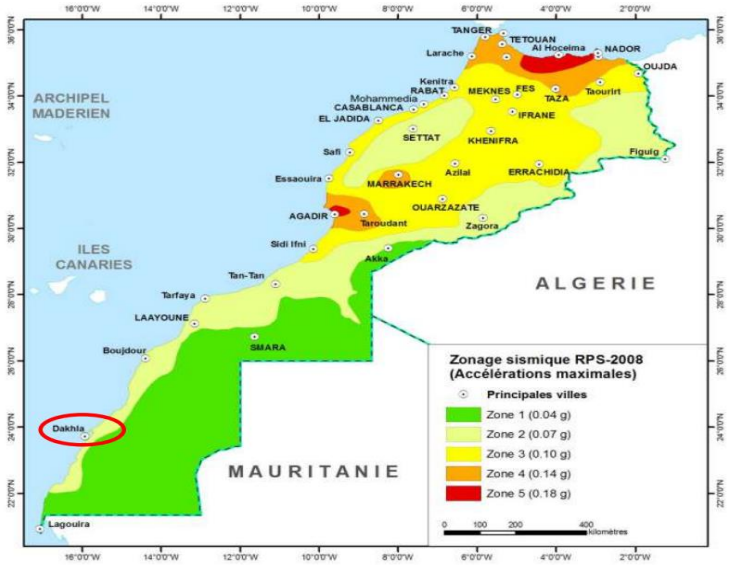


Figure 8 Carte de zonage sismique selon le RPS 2000 version 2011

2.4.7 Données Géotechniques :

2.4.7.1 Objet de la campagne de reconnaissance géotechnique

L'étude de la campagne géotechnique définie par le bureau d'études est basée sur des reconnaissances par sondages et essais réalisés en milieu maritime dans l'objectif de déterminer les conditions et les paramètres géotechniques qui serviront pour la conception et la construction des différents ouvrages.

2.4.7.2 Consistance de la campagne de reconnaissance géotechnique :

Les investigations géotechniques effectuées ont consisté en la réalisation de vingt et un sondages carottés couplés avec des essais pressiométriques ou SPT tous les 1.50 m de profondeur.

Les sondages réalisés sont les suivants :

- SCD16 – SCD21– SCD24 – SCD27 et SCD29 au droit de l'ouvrage de protection principale ;
- SCD12 – SCD13 et SCD10 au droit de l'ouvrage de protection du bassin de réparation navale ;
- SCD7 au droit de la contre-digue 1 ;

- SCD5 au droit de la contre-digue 2 ;
- SCQ1 au droit du Quai du bassin de réparation navale ;
- SCQ5 au droit du Quai du port de pêche ;
- SCQ12 - SCQ15 et SCC5 au droit du Quai du port de commerce ;
- SCP1 – SCP2 – SCP3 –SCP4 - SCP6 – SCP5 - CPTU1 – CPTU2 – CPTU3 – CPTU4 – CPTU6 au droit de l'ouvrage d'accès ;

Le plan d'implantation des sondages est présenté ci-dessous :

Figure 9 Plan d'implantation de la campagne de reconnaissance géotechnique du NPDA

On s'intéresse aux sondages SCQ15 et SCQ12.

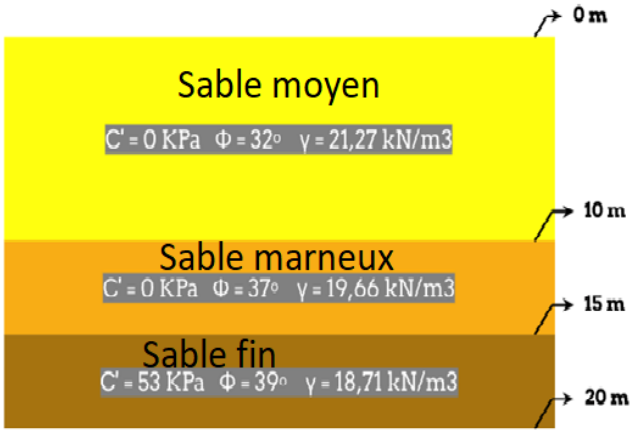


Figure 10 Profil géotechnique interprétatif de SCQ15, SCQ12

2.5 Présentation du Quai Etudié

Le quai qui fera objet de notre étude est celui se trouvant sur la contre-digue 2 : le quai porte-

conteneurs.

Le quai fait environ 694ml dont 676 exploitable et sera fondé à une côte de service à -16m/Zh, le couronnement du quai est arasé à la côte +5,50 m/ZH. Le quai à conteneurs est un ouvrage poids constitué de 30 caissons, en béton armé. Chaque caisson est constitué de 20 cellules, les dimensions des caissons sont les suivantes :

- Longueur (sens longueur du quai) = 23.05 m
- Largeur y compris radier= 18.55 m.
- Hauteur = 19.7m (de -16.7mZh à +3mZh)

Après avoir obtenu une compréhension globale du projet dans son ensemble, ainsi que du quai spécifique à dimensionner, nous aborderons dans le prochain chapitre une revue de la littérature sur les ouvrages d'accostage, suivie par les critères de sélection pour finalement expliquer le choix de la variante retenue, à savoir le quai à caissons.

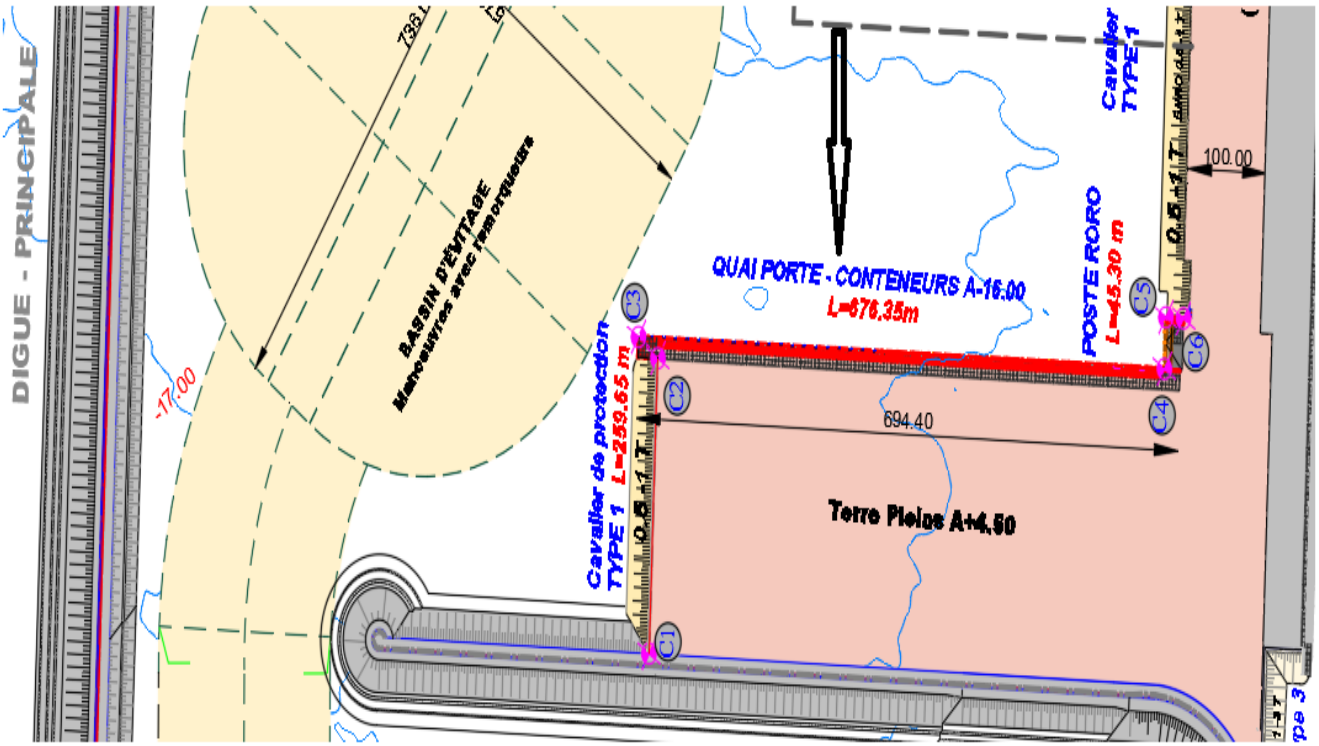


Figure 11 Position de quai conteneur dans le plan de masse

Chapitre 2 : Etude bibliographique sur les ouvrages d'accostage et justification du choix de la variante

1. Définition des Ouvrages d'Accostages :

La fonction principale d'un port est de :

- Accueillir les navires : Cela inclut le guidage, le remorquage, l'amarrage et la fourniture de carburant aux navires pour leur permettre d'arriver et de partir en toute sécurité.
- Faciliter le chargement et le déchargement : Les opérations de chargement et de déchargement des marchandises se font depuis les structures portuaires appelées "ouvrages d'accostage".

Ces infrastructures permettent le transfert efficace des marchandises entre les navires et la terre.
Un ouvrage d'accostage est un ouvrage intérieur du port qui peut assurer les trois fonctions suivantes :

- Fournir au navire un dispositif pour son immobilisation, permettant son accostage, son appui et son amarrage ;
- Réaliser la liaison entre le navire et la terre en supportant tout ou une partie des installations de transbordement des marchandises ou des voyageurs ;
- Soutenir les terres à la limite du plan d'eau.

Selon le type de trafic, les spécificités des navires et les méthodes de manutention utilisées, ces ouvrages pourront être de diverses conceptions.

On distingue trois types d'ouvrages d'accostage :

- Les quais.
- Les appontements.
- Les Ducs d'Albe.

1.1 Les quais :

Ce type d'ouvrage d'accostage assure à la fois la fonction d'accostage, l'amarrage et le soutènement des terres. Il permet une liaison directe entre le navire et la terre et s'impose lorsqu'il est indispensable d'avoir une continuité de terre-plein jusqu'au navire comme c'est le cas pour les ports de pêche.

1.2 Les appontements :

Un appontement est une plate-forme fixe et éloignée de la berge, et donc n'assurant aucune continuité de terre-plein. Cet ouvrage peut recevoir lui-même les efforts d'accostage par l'intermédiaire des défenses ou d'amortisseurs comme il peut se limiter à supporter les outillages.

1.3 Les ducs d'Albe :

Les Ducs d'Albe sont sous forme de poteaux ancrés dans le sol et qui ne servent que pour l'accostage et l'amarrage des navires. Ils peuvent être constitués par des faisceaux de pieux en bois, comme ils peuvent être au moyen de tubes métalliques ou de caissons en palplanches soudées entre elles.

Figure 12 Exemple de Duc d'Albe

2. Disposition générale des ouvrages d'accostage :

Étant les éléments fondamentaux d'un port, la conception d'un ouvrage d'accostage doit prendre en considération divers éléments, notamment :

- **Les données naturelles**

L'aménagement des ouvrages d'accostage doit exploiter efficacement les caractéristiques naturelles du site, en utilisant de préférence les profondeurs naturelles voisines des cotes de dragages exigées par les navires. Cela permet de minimiser les travaux de déroctage potentiellement complexes et coûteux, ainsi que les dragages et entretien.

- **Le vent**

Pour l'accostage du navire à son poste sans causer des dégâts, l'orientation de l'ouvrage par rapport aux vents dominants s'avère très importante. En outre, cette orientation est évidemment

conditionnée par des considérations locales, et donc il faut faire appel à une étude minutieuse pour éviter toute sorte d'incident.

- **La marchandise transportée**

La nature de la marchandise joue également un rôle important dans la disposition et l'implantation des ouvrages d'accostage, ainsi qu'il faut la transborder et la stocker au moindre coût.

- **La sécurité et l'agencement des ouvrages d'accostage**

L'agencement d'ouvrages d'accostage destinés à des trafics différents traités par un même port devra se faire de façon à éviter les nuisances réciproques. Et pour des problèmes de sécurité, il est recommandé d'implanter les postes pour les produits pétroliers et les marchandises dangereuses près de l'entrée du port côté ouvrages de protection de façon à pouvoir évacuer rapidement le navire au large en cas d'incident ou à une certaine distance des postes traitant les marchandises diverses et les zones à activité sensible.

- **Hauteur des ouvrages d'accostage**

La hauteur d'un ouvrage d'accostage est déterminée à partir des spécifications du projet et ceci de la façon suivante :

- La côte de dragage du pied des ouvrages d'accostage est déterminée en retranchant du niveau de la plus basse mer connue, la valeur du tirant d'eau des navires qui vont accoster et même de ceux qui seront de passage, augmentée d'une marge comprise entre 0,5 et 1m, et ceci en fonction du sol et des apports solides.
- Le niveau supérieur de l'ouvrage doit être à une cote supérieure de 1,5 à 2m par rapport à celle des plus hautes eaux, et ceci pour éviter que le clapotis de la houle intérieure submerge l'ouvrage d'accostage.
- Pratiquement, la hauteur de l'ouvrage est calculée suivant la relation suivante :

$H = T + HMVEE – BMVEE + (2 à 3 m)$

Avec :

- T : Tirant d'eau du navire de projet
- HMVEE : Haute mer des vives eaux exceptionnelles
- BMVEE : Basse mer des vives eaux exceptionnelles

3. Classification des quais

Dans notre projet, nous sommes amenés à étudier un quai. On distingue ainsi :

3.1 Quais Massifs

Le principe de ces ouvrages consiste à assurer le soutènement des remblais arrière, par leurs poids propres seuls, ce qui nécessite un bon sol de fondation. On trouve dans cette catégorie :

3.1.1 Les quais en Bloc

Il s'agit de structures solides et imposantes. Ce type de quai repose toujours sur une fondation robuste, généralement constituée de pierres ou de sacs de béton immergés, quelle que soit la nature du sol sous-jacent. L'objectif de cette fondation est de fournir une base plane et stable au mur du quai, de supporter des charges importantes et de les répartir uniformément vers le bas. Cette base doit s'étendre sur quelques mètres devant et derrière le mur pour améliorer la répartition des charges sur le sol sous-jacent et réduire les risques d'affaissement. On distingue plusieurs types de quais, notamment ceux construits en maçonnerie de pierre ou en béton coulé sur place, ainsi que ceux composés de blocs préfabriqués.

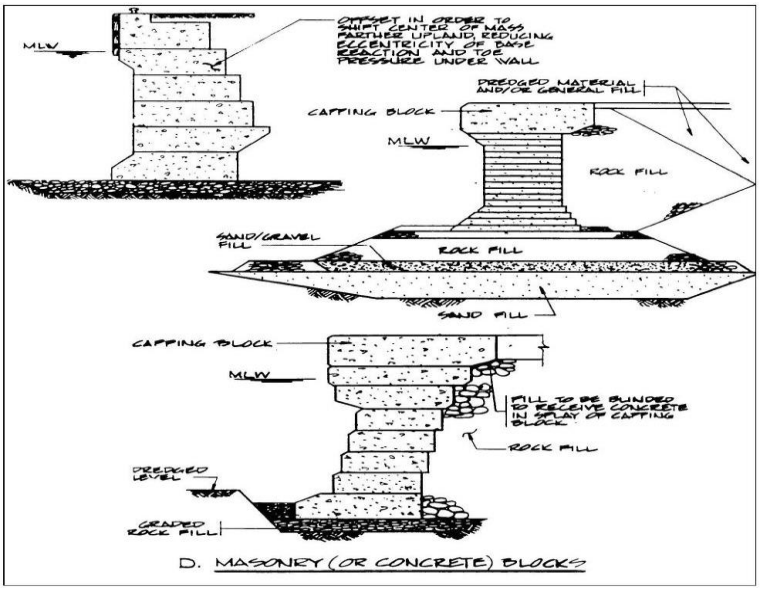


Figure 13 Exemple de quai en blocs de béton

3.1.2 Les quais en caissons

Ce sont des structures formées par des caissons préfabriqués, soit partiellement, soit entièrement. Ces caissons sont composés de cellules remplies de matériaux de remblai ou de béton peu dense. Leur conception géométrique est déterminée en fonction des exigences de stabilité, de la profondeur d'eau requise et des variations de niveau de la mer. Par exemple, la hauteur du caisson est calculée pour permettre la construction de la poutre de couronnement

pendant les marées basses.

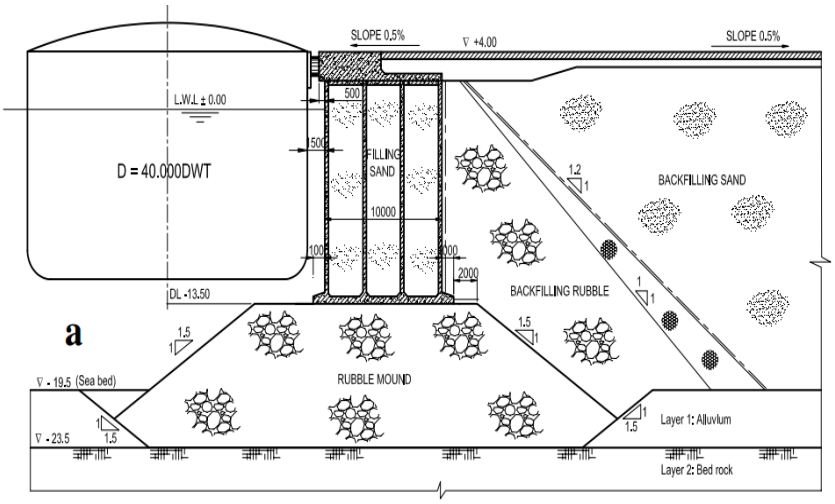


Figure 14 Exemple de caisson

3.1.3 Les quais gabionnés en palplanches

Ce sont des structures construites en enfonçant des palplanches métalliques verticales dans le sol, puis en les assemblant pour former des enceintes remplies de terre. Ces enceintes sont composées de gabions, qui peuvent être de deux types : circulaires ou cloisonnés. Les parois de ces cellules ne subissent aucune flexion, seulement des forces de traction le long des joints, qui doivent être conçus pour permettre un assemblage solide des palplanches les unes sur les autres.

Figure 15 Exemple de quais gabionnés en palplanches

3.2 Les ouvrages écrans

Ces ouvrages comprennent des écrans plats qui soutiennent les terres en agissant comme des butées ou en utilisant des tirants d'ancrage. Ces tirants transfèrent les forces de traction vers un élément d'ancrage situé à l'arrière de la structure. On distingue :

- Quais en rideaux de palplanches.

- Quais en parois moulées.
- Quais sur pieux ou sur piles

3.2.1 Les quais en rideaux de palplanches

Ces ouvrages sont de conception simple et sont habituellement construits en utilisant des palplanches qui sont enfoncées dans le sol et maintenues en place par des tirants. Ces tirants transfèrent les forces de traction vers un dispositif d'ancrage situé à l'arrière du quai. Les dispositifs d'ancrage sont souvent des tirants en acier disposés horizontalement ou verticalement, attachés à la structure principale. Parfois, des tirants actifs peuvent également être utilisés. Alternativement, l'ancrage du rideau peut être réalisé en utilisant une plate-forme horizontale en béton armé, soutenue par des pieux inclinés.

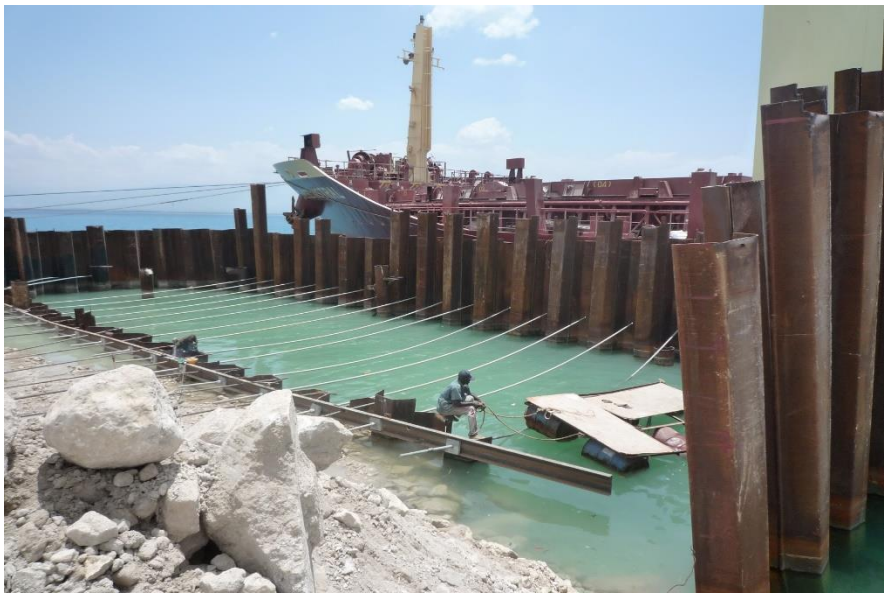


Figure 16 Exemple de quais en rideaux de palplanches, Eccomar South africain 2008

3.2.2 Les quais à parois moulées

Les quais en parois moulées plans sont formés par un mur vertical en béton armé. Ce mur est construit sans nécessiter de blindage ou de coffrage, en excavant le sol à l'aide d'équipements spécifiques, directement depuis la surface du sol. Il est solidement fixé ou encastré à sa base. De plus, il peut être renforcé par des tirants passifs ou actifs, ancrés à différents niveaux pour assurer sa stabilité.

Figure 17 Exemple de quais en parois moulées

3.2.3 Les quais sur pieux ou sur piles

Les structures sur pieux ou sur piles sont couramment employées dans une variété d'ouvrages, allant des appontements avec ducs d'Albe aux quais continus.

- **Les quais sur pieux** :

Ce sont des quais à plateforme construite généralement en béton armé et supportée par des pieux métalliques ou en béton armé. Ils sont choisis lorsque le sol présente une qualité insuffisante mais qu'une couche de soutien adéquate est présente à une profondeur raisonnable.

Figure 18 Exemple des pieux pour un quai

- **Les quais sur piles** :

Ce sont des quais constitués par une plateforme supportée par des piles verticales qui, contrairement au pieux, peuvent résister à des efforts tranchants et des moments de flexion importants. La plateforme et les piles sont construites en béton armé ou en acier.

Figure 19 Quai sur piles

4. Les critères de choix

Afin de bien choisir le type d'ouvrage d'accostage, une étude spécifique et comparative devra être faite en prenant en considération une multitude de paramètres. Il faut noter qu'une classification véritable n'existe pas, et que le choix varie en fonction du projet.

Cependant, il existe quelques critères en commun influençant le choix de l'ouvrage, parmi lesquels on trouve :

- **Les conditions d'exploitation du quai**
- **Les conditions géotechniques**
- **Les conditions du site**
- **Les conditions économiques**
- **L'expérience de l'entreprise**

4.1 Les conditions d'exploitation du quai

Les paramètres importants sont le type de trafic et le navire de projet.

Le type de trafic définit les besoins en outillage, qui nécessitent parfois des fondations spécifiques, et les charges d'exploitation qui doivent être reprises par l'ouvrage. À l'exception des postes pétroliers, les outillages sont très souvent constitués de grues ou portiques se déplaçant sur un chemin de roulement.

Le navire de projet définit les efforts d'amarrage et d'accostage et la cote de dragage. En conséquence, elle définit la hauteur libre du quai qui est limitée pour chaque type de quai. À

titre indicatif, le tableau ci-dessous donne, en fonction des différents types d'ouvrage, les hauteurs maximales de quais associés.

Tableau 4 Type de quai en fonction de la hauteur libre maximale

Type du quai	Hauteur libre maximale (m)
Quai en blocs de béton	15
Quai en caissons en BA	25 à 30
Quai en caissons en gabions circulaires	25 à 30
Quai en palplanches	18
Quai en paroi moulée	25 à 30
Quai sur pieux	>30

4.2 Les conditions géotechniques

Constituant la fondation de l'ouvrage, la qualité du sol est assurément un des éléments les plus importants dans le choix du quai correspondant. D'où la nécessité d'une connaissance très soignée des couches géotechniques du site et de leurs caractéristiques, qui permettra de déterminer le niveau de la nappe phréatique.

- Dans le cas d'un sol de fondation résistante près du niveau de la côte de dragage, il est souvent économique de projeter un ouvrage massif reposant sur le sol de bonne qualité.
- Pour le cas d'une fondation qui n'a pas la qualité suffisante, il faut avoir recours à des solutions basées sur l'encastrement de l'ouvrage dans le sol utilisant des efforts horizontaux de poussée et de butée, ou bien l'utilisation des pieux descendus dans les couches profondes et qui offrent une plus grande résistance.

4.3 Les conditions du site

La nature du site et les conditions de marée influencent également le choix du type d'ouvrage.

- Dans un site terrestre, l'exécution est faite à sec ou à l'abri d'un rabattement de la nappe, puis par dragage des accès.
- En milieu nautique : les travaux se font soit à la marée soit par avancement

Tableau 5 Type de quai en fonction des conditions du site

Type de quai	Site adapté
Quai en blocs de béton	Nautique

Quai en caissons en BA	Nautique
Quai en caissons en gabions circulaires	Nautique
Quai en palplanches	Nautique et Terrestre
Quai en paroi moulée	Terrestre
Quai sur pieux	Nautique

4.4 Les conditions économiques

Le choix du type d'ouvrage pour un projet est influencé par les conditions économiques de la région où il est situé. Il est important de prendre en compte des facteurs tels que la disponibilité des matériaux de construction et la distance de transport nécessaire pour les amener sur le site. Par exemple, il est préférable d'éviter les ouvrages en béton armé dans les régions où les ressources en agrégats sont rares.

4.5 Expérience acquise

De plus, il est judicieux de s'appuyer sur l'expérience acquise à partir de projets similaires ou de chantiers réalisés à proximité du site. Cette expérience peut fournir des indications précieuses pour orienter le choix du type d'ouvrage, car la réutilisation ou l'adaptation de solutions déjà éprouvées est souvent plus fiable que l'exploration de nouvelles voies.

5. Justification de la variante choisie

Pour la justification du choix du caisson pour notre projet, on s'est basée sur plusieurs aspects tels que :

5.1 Stabilité Structurelle

- **Capacité de Charge :**

Les caissons sont capables de supporter des charges très élevées, y compris les forces dynamiques comme la poussée de terre, les surcharges d'exploitation, et les forces sismiques. Cela est crucial pour un quai qui doit gérer de grands porte-conteneurs et d'importantes surcharges.

- **Robustesse :**

Les caissons en béton offrent une robustesse et une longévité supérieures par rapport aux autres types de structures. Leur conception permet une distribution uniforme des charges sur la fondation, réduisant ainsi les risques de défaillance structurelle.

5.2 Facilité de Construction

- **Méthodes de Construction :**

La construction des caissons peut être réalisée en usine dans des conditions contrôlées, puis transportée et installée sur site. Cela permet un contrôle de qualité élevé et une réduction des temps de construction sur le site.

- **Installation :**

Les caissons peuvent être installés rapidement et efficacement par flottaison et immersion, ce qui est particulièrement avantageux dans des environnements marins où les conditions peuvent être difficiles.

5.3 Adaptabilité aux Conditions Locales

- **Conditions Géotechniques :**

Les caissons sont particulièrement adaptés aux sols marins et aux fonds marins hétérogènes comme ceux du nouveau port de Dakhla Atlantique. Leur poids propre contribue à leur stabilité et minimise les risques de tassement excessif.

- **Conditions Climatiques :**

Dans une région sujette à des variations climatiques et des événements sismiques, les caissons fournissent une résistance accrue contre les forces naturelles, assurant ainsi une stabilité continue du quai.

5.4 Économies à Long Terme

- **Durabilité :**

Les caissons en béton sont extrêmement durables et nécessitent moins de maintenance à long terme par rapport à d'autres types de structures, telles que les quais en enrochements ou en pieux.

- **Coûts de Maintenance :**

La résistance des caissons aux conditions marines sévères réduit les coûts de réparation et de maintenance, offrant une solution plus économique à long terme.

5.5 Conception Modulaire

- **Flexibilité :**

Les caissons peuvent être conçus de manière modulaire, permettant des ajustements faciles et des extensions futures du quai en fonction des besoins croissants du port.

- **Réutilisabilité**

En cas de modifications futures ou de besoin de relocalisation, les caissons peuvent être déplacés et réutilisés, offrant une flexibilité opérationnelle importante.

6. Comparaison avec Autres Variantes

- **Quais poids en blocs :**

Avantages : Moins coûteux initialement, utilisation de matériaux locaux.

Inconvénients : Moins de capacité de charge, plus de maintenance, moins de durabilité sous des charges dynamiques et sismiques.

- **Quais en Pieux :**

Avantages : Capacité à supporter des charges élevées, adaptable à diverses conditions de sol.

Inconvénients : Coûts de construction élevés, plus de complexité dans l'installation, maintenance fréquente en raison de l'exposition continue aux éléments marins.

- **Quais poids en Caissons :**

Avantages : Haute capacité de charge, stabilité structurelle supérieure, facilité d'installation, moins de maintenance, modularité.

Inconvénients : Coûts initiaux plus élevés, nécessitant une infrastructure pour la fabrication et le transport des caissons.

Conclusion :

Le choix des caissons pour la construction du quai porte-conteneurs -16 hydro du nouveau port de Dakhla Atlantique est motivée par l'importance du tirant d'eau soit de la hauteur libre du quai qui dans notre cas est au dessus de la limite réquise pour les quais en bloc. En comparaison avec les autres variantes, les caissons offrent une solution à long terme plus fiable et économique, garantissant la stabilité et l'efficacité de l'infrastructure portuaire essentielle pour le développement de la région.

Chapitre 3 : Conception générale, inventaire des charges et stabilité générale

1. Introduction :

Ce chapitre vise à décrire la conception d'un quai à caissons, de citer les hypothèses de calcul qui seront valables dans toute la suite de notre travail, ainsi que de faire un inventaire intégral de l'ensemble des charges et efforts appliqués à notre ouvrage.

2. Conception générale :

La conception du caisson est faite à partir d'itération successive, en minimisant les facteurs de sécurité jusqu'à s'approcher aux minimums imposés par la réglementation.

Les caissons adoptés sont rectangulaires avec 5 cellules dans le sens longitudinal et 4 cellules dans le sens transversal. Les 5 cellules situées côté bassin sont remplies de caillasse 40/70, le reste des cellules est rempli en sable. Les caractéristiques du caisson sont : Section du caisson : 23.05 m de longueur et 16.55 m de largeur. Hauteur = 19 m au-dessus du radier.

Ces caissons sont munis d'un radier de 0.7 m d'épaisseur, 18.55 m de largeur et de 23.05 m de longueur. La coque du caisson est centrée sur le radier, et le radier se situe sur une couche d'assise à la côte -16.7 mZH.

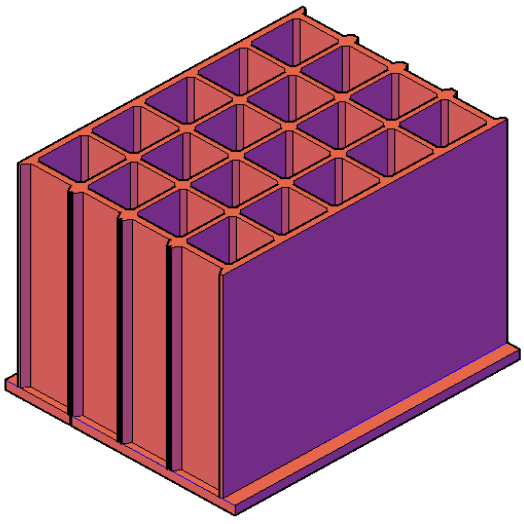
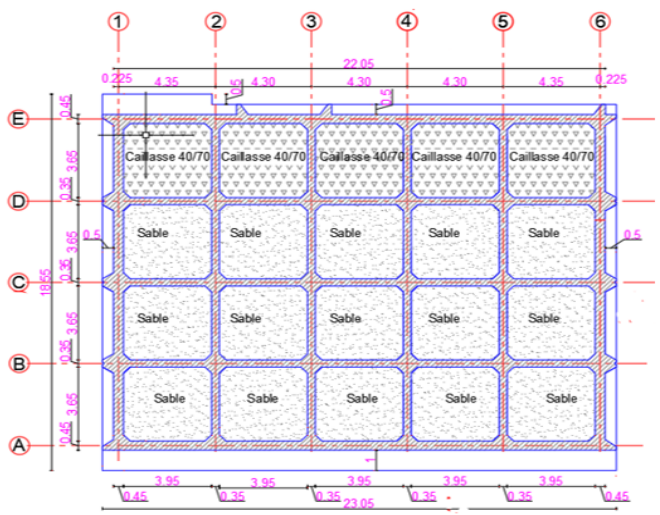


Figure 20 Perspective du caisson



Notation	Dimension	Valeur
B_c	Largeur d'un caisson	16.55
L_c	Longueur d'un caisson	23.05
H_c	Hauteur des parois d'un caisson	19
B_r	Largeur du radier	18.55
L_r	Longueur du radier	23.05
H_r	Épaisseur du radier	0.7
A	Longueur d'une cellule	3.95
C	Largeur d'une cellule	3.65
e_{ex}	Épaisseur des parois extérieures	0.45
e_{in}	Épaisseur des parois intérieures	0.35

Figure 21 Présentation des dimensions(m) du caisson et remplissage

La coupe type de notre mur de quai est la suivante :

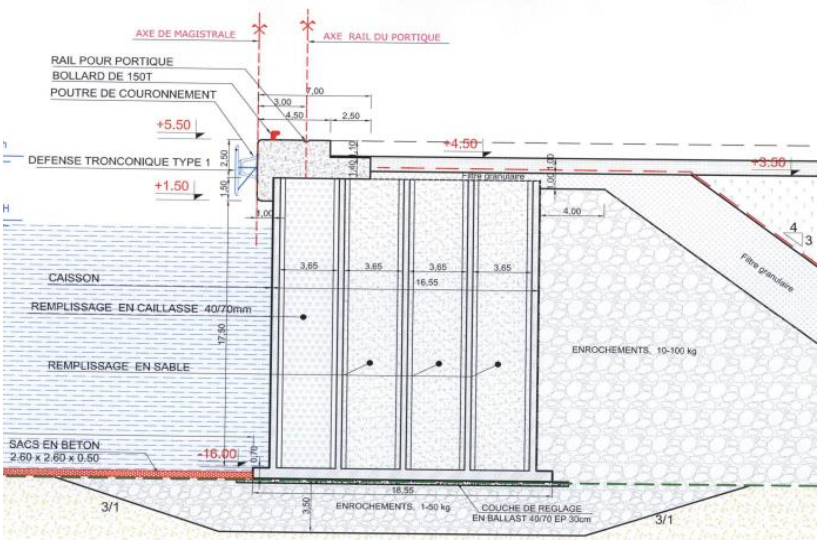


Figure 22 Coupe type du mur du quai

3. Hypothèses de calcul

3.1 Caractéristiques des matériaux

Les propriétés mécaniques des matériaux considérés sont résumées sur les tableaux ci-dessous.

Ces propriétés ont été donnée par le Cahier de Prescriptions Spéciales (CPS).

Tableau 6 Propriétés des matériaux

Matériaux	$\gamma(t/m3)$	$\gamma'(t/m3)$	$\phi'(°)$
Enrochement de l'épaulement (10/100 kg)	1.8	1.1	40
Remblai terrestre compacté	2	1.1	35
Enrochement (1/50 kg)	1.8	1.1	42
Filtre granulaire	1.8	1.1	35
Ballast	1.8	1.1	35
Sable de remplissage	1.6	1.1	30

Tableau 7 Propriétés de béton

Matériaux	$\gamma(t/m3)$	$\gamma'(t/m3)$	$fc28(MPa)$	$ft28(MPa)$
Eau de mer	1.03	-	-	-
Béton	2.35	1.4	25	2.6
Béton armé	2.45	1.45	45	3.8
Acier Fe 500 MPa	7.85	E=210000 MPa		

3.2 Données de la marée

On rappelle que les niveaux de la marée de notre projet sont :

Côté terre

- PHMVE : +4.21 mZH
- PBMVE : +1.00 mZH

Côté mer

- PHMVE : +3.21 mZH
- PBMVE : +0.00 mZH

3.3 Navire de projet

Le navire pour lequel nous allons effectuer nos calculs est un navire porte-conteneurs ayant les caractéristiques suivantes :

Tableau 8 Caractéristiques du navire de projet

Navire	L_{OA} (m)	L_{BP} (m)	Tirant d'eau	Largeur B (m)	Déplacement Md (T)
Navires porte-conteneurs	247	232	12.2	32.2	58807
	319	301	14.5	42.8	117200

3.4 Portique

Les portiques au niveau des quais porte-conteneurs auront les caractéristiques suivantes :

- Distance entre axes : 30 m ;
- Nombre de roues : 8 roues par jambe espacées de 1m ;
- Distance du rail avant par rapport à la magistrale du quai : 3 m ;

- Charges maximales par roue :

Tableau 9 Les valeurs maximales de charge due par le portique par roue

	Direction	Côté mer(t)	Côté terre (t)
En service	Verticale	85	65
	Horizontale	13	13
Conditions extrêmes	Verticale	65	75
	Horizontale	13	13

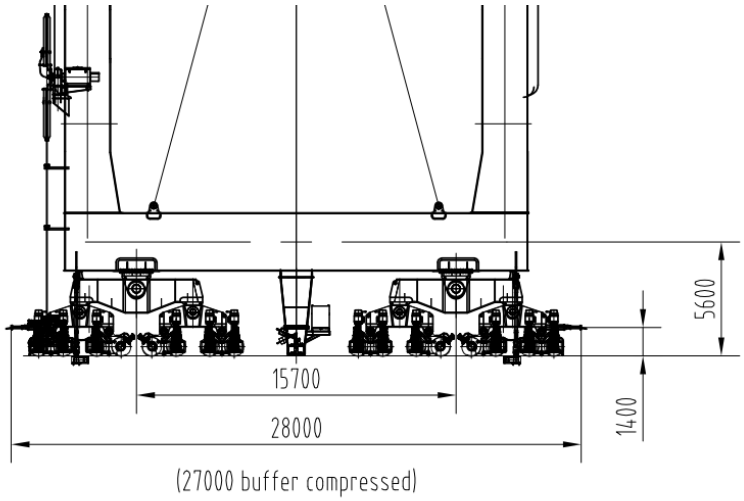


Figure 23 Coupe transversale de portique twin forty ZPMC 2005

On a considéré la charge du portique comme étant une charge répartie par mètre linéaire

$$Q(mer) = \frac{85*16}{28} = 48.58\ t/ml\ ,\quad Q(terre) = \frac{65*16}{28} = 37.1428\ t/ml$$

$$H = \frac{13 * 16}{28} = 7.43\ t/ml$$

4. Actions Statiques

4.1 Les charges permanentes :

4.1.1 Poids propre

Ce chargement correspond au poids apparent de la structure, en tenant compte de la poussée d'Archimède.

Le poids propre total du système étudié est composé des éléments suivants :

- Poids de la poutre de couronnement ;
- Poids des parois et du radier ;
- Poids des matériaux de remplissage ;
- Poids du remblai sur le caisson.

Le calcul des sollicitations dues au poids propre est résumé dans le tableau10(**annexe calcul de sollicitations**).

4.1.2 Poussée statique des terres :

Plusieurs théories nous permettent de déterminer les pressions latérales du sol, dans notre cas on a utilisé celle de Coulomb pour laquelle la zone de rupture est réduite à un plan et il n'y a aucune prise en compte de l'état des contraintes dans le sol. L'hypothèse du plan de rupture est relativement bien vérifiée pour les sols pulvérulents en état de poussée, mais ne l'est plus ni pour les sols cohérents, ni pour les états de butée.

Les pressions latérales inclinées que subit la paroi sont données par l'expression :

$$\boldsymbol{p_s = K_{as}\gamma\, z}$$

Où $\boldsymbol{K_{as}}$ est le coefficient de poussée Statique donné par la formule suivante :

$$K_{as} = \frac{\cos(\alpha - \varphi)^2}{\cos(\delta + \alpha)\,(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha)\cos(\alpha - \beta)}})^2}$$

Avec :

- φ : angle de frottement interne du sol
- δ : angle de frottement sol-écran
- α : inclinaison du mur par rapport à la verticale.
- β : inclinaison du talus par rapport à l'horizontale
- γ : le poids volumique des matériaux (masse volumique déjaugée en dessous de la nappe)

Le tableau suivant présente le calcul des différents coefficients de poussées :

Tableau 10 Poussée statique du remblai

φ	K_{as}	K_{as}(h)	K_{as}(v)
30	0.2973	0.2794	0.1017
35	0.244	0.244	0.097
40	0.2	0.179	0.097

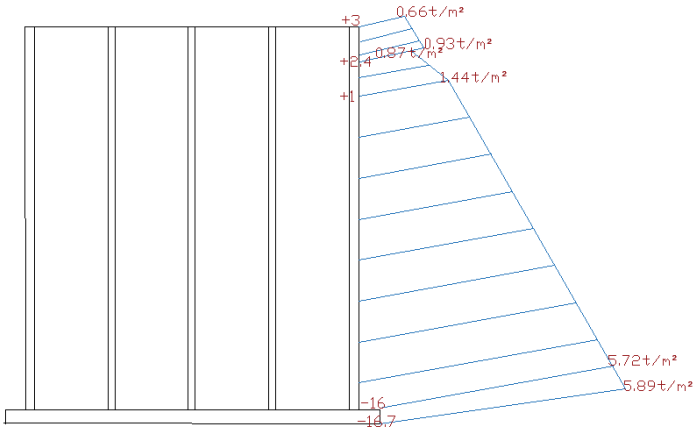


Figure 24 Présentation des poussées de remblai sur le caisson en basse marée

Sous l'effet des poussées du remblai arrière, le caisson tend à se déplacer vers la mer et à s'ovaliser en induisant des tractions dans les joints.

Le calcul des sollicitations dues à la poussée statique des terres est résumé dans le tableau12(**annexe calcul de sollicitations**).

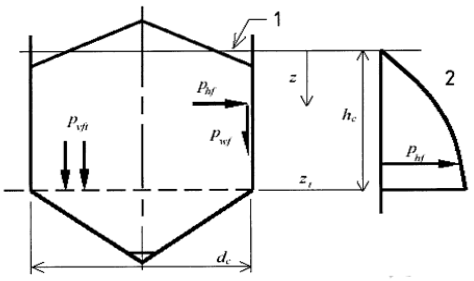
4.1.3 L'effet silos

L'effet silo veut dire "effet de voûte", c'est à dire l'apparition d'une force horizontale alors que la charge est verticale. Ce phénomène est caractéristique des structures établies en hauteur et devant être remplies de matières pondéreuses fluides comme les grains. L'effet de voûte n'apparaît que si la hauteur dépasse le diamètre de base. Conformément à l'article 5.1 (2) de la norme NF EN 1991-4 pour notre projet on a un silo élancé.

Le remblai interne doit être lui aussi constitué de matériaux de bonne qualité, en général des matériaux granulaires, dont les propriétés mécaniques sont mesurées à la boîte de cisaillement ou, pour les remblais contenant des éléments de dimensions plus importantes, à la grande boîte de cisaillement.

Dimensions des cellules **:** $h_c = 19\ m\ ;\ d_c = 3.95\ m\ ; \frac{h_c}{d_c} = 4.81 > 2$

Il convient de déterminer les valeurs de la contrainte horizontale p_{hf} , de la force de frottement sur la paroi p_{wf} et de la contrainte verticale p_{vf} , à la profondeur z, en fin de remplissage et pendant le stockage, par :



Légende
1 Surface équivalente
2 Contraintes horizontales le long du tronçon à paroi verticale

Figure 25 Contraintes symétriques au remplissage dans la zone de paroi verticale

$$p_{hf}(z) = p_{h0}\, Y_J(z)\,;\; p_{wf}(z) = \mu\, p_{h0}\, Y_J(z)\,;\; p_{Vf}(z) = \frac{p_{h0}}{K}\, Y_J(z)$$

Avec :

$$p_{h0} = \gamma\, K\, z_o\,;\, z_o = \frac{A}{K\,\mu\,U}\,;\, Y_J(z) = 1 - e^{-z/z_o}$$

- γ : le poids volumique de remblai
- μ : le coefficient de frottement du matériau sur la paroi verticale
- K : le coefficient de contrainte latéral
- z : la profondeur sous le niveau de la surface équivalente du matériau
- A : l'aire de la coupe horizontale du silo
- U : le périmètre intérieur de la coupe horizontale du silo

Pour obtenir les valeurs caractéristiques de μ, K et φi, il convient de multiplier ou de diviser les valeurs μm, Km et φim du tableau par les facteurs de conversion donnés dans le tableau E.1 selon le cas de manière à avoir la contrainte maximale.

Tableau E.1 — Propriétés des matériaux particulaires

Type du matériau particulaire [d), e)]	Poids spécifique [b)] γ (en kN/m³)		Angle de repos Φ_r (en degrés)	Angle de frottement interne Φ_i (en degrés)		Coefficient de contrainte latérale K		Coefficient de frottement de paroi [c)] μ (μ = tan φ_w)				Coefficient de référence pour la charge localisée C_{op}
	γ_ℓ	γ_u		φ_{im}	a_φ	K_m	a_K	type D1	type D2	type D3	a_μ	
	inférieur	sup.		moyen	facteur	moyen	facteur	moyen	moyen	moyen	facteur	
Matériau par défaut [a)]	6,0	22,0	40	35	1,3	0,50	1,5	0,32	0,39	0,50	1,40	1,0
Granulats	17,0	18,0	36	31	1,16	0,52	1,15	0,39	0,49	0,59	1,12	0,4
Sable	14,0	16,0	39	36	1,09	0,45	1,11	0,38	0,48	0,57	1,16	0,4

Catégorie	Titre descriptif	Type de matériau de la paroi
D1	paroi à frottement faible (paroi «glissante»)	acier inoxydable laminé à froid acier inoxydable poli surface revêtue basse frottement aluminium poli polyéthylène de poids moléculaire ultra élevé [a)]
D2	paroi à frottement moyen (paroi «lisse»)	acier doux au carbone lisse (construction soudée ou boulonnée) acier inoxydable finition laminoir acier au carbone galvanisé aluminium anodisé surface revêtue résistante à la corrosion et à l'usure par abrasion
D3	paroi à frottement élevé (paroi «rugueuse»)	béton brut de décoffrage, béton taloché, béton ancien acier au carbone vieilli (corrodé) acier résistant à l'abrasion revêtement de céramique
D4	paroi irrégulière	paroi ondulée horizontalement revêtement profilé avec rainures horizontales paroi spéciale avec grandes anomalies

Figure 26 Tableau décrivant les catégories des parois selon Eurocode 1

Le calcul détaillé des effets de silos est donné en annexe (**calcul de sollicitations**).

4.1.4 Pression hydrostatique

Les niveaux d'eau génèrent une poussé hydrostatique P_e. Cette action est considérée comme permanente pour un niveau constant de la nappe (ROSA 2000 – Actions Quasi-statiques des niveaux d'eau).

La poussée hydrostatique est calculée par la formule suivante :

$$P_e = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot ({Z_f}^2 - {Z_i}^2)$$

Avec :

- $\boldsymbol{Z_i}$: La distance entre le niveau de la nappe et la section supérieure
- $\boldsymbol{Z_f}$: La distance entre le niveau de la nappe et la section inférieure

En basse marée la poussée qui s'applique sur les parois est la suivante :

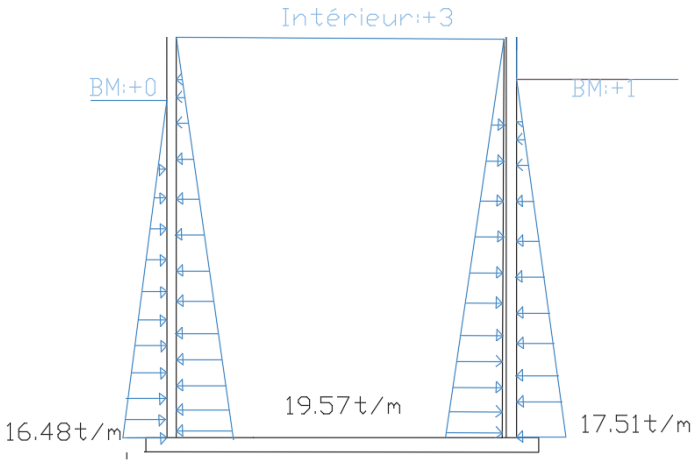


Figure 27 Diagramme des pressions sur parois en basse marée

En haute marée on a un équilibre entre les poussées de l'eau.

Le calcul des sollicitations dues à la pression hydrostatique est résumé dans le tableau13(**annexe calcul de sollicitations**).

4.1.5 Sous pression due au gradient hydraulique :

Le gradient hydraulique génère une pression verticale sous le mur du quai d'une largeur L. L'effort de sous pression résultant est égale à : $\frac{1}{2}.\gamma_w.B.\Delta Z_e$

Avec ΔZ_ele gradient hydraulique entre les niveaux des eaux coté terre et côté mer. On a :

$\frac{1}{2}.\gamma_w.B.\Delta Z_e = 0.5 * 1.03 * 18.55 * 1 = 9.55\ t/m$ Appliqué à partir $\frac{2.L}{3} = 12.37m$.

Tableau 11 Calcul de sous pression due au gradient hydraulique

V	-4084.75
ev	12.37
Moment	-50514.80

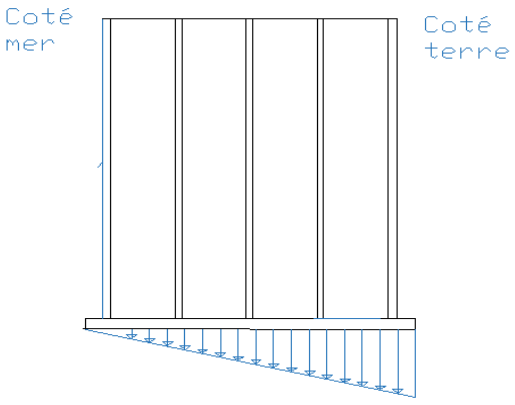


Figure 28 Diagramme de sous pressions

4.2 Charges d'exploitation :

4.2.1 Action de la surcharge :

Les charges réparties sont prises égale à q= 6 t/m2 et appliquée à partir de 3 m de la magistrale.

La pression de poussée de surcharge répartie sur la hauteur du mur est calculée comme suit :

$$\sigma_{ap,max} = K_a . q$$

- $\boldsymbol{K_a}$: le coefficient de poussée normale
- $\mathbf{q}$: la contrainte de surcharge uniforme appliquée sur la surface du terrain

Lorsque la surcharge est placée sur le haut du caisson, une partie de la charge est supportée par le couronnement, et l'autre partie est supportée par les parois et le radier.

Le calcul des sollicitations dues à la surcharge est résumé dans le tableau15(**annexe calcul de sollicitations**).

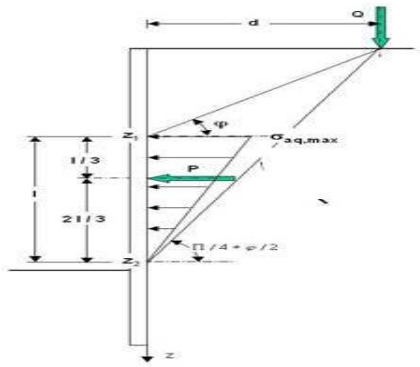
4.2.2 Action du portique :

Poussée de portique sur parois cote terre

On utilise la méthode de krey pour la détermination de cette poussée, cette méthode permet de déterminer le supplément de poussée exercé sur un mur par une charge ponctuelle d'intensité Q situé à une distance a de celui-ci.

Le calcul de cette poussée s'effectue comme suit :

Figure 29 Poussée de krey due à la charge ponctuelle



$$\sigma_{aq.max} = \frac{2Q \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{\mathrm{a}[\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - tan\ \varphi]}$$

$d = 30 + 3 - 17.55 = 15.45m; \varphi = 40°$;

$Q = 42.8571\ t/ml$

$\sigma_{aq.max} = 1.982\ t/m^2$;$z_1 = d\ tan\ \varphi = 12.964\ m$;

$z_2 = d\ tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 33.133$

$\sigma_{z=22.2} = \sigma_{aq.max} * \frac{z_2 - 22.2}{z_1 - 22.2} = 1.074\ t/m^2$

D'où la résultante sur caisson $P = \frac{\sigma_{aq.max} + \sigma_{z=22.2}}{2} * (z_1 - 22.2) = 14.112\ t/ml$

Point d'application à partir la base $y = \frac{1}{3} * ((z_1 - 22.2) * \frac{2*\sigma_{z=22.2} + \sigma_{aq.max}}{\sigma_{z=22.2} + \sigma_{aq.max}} = 5.075m$

On obtient la représentation suivante :

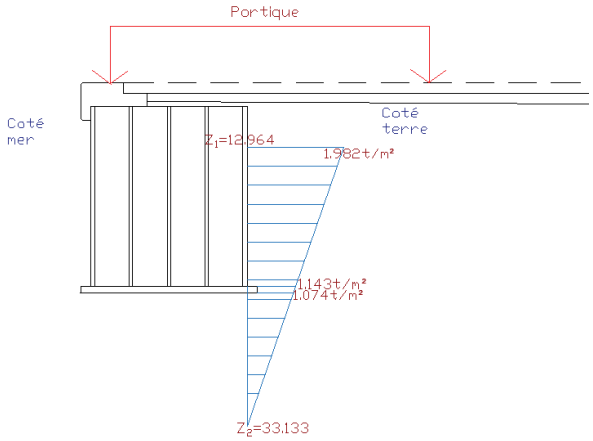


Figure 30 Représentation de l'impact du portique sur le caisson

Le calcul des sollicitations dues à la poussée du portique est résumé dans le tableau16(**annexe calcul de sollicitations**).

4.2.3 Amarrage

On considère un effort caractéristique d'amarrage égal à : 150 t Par prudence on fait l'hypothèse que les bollards seront répartis tous les : 20 m Conformément aux recommandations de Rosa 2000 l'effort d'amarrage par mètre de longueur de quai est égal à : 7.5 t/ml Soit pour un caisson un effort égal à : 172.875t.

L'inclinaison des amarres d'amarrage doit être considérée comme suit :

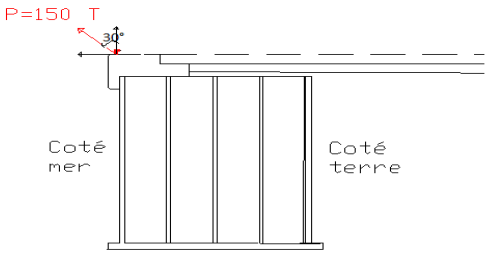


Figure 31 Disposition de l'effort d'amarrage

Le calcul des sollicitations dues à l'effort d'amarrage est résumé dans le tableau17(**annexe calcul de sollicitations**).

4.2.4 Accostage :

Pour amortir le choc d'accostage, on prévoit des éléments de protection appelés défenses ; ces derniers doivent être choisis de telle façon à absorber l'énergie due aux chocs, ils ne sont pas

destinés seulement à résister aux chocs normaux au front d'accostage mais aussi aux efforts longitudinaux causés par les phénomènes de frottements navire-ouvrage, On distingue plusieurs types de défenses, en bois, métalliques, et en caoutchouc. Le choix du type de de défenses est conditionné par le calcul de l'énergie cinétique à absorber. Selon BS6349 Cette énergie est calculé par relation suivante :

$$E_N = 0.5 * M_D * {v_B}^2 * C_M * C_E * C_C * C_S$$

Avec :

- M_D : Déplacement du Navier de projet (tonnes).
- v_B : Composante orthogonale au quai de la vitesse d'accostage
- C_M : Coefficient de masse ajoutée
- C_E : Coefficient d'excentricité
- C_C : Coefficient de configuration du quai
- C_S : Coefficient de souplesse de la coque

  On obtient $\boldsymbol{E_{conception} = 789.1364\ KN.m}$

Dans notre cas, l'effort d'accostage est un effort stabilisant, et donc il ne sera pas pris en compte dans le calcul de la stabilité externe du caisson. Cependant, il sera pris en considération lors du calcul du ferraillage de la poutre de couronnement.

Le calcul détaillé de l'énergie d'accostage est donné à l'annexe (**calcul des sollicitations**).

4.3 Actions induites par les sollicitations sismiques

Selon le RPS2011, pour le NDPA, on distingue les caractéristiques sismiques suivantes :

- Zone d'accélération zone 1 : ag=0.07g
- Zone de vitesse : v=0.05m/s.

Selon l'Eurocode 8, pour un mur de soutènement les coefficients sismiques horizontal σ_h et vertical σ_v sont calculés comme suit :

$$\sigma_h = \frac{a_g * S * S_T}{g * r}$$

$$\sigma_v = 0.5\sigma_h$$

Avec :

- a_g : accélération de calcul
- S: paramètre du sol
- S_T: coefficient d'amplification topographique
- r : un coefficient dépendant du type d'ouvrage de soutènement

$S = 1.35$, car sol de classe B, $S_T = 1$ car terrain en pente inferieure à environ 15°

$r = 2$, car on suppose que le mur est libre pouvant accepter un déplacement jusqu'à

$$d_r = 300 * \frac{a_g * S * S_T}{g} = 34.02mm$$

Après calcul on obtient : $\sigma_h = 0.04725$;$\sigma_v = 0.024$

4.3.1 Actions sismiques combinées aux poids propres de l'ouvrage et au poids d'épaulement :

On ajoute à ces efforts dynamiques les forces d'inertie, qu'on évalue en prenant comme coefficient sismique la valeur de l'accélération du sol. L'effort sismique, appliqué à mi-hauteur de l'ouvrage est donné par les formules suivantes :

Pour les deux cas de séisme (ascendant et descendant), on distingue :

Effort vertical : $E_{pv} = \pm\sigma_v . P_p$

Effort horizontal : $E_{ph} = \sigma_h . P_p$

Le calcul des sollicitations des actions sismiques dues au poids propre est résumé dans le tableau19(**annexe calcul de sollicitations**).

4.3.2 Poussée dynamique des terres :

Le calcul de la poussée dynamique suivant la théorie de Mononobe-Okabé (Eurocode 8-partie 5) :

$$p_s = K_{ad}\gamma\, z\, (1 \pm \sigma_v)$$

Avec $\boldsymbol{K_{ad}}$ est le coefficient de poussée dynamique :

$\beta \leq \phi - \theta$

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

Avec :

ϕ : angle de frottement du sol ;

ψ, β : angles d'inclinaison de la face arrière du mur et de la surface du remblai par rapport à l'horizontale

δ : angle de frottement entre le sol et le mur

θ : L'angle apparent entre la verticale et la résultante des forces massiques appliquée au terrain situé derrière l'écran. Il est donné dans l'annexe E de l'Eurocode 8 comme suit :

- Au-dessus de la nappe :

$$\theta = \tan^{-1}\frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v}$$

- Au-dessous de la nappe et pour un sol perméable :

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\sigma_h}{1 \pm \sigma_v} * \frac{\gamma_d}{\gamma_s - \gamma_w}\right)$$

Le calcul des sollicitations dues à la poussée dynamique des terres est résumé dans les tableaux 21 et 22(**annexe calcul de sollicitations**).

4.3.3 Poussée dynamique de la surcharge répartie :

L'action due à la poussée dynamique des surcharges est calculée comme suit :

$$q_{td} = (1 \pm \sigma_v).K_{ad}.q$$

4.3.4 Pression hydrodynamique de l'eau : Dépression hydrodynamique

Durant le séisme, Le plan d'eau libre à l'aval se met à osciller ce qui a pour effet de générer des dépressions hydrodynamiques sur la paroi aval.

Pour le calcul de la dépression hydrodynamique, on prendra conformément à l'article E.8 de l'Eurocode, elle est représentée par une courbe de pression parabolique telle que :

$q(z) = \frac{7}{8} * \sigma_h * \Upsilon_w\sqrt{hz}$

Avec h hauteur de l'eau libre et $\sigma_h = 0.0945$ pour r=1

Le calcul fait par une feuille EXCEL nous a donné les résultats suivants :

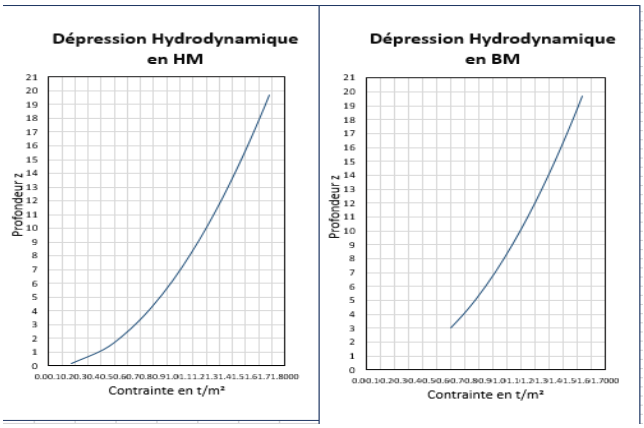


Figure 32 Diagramme dépression en HM et BM

Les résultantes et points d'applications sont résumés dans le tableau 25.

4.3.5 Pression hydrodynamique de l'eau : Surpression hydrodynamique

Aussi, du côté amont de l'ouvrage, l'oscillation de la nappe d'eau génère des surpressions hydrodynamiques sur la paroi l'amont.

Ces surprissions hydrodynamique sont gérées aussi par la même loi parabolique que la précédente :

$$q(z) = \frac{7}{8} * \sigma_h * \gamma_w \sqrt{hz}$$

On a eu les résultats représentatifs suivants :

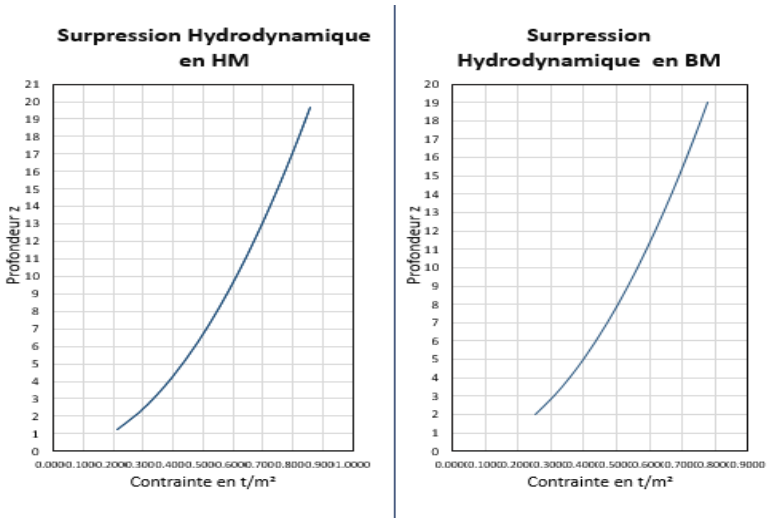


Figure 33 Diagramme surpression en HM et B

Les résultantes et points d'applications sont résumés dans le tableau 26.

Tableau 12 Récapitulatif des charges en basse marée

Charges Verticales		V	Mv
Permanents	Poids propre	12750.27	122729.41
	Poussée de terre	697.51	12237.53

	Sous Pression	-4084.75	-50514.80
Exploitation	**Surcharge de terre**	2222.78	24817.67
	Portique	819.00	2457.00
Sismique	**Poids dynamique**	-245.48	-2285.21
	Poussée de terre dynamique	365.43	6409.57
	Poussée de surcharge Dynamique	154.00	2596.09
Charges Horizontales		**H**	**Mh**
Permanents	**Poussée de terre**	-1370.71	-10044.79
	Hydrostatique coté terre	-1453.73	-11458.52
	Hydrostatique côté mer	2019.81	16801.10
Exploitation	**Poussée de surcharge**	-512.68	-4587.90
	Poussée de portique	-311.18	-1579.26
	Portique horizontale	-163.80	-11358.27
Sismique	**Poussée de terre dynamique**	-1582.22	-11479.75
	Poussée de surcharge	-579.41	-5107.28
	Dépression	503.49	-4009.79
	Surpression	-254.66	-2129.99

5. Combinaisons des charges utilisées

Pour la détermination des combinaisons d'actions, on s'est reposé sur les Eurocodes ainsi que les Recommandations pour le calcul aux états limites des Ouvrages en Site Aquatique (ROSA 2000).

Pour les différentes situations du projet, les combinaisons des actions se définiront en accord avec les critères suivants :

- Situation durable ou transitoire :

$$\sum \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} \psi_{P_1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Q_i} \psi_{ai} Q_{ki}$$

Tableau 13 Coefficients des combinaisons situation durable ou transitoire

		Coefficient γ		**Coefficient ψ**
		Favorable	**Défavorable**	**ψ_0**
Fondamentale	**Permanents**	0.9	1.35	-
	Surcharge	0	1.5	0.77
	Portique	0	1.25	0.77
	Amarrage	0	1.25	0.77

- Situation sismique :

$$\sum \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{A_E} A_E + \sum \gamma_{Q_i} \psi_{ai} Q_{ki}$$

Tableau 14 Coefficients des combinaisons situation sismique

		Coefficient γ		Coefficient ψ
		Favorable	**Défavorable**	ψ_2
Accidentelle	**Permanents**	1	1	-
	Surcharge	0	1	0.4
	Portique	0	1	0.5
	Amarrage	0	1	0.2

- État Limite de Service

Pour les différentes situations du projet, les combinaisons des actions se définiront en accord

$$\sum G_{kj} + P_k + \psi_{P_1} Q_{k1} + \sum \psi_{ai} Q_{ki}$$

6. Vérification de la stabilité générale

La stabilité, pour le couronnement et le caisson, est justifiée conformément aux Eurocodes et aux recommandations de ROSA2000 suivant le tableau suivant :

Tableau 15 Critère de stabilité externe

Critère de stabilité	Etat limite
Stabilité vis-à-vis du Glissement	ELU-Fondamental ELU-Sismique
Limitation d'excentrement	ELS-Rare (caractéristique) ELS- quasi permanente ELU-Fondamental ELU-Sismique
Poinçonnement par rapport à la banquette de fondation et par rapport au sol de fondation	ELS-Rare (caractéristique) ELS- quasi permanente ELU-Fondamental ELU-Sismique
Stabilité générale (Grand glissement)	ELU-Fondamental ELU-Sismique
Tassement	ELS-Rare (caractéristique) ELS- quasi permanente

6.1 Glissement

La stabilité vis-à-vis du glissement du quai est vérifiée par l'inégalité suivante :

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}$$

- R_d: résistance de calcul au glissement ;

- H_d : résultante horizontale à la base du mur (ou du bloc) ;
- $R_{p;d}$: résistance frontale ou tangentielle de la fondation, (cette résistance est liée à une éventuelle butée du terrain ce qui sera négligé dans le calcul).

En conditions drainées, la résistance de calcul Rd sera calculée en appliquant un facteur partiel lié aux propriétés du sol en état statique, $\Upsilon_{R,h} = 1.1$, Ainsi qu'un coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, $\Upsilon_{R,d,h} = 0.9$, et un facteur partiel relatif à l'angle de frottement interne du sol en conditions dynamiques, $\Upsilon_{\emptyset'} = 1.25$, et ce comme indique ci-après :

• A L'ELU Fondamental :

$$R_d = \frac{V * \tan(\delta_K)}{\Upsilon_{R,h} * \Upsilon_{R,d,h}}$$

• A L'ELU Sismique :

$$R_d = \frac{V * \tan(\delta_K)}{\Upsilon_{\emptyset'}}$$

$\tan \delta_K = 0.6$ On suppose une surface de fondation du caisson préfabriqué et non parfaitement lisse.

En conditions drainées, il convient de négliger la cohésion effective c'

Tableau 16 Calcul pour Glissement

Etats limites	V	H_d	R_d	R_d/H_d
ELUF1	6588.585	3221.35	3993.082	1.239568
ELUF2	6588.58489	3181.034052	5204.730973	1.255277902
ELUS	10843.18953	3666.532068	3993.081752	1.419524192

D'après ces calculs, nous pouvons conclure que la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du glissement est bien vérifiée pour tous les états limites.

6.2 Limitation de l'excentrement

Cette vérification a pour objectif d'éviter le décollement de la semelle et sera faite suivant l'EUROCODE 7 – Partie 1, l'EUROCODE 8– Partie 5 et les normes NF P 94-281 et NF P 94-

261. La semelle est caractérisée par sa largeur B et l'excentrement e de la résultante des charges. Les vérifications à mener pour la justification de la limitation de l'excentrement du chargement suivant sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

On récapitule les charges appliquées ainsi que leurs bras de levier dans le tableau suivant :

Tableau 17 Les coefficients de sécurité pour limitations d'excentrement

Limitation de l'excentrement du chargement	**ELS-Quasi permanente**	$\mathbf{1-\frac{2e}{B}\geq\frac{1}{2}}$
	ELS-Rare	
	ELU-Situation durable et transitoire (Fondamental)	$\mathbf{1-\frac{2e}{B}\geq\frac{1}{15}}$
	ELU- Situation accidentelle	

Tableau 18 Récapitulatif pour le calcul d'excentrement

Etat limites	$\boldsymbol{d=\frac{M_{stab}+M_{insta}}{V_d}}$	$\boldsymbol{e=\frac{B}{2}-d}$	$\boldsymbol{1-\frac{2e}{B}}$
ELUF1	3.05	6.25	0.328
ELUF2	2.72	6.56	0.3
ELU-S	6.56	2.72	0.71
ELSR1	7.53	1.76	0.81
ELSR2	7.14	2.15	0.77
ELSQP	7.75	1.53	0.86

D'après ces calculs, nous pouvons conclure que la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'excentrement est bien vérifiée pour tous les états limites.

6.3 Poinçonnement de la fondation

- **Les états non sismiques :**

La justification vis-à-vis de la portance est faite suivant l'EUROCODE 7— Partie 1 NF P 94-281 et NF P 94-261 à partir de la méthode analytique qui détermine la contrainte q_{net} associé à la résistance nette du terrain sous une fondation superficielle en se basant sur les propriétés de résistance au cisaillement. La valeur du coefficient r du modèle retenue pour la méthode analytique dans le cas du calcul en conditions drainés basé sur les propriétés du sol est égale à $\gamma_{R;v;d} = 1.7$ (contre 2 pour les fondations superficielles supportant des ouvrages, pour tenir compte de la moindre sensibilité des murs aux déplacement) Suivant NF P 94-281.

Les valeurs du coefficient partiel $\gamma_{R;v}$ utilisé pour la justification de la portance est donnée dans le tableau suivant pour les différents états limites :

Tableau 19 Les coefficients de sécurité pour poinçonnement état non sismique

Coefficient partiel $\gamma_{R;v}$utilisé pour la justification de la portance	**ELS-Quasi permanente**	2.3
	ELS-Caractéristique	2.3
	ELU- Situation durable et transitoire	1.4
	ELU accidentels	1.2

La capacité portante est vérifiée, selon l'approche de calcul 2 de la norme NF EN 1997-1, par l'inégalité suivante, pour tous les cas de charges et combinaisons de charges :

$$V_d \leq R_{v;d} + R_0$$

Où :

- V_d : est la valeur de calcul de la charge verticale transmise par le mur de soutènement au terrain ;
- R_0 : est la valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux

$$R_0 = Aq_0$$

- q_0 : est la contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin de travaux à la base de la fondation superficielle en l'absence de celle-ci, dans ce projet on a $q_0 = 0$
- $R_{v;d}$: est la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous le mur, elle déterminée pour une surface effective A' en appliquant les relations suivantes :

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}} \text{ avec } R_{v;k} = \frac{A' * q_{net}}{\gamma_{R;v;d}}$$

En condition drainées, la contrainte q_{net} du terrain sous une fondation superficielle, en supposant la cohésion non drainée du sol d'assise nulle est donnée par la relation suivante :

$q_{net} = 0.5\,\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$ et $B' = B - 2e$.

- γ' : est le poids volumique effectif correspond au poids volumique déjaugé ;
- b_γ : coefficient de base inclinée est égale à 1 pour une base droite ; $b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$
- s_γ : coefficient de forme ; $s_\gamma = 1 - 0.3\frac{B'}{L}$
- i_γ : coefficient d'inclinaison de la charge ;$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' c' / \tan \varphi'}\right]$

- N_γ , N_q : facteur de capacité portante. $N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan\varphi'$ $N_q = e^{\pi \tan\varphi'} \tan(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi'}{2})^2$

La valeur de l'exposant m est déterminée conformément à l'expression suivante :

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

Pour le quai en caisson considéré comme ouvrage filante, l'exposant m est prise égale à 2, et le coefficient de forme est égale à $S_\gamma = 1$ avec un coefficient d'inclinaison à la base égale à $b_\gamma = 1$.

Pour des caissons mis en place sur un remblai d'assise en enrochements, on a avantage à prévoir la mise en place de matériaux de granulométrie décroissante au fur et à mesure que l'on approche du contact assise / ouvrage. Un traitement de « collage » par injection de mortier à l'interface caisson / assise peut substantiellement améliorer la stabilité de l'ouvrage, en particulier à l'égard des risques de glissement et de poinçonnement liés au défaut de réglage ou de planéité de l'assise.

Tableau 20 Récapitulatif pour le calcul poinçonnement état non sismique

	V_d	B'	i_γ	q_{net}	$R_{v;d}$
ELUF1-p	18600.7	16.2	1.4	795.7	124824.2
ELUF2-p	18069.3	15.6	1.4	767.7	115747.9
ELSR1	12216.4	15.0	1.5	765.9	111618.7
ELSR2	11893.6	14.3	1.5	732.1	101155.3
ELSR2	10661.6	15.5	1.4	746.3	111996.8

- **B- Etat sismique :**

$$V_d < Aq_0 + \frac{Ai_e q_{net}}{\gamma_{R;v} * \gamma_{R;v;d}}$$

- V_d : valeur de calcul de la charge verticale transmise par la fondation $V_d = 10843.2\ t$
- q_0 : valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation située sous le niveau du terrain après travaux et des sols compris entre cette fondation et le niveau du terrain après travaux égale à 0 pour notre cas.
- i_e : coefficient de réduction de portance lié à l'excentrement du chargement calculé pour

chaque combinaison en fonction l'excentricité du chargement

- $\gamma_{R;v;d}$: coefficient de modèle a pour valeur 1,2 lorsque l'on utilise les méthodes pressiométriques ou pénétrométrique
- $\gamma_{R;v}$: Facteur partiel sur les résistances pour l'état limite de portance $\gamma_{R;v} = 1.2$

$$i_e = \left(1 - 2\frac{e_B}{B}\right) = 0.71$$

D'abord on commence par le calcul de la valeur de la résistance net du sol q_{net} donnée par la relation suivante :

$$q_{net} = k_p * p^*_{le} * i_\beta * i_\delta$$

Avec :

k_p : facteur de portance pressiométrique. $k_p = 1$

p^*_{le}: pression limite nette équivalente.

i_δ : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement. $\delta_d = \tan^{-1}(\frac{H_d}{V_d})$

Puisque on n'a pas le caisson enterré donc $D_e = 0$.

Les abaques de l'Annexe B dans le Cerema permettent aussi de déterminer i_δ à partir des différents paramètres de sol et de la fondation ; $\varphi = 42°$ on utilise Abaque 4

$$H_d = 3666.5320\ t$$

$$\delta_d = \tan^{-1}\left(\frac{3666.532}{10843.19}\right) = 18.68° < 45°$$

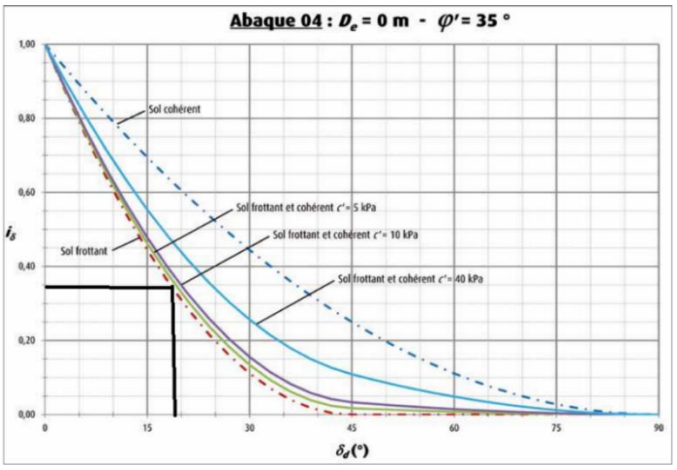


Figure 34 Abaque utilisée pour déterminer i_δ à partir Cerema application fondation superficiel

$$i_\delta = 0.35$$

i_β : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus, $i_\beta = 1$ car il n'y a pas un talus à côté du caisson.

$$p^*_{le} = \sqrt[h_f]{\prod_{i=1}^{n} (p^*_{l;k;i})^{h_{r;i}}}$$

Où :

$h_{r;i}$: épaisseur de la couche i.

$p^*_{l;k;i}$: pression limite de couche i.

Tableau 21 La pression équivalent pour les différentes couches

Cote(niveau)	$h_{r;i}$(m)	$p^*_{l;k;i}$(MPa)
3.5 à 0	3.5	30
0 à -1.5	1.5	0.3
-1.5 à -3	1.5	0.35
-3 à -6	3	0.6
-6 à -7.5	1.5	4.5
-7.5 à -9	1.5	1.55
-9 à -12.5	3.5	2.55
-12.5 à -14	1.5	4.5
-14 à -15.5	1.5	5.99
-15.5 à -17	1.5	4.05
-17 à -18.5	1.5	5.68
Equivalent	**22**	**1.58**

On trouve $q_{net} = 55.3t/m2$ et $\frac{Ai_e q_{net}}{\gamma_{R;v}*\gamma_{R;v;d}} = 23127\ t > V_d = 10843.2\ t$

D'après ces calculs, nous pouvons conclure que la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du Poinçonnement dans état sismique est bien vérifiée.

Les tableaux de calcul obtenus sur Excel pour la vérification de la stabilité externe sont donnés à l'annexe.

3. Le grand glissement

3.1. Introduction au phénomène

Le dénivellement engendré par les éléments de soutènement entraîne une tendance du terrain à se remettre à niveau. Ainsi la masse du terrain induit la possibilité d'un problème d'instabilité globale auquel s'oppose la résistance au cisaillement.

Ces types d'instabilité peuvent être classés en deux groupes : les éboulements (la masse instable tombe) et les glissements (la masse instable se déplace) dont un cas typique est le glissement d'une masse du sol par rapport à une autre lorsque la résistance au cisaillement est dépassée tout le long de la zone les séparant.

Les forces tendant à déstabiliser une masse de sol déterminée sont principalement son poids propre, celui de l'élément de contention, les surcharges contenues dans le cercle, l'excitation sismique et toute autre action externe déstabilisatrice.

Actuellement, il existe plusieurs méthodes pour calculer le coefficient de sécurité d'une masse potentiellement instable face à des phénomènes de glissement circulaires. En général, ces méthodes consistent à proposer une surface de glissement et à étudier son équilibre, en fonction des actions appliquées. Cette étude divise la masse du terrain glissant en petites parties de formes géométriques qui permettent un calcul simple des actions auxquelles elles sont soumises.

Une fois les actions agissant sur la masse de terrain considérée sont établies, les équations d'équilibre correspondantes permettent de déduire la valeur du coefficient de sécurité du cercle étudié.

Le processus est répété successivement pour un nombre significatif de cercles possibles de glissement, en faisant varier leur rayon et leur position dans l'espace. Chacun d'eux met en évidence un coefficient de sécurité dont le plus petit correspond au coefficient de sécurité du

système.

Pour le tracé de tous ces cercles, on utilise généralement comme base une maille orthogonale X-Y où chaque point correspond aux centres des cercles possibles de glissement de rayons croissants.

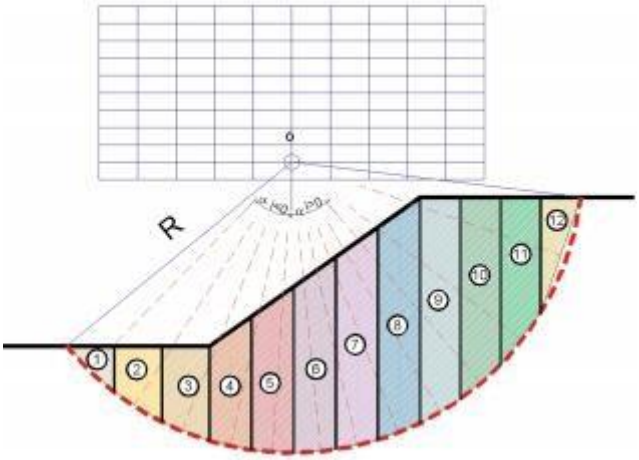


Figure 35 Grille des centres des cercles de glissement

3.2. Méthode des tranches (Méthode simplifié de BISHOP)

Cette méthode consiste à analyser l'équilibre d'une masse de terrain suivant une surface de glissement circulaire. Pour cela, on trace un cercle sur la section transversale du terrain et on divise en tranches la masse glissante contenue dans ce cercle. En se basant sur le schéma isolé de chaque tranche générique "i" comme il est montré sur la figure, on expose la formule mathématique de la méthode.

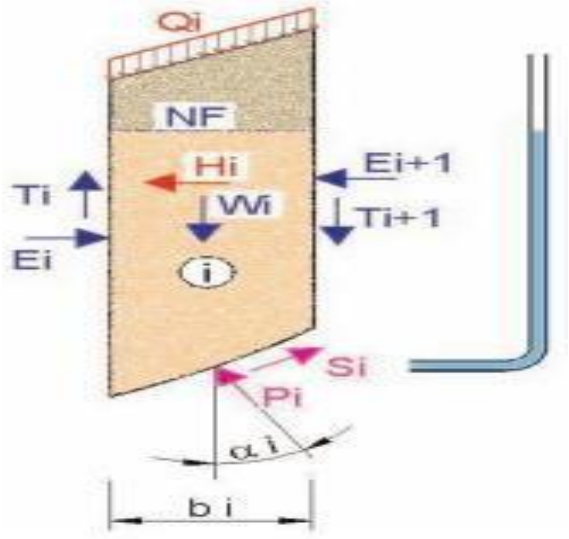


Figure 36 Schéma d'une tranche de calcul

Pour un talus déterminé, l'équation utilisée pour obtenir le coefficient de sécurité "F" d'un cercle

quelconque de rayon R est la suivante :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{c_i + b_i + (W_i + Q_i - u_i b_i)\tan\varphi_i}{m\alpha_i}\right]}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin(\alpha_i)}$$

Avec :

$$m\alpha_i = \csc(\alpha_i)(1 + \frac{\tan(\varphi_i)\tan(\alpha_i)}{F})$$

- b_i: Largeur de la tranche i
- c_i: Valeur de la cohésion du terrain au point milieu de la base de la tranche i
- φ_i Angle de frottement interne du sol
- α_i: Valeur de l'angle formé par la droite unissant le centre du cercle avec le point milieu de la base de la tranche i et la verticale.
- W_i: Somme des poids de toutes les strates de terrain présentes au-dessus du point milieu de la base de tranche i
- Q_i: Résultante de la pression produite par les surcharges agissant dans le terrain au-dessus du point milieu de la base de la tranche i
- u_i: Valeur de la surpression des pores au point milieu de la base de la tranche i

Il est supposé que les interactions entre tranches soient nulles.

L'équation précédente, qui est de type implicite en F, se résout par itérations successives, en partant d'une valeur initiale F jusqu'à convergence.

3.3. Modélisation sur SLIDE et exploitation des résultats :

On commence par insérer la géométrie de notre ouvrage et puis on définit les matériaux avec leurs propriétés mécaniques. Les sols sont introduits avec le modèle de Mohr-Coulomb alors que le béton est modélisé par « Infinite Strength » pour imposer au programme de ne pas laisser passer un cercle de glissement à travers les ouvrages en béton.

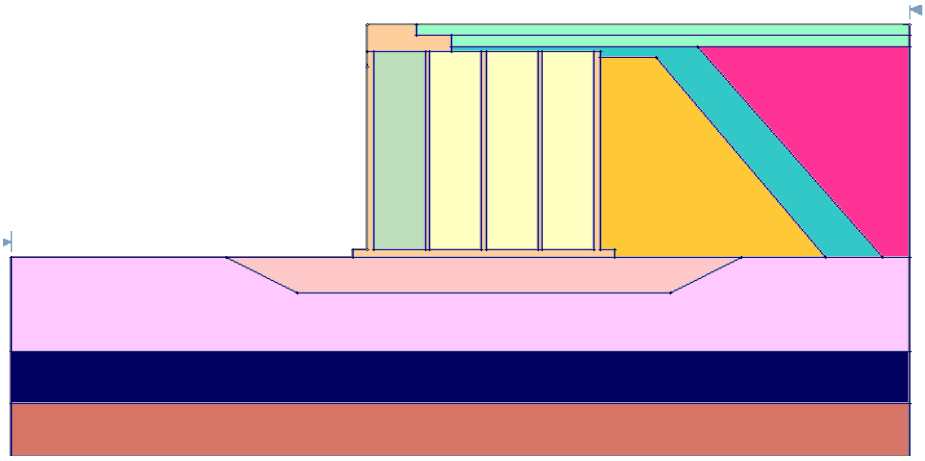


Figure 37 Géométrie de l'ouvrage

On introduit ensuite les charges d'exploitation et celle sismique ainsi que le niveau des eaux, puis on précise le nombre de surface (10000 dans notre cas) que constitue notre cercle de glissement. La figure suivante donne un aperçu de de l'introduction des charges et du niveau de l'eau.

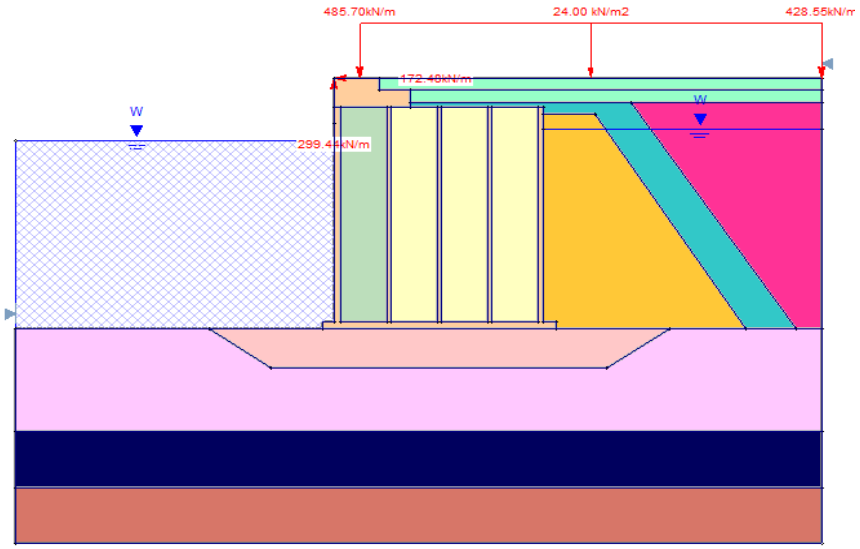


Figure 38 Conditions initiales

Le logiciel applique la méthode de bishop simplifiée et nous donne les résultats suivants :

Tableau 22 Coefficient de sécurité en fonction des états limites

	Coefficient de sécurité	
Etat limite	**PBE**	**PHE**
ELU – durable transitoire	Min (1.396,1.328,1.449) =1.396≥ 1.1	Min (1.491,1.422,1.555) =1.422≥ 1.1
ELU – sismique	1.554≥ 1.1	1.712≥ 1.1

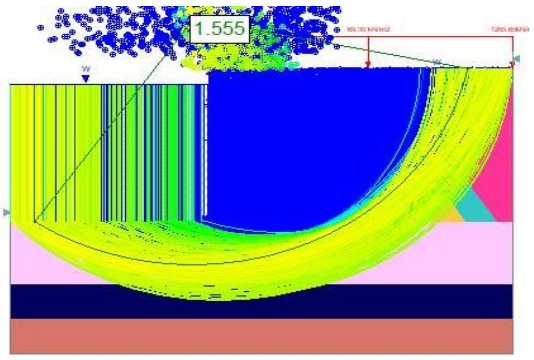


Figure 39 Exemple de résultat fournis par SLIDE

3.4. Conclusion

L'exploitation des résultats fournis par SLIDE montre que l'ouvrage dans sa globalité ne risque pas un grand glissement, que ce soit pour l'état statique ou l'état dynamique.

4. Tassement et étude de liquéfaction

4.1. Présentation du logiciel PLAXIS

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions, spécialement conçus pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents problèmes géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basé sur la coupe de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation de Plaxis se compose de quatre sous programmes (Input, Calculations, Output et Curves). Les modules de base du logiciel sont :

- Analyse aux éléments finis des projets géotechniques : déplacements, stabilité, capacité portante, etc.
- Interactions sols/structure (éléments interfaces) ;
- Couplage avec les calculs hydrauliques (calculs d'écoulements en régime permanent) ;
- Calculs de consolidation ;
- Calculs de coefficients de sécurité (procédure phi/c reduction) ;
- Calculs en grandes déformations ;
- Plusieurs lois de comportement disponibles : linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardeninn Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock Model, User-defined model.

4.2. Calcul du tassement par PLAXIS

On analyse l'effet des charges appliquées sur l'ensemble de la structure et du sol de la fondation. Pour cela, après avoir étudié la stabilité générale, on vérifie l'effet des charges sur la structure et le sol de fondation. Pour mener cette étude, on suit les étapes suivantes :

4.2.1. Définition de la géométrie

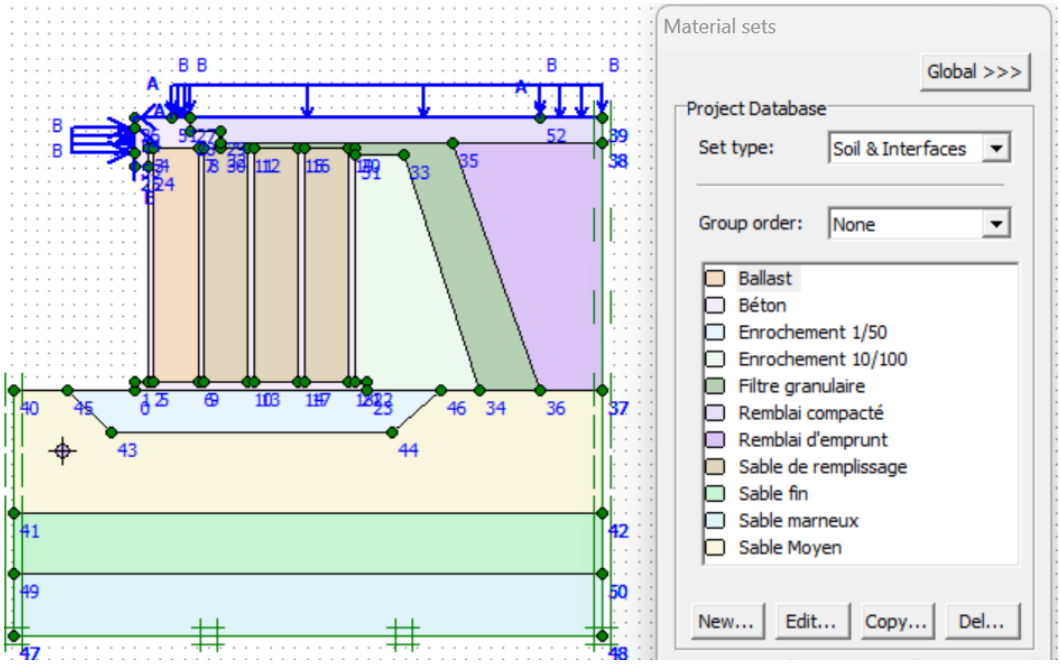


Figure 40 Géométrie de l'ouvrage sur Plaxis

On divise la structure en tronçon de 5m pour simuler le phasage des travaux de coulage dans le chantier et pour ainsi charger le sol de la fondation de progressivement et lui permettre de dissiper les contraintes interstitielles.

4.2.2. Application des charges

On applique les différentes charges d'exploitation sur le modèle. Les charges du portique, d'amarrage et d'accostage sont prises au mètre linéaire.

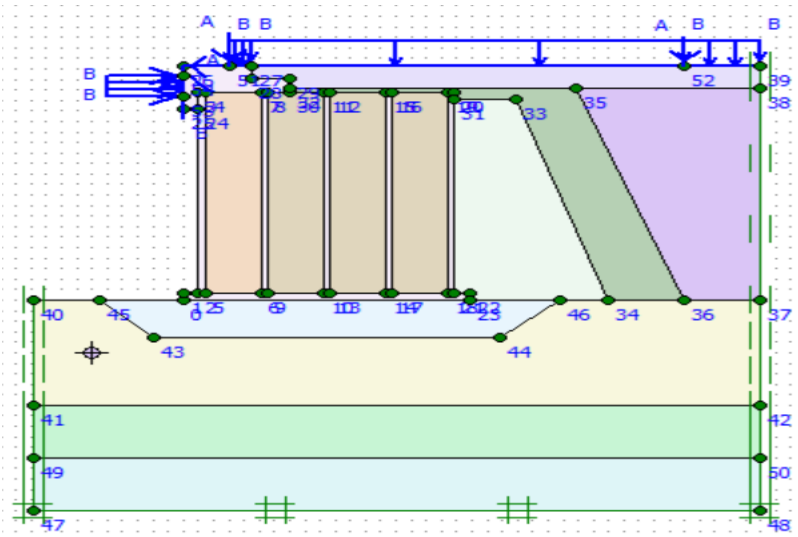


Figure 41 Application des charges sur la structure

4.3. Génération du maillage

Pour le maillage, on considère un maillage très fin que génère le logiciel automatiquement.

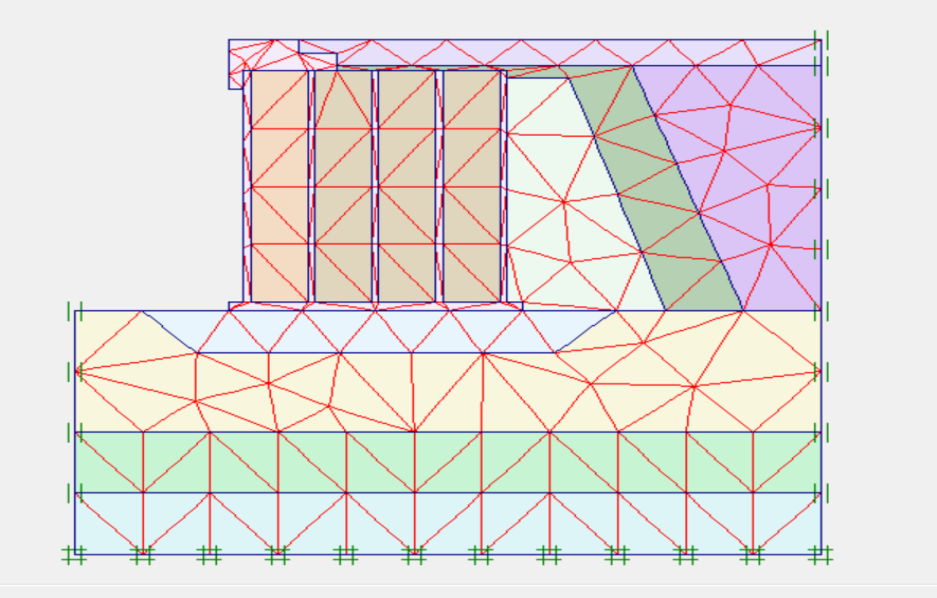


Figure 42 Maillage du modèle(grand)

4.4. Génération des conditions initiales

Les conditions initiales sont les conditions avant l'exécution de l'ouvrage, pour notre modèle on a introduit le niveau des eaux de projet et puis on a généré les pressions interstitielles.

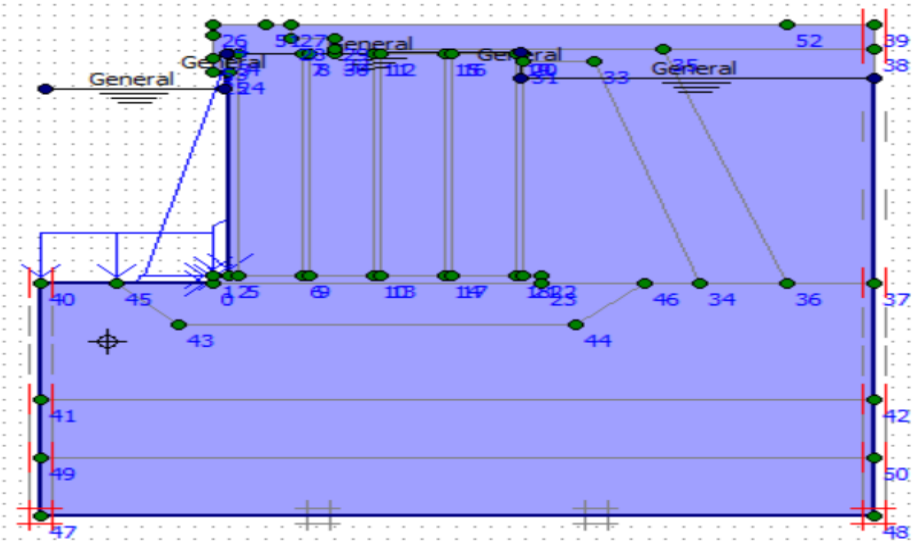


Figure 43 Conditions initiales

4.5. Calculs phase par phase

Le choix du phasage des calculs doit suivre le phasage des travaux, du chargement et ainsi les étapes de l'application des charges sur le sol de fondation. Au total, on a considéré 5 phases durant nos calculs, ci-dessous quelques définitions de phases de calcul et résultats de déformations :

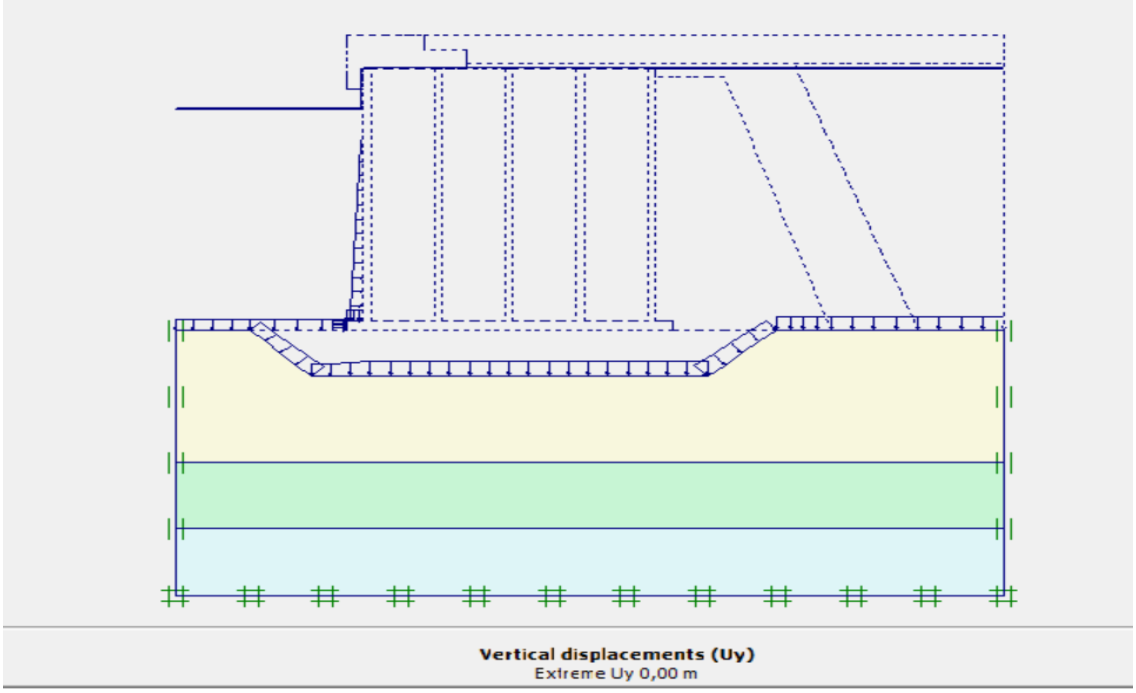


Figure 44 Calcul par phasage

Le tassement maximal sans les charges qu'on a remarqué est de 1.9 cm, et il est local.

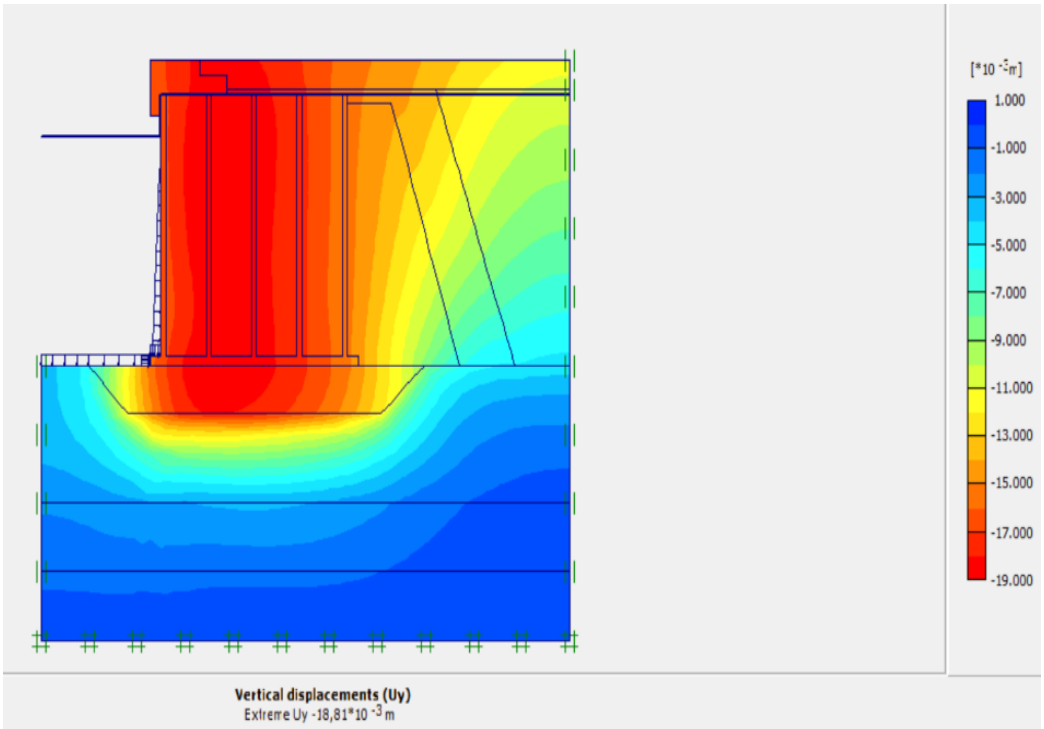


Figure 45 Résultat final du tassement

Avec les charges, on trouve un tassement extrême de 2 cm, due à la charge linéique du portique et à la surcharge d'exploitation.

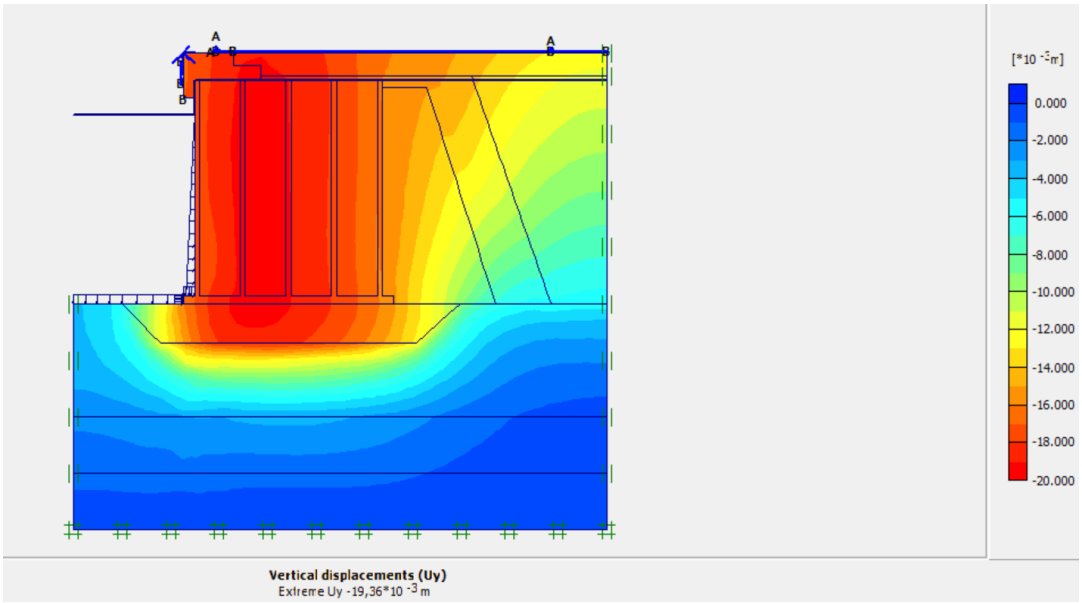


Figure 46 Tassement dû à les charges

Ce tassement instantané de 2cm est admissible vis-à-vis de l'ouvrage.

5. Partie analyse dynamique

Dans le cycle de vie des structures portuaires, la dévastation causée par un séisme pourrait être un événement rare. Cependant, une fois que cela se produit, l'ampleur des conséquences pourrait être si grande et représente une question d'intérêt national surtout pour un tel ouvrage

d'importance socio-économique. La vulnérabilité des structures portuaires aux mouvements sismiques du sol a été démontrée lors de nombreux tremblements de terre récents dans le monde. Dans la plupart des cas, les dommages aux murs de quai se sont manifestés par des déformations. Bien que ces déformations permanentes soient souvent réparables, les pertes économiques subies par les ports en raison d'une interruption des échanges pendant la réparation et la reconstruction sont souvent considérées comme inacceptables par les autorités portuaires.

Figure 47 Image du port de Lixouri (île de Céphalonie, dans l'ouest de la Grèce), séisme février 2014

Le comportement sismique des parois du quai est déterminé par deux méthodes différentes : l'approche pseudo-statique et la méthode des éléments finis. L'approche pseudo-statique repose sur la méthode de Mononobe-Okabé et la solution de Westergaard pour déterminer respectivement les pressions dynamiques de la terre et de l'eau, que nous avons utilisées précédemment pour la vérification de la stabilité. Il est prouvé que cette approche n'est pas capable de déterminer les comportements sismiques du mur de quai car aucun déplacement ni contrainte ne peut être déterminé. Au contraire, la méthode des éléments finis donne des comportements sismiques plus fiables pour les murs de quai.

➢ Liquéfaction

La liquéfaction du sol est une préoccupation majeure pour les structures construites dans les sols sablonneux. On sait que les tremblements de terre ont pour effet défavorable d'augmenter les pressions latérales passives actives. Un séisme peut également réduire la résistance au cisaillement d'un sol pendant la liquéfaction. La réduction de la résistance au cisaillement d'un sol lors d'un séisme n'est efficace que lorsque l'ampleur du séisme dépasse une certaine limite et que les conditions du sol sont favorables à une telle réduction. À cette fin, une analyse de

liquéfaction a été effectuée pour déterminer la réponse dynamique du sol pendant le séisme. Pour évaluer le risque de la liquéfaction, Seed a prouvé en 1979 qu'il est possible de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres : un paramètre de résistance mécanique (donné par le SPT, Standard Penetration Test) et un paramètre granulométrique (classification des sols, pourcentage en fines).

Seed a développé une méthode reposant sur les résultats acquis au SPT (1979) sur plusieurs sites où la liquéfaction est apparue. La banque des données ainsi constituée a permis de déterminer un critère de liquéfaction en fonction de la nature du sol (plus exactement de sa teneur en fines), de sa résistance au SPT et de l'intensité de la sollicitation CSR (Cyclic Stress Ration), ce dernier est donné par :

$$CSR = \frac{\tau_e}{\sigma'_{v0}} = 0.65 * \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \frac{a_{max}}{g} r_d$$

Où :

- a_{max} : L'accélération maximale induite par le tremblement de terre ; $a_{max} = \alpha_r * S = 0.0945$
- $\alpha_r = 0.07\ g$ et $S = 1.35$
- σ_v : La contrainte verticale totale (kPa) ;
- σ_v' : La contrainte verticale effective (kPa) ;
- g : l'accélération de la pesanteur ;
- r_d : coefficient de réduction décroissant avec la profondeur ;

Après avoir calculé le facteur de sécurité FS, on évalue le potentiel de liquéfaction par une probabilité de liquéfaction P_L donné par Juang et al (2002) :

$$P_L = \frac{1}{1 + (\frac{FS}{1.05})^{3.8}}$$

On distingue quatre cas pour le potentiel de la liquéfaction :

- PL MOY = 0 : potentiel de liquéfaction nul.
- 0< PL MOY<5 : potentiel de liquéfaction faible.
- 5< PL MOY<15 : potentiel de liquéfaction moyen.
- 15< PL MOY<100 : potentiel de liquéfaction élevé.

Tableau 23 Les valeurs FS et PL obtenues par calcul Excel SCQ15

SCQ15		
Profondeur(m)	FS	PL
1.5	0.61	0.88
2	0.79	0.75
2.5	0.95	0.59
3	1.23	0.35
3.5	1.63	0.16
4	2.15	0.06
4.5	3.99	0.01
5	4.34	0.00
5.5	4.68	0.00
6	7.42	0.00

Tableau 24 Les valeurs FS et PL obtenues par calcul Excel SCQ12

SCQ12		
Profondeur(m)	FS	PL
1.5	0.96	0.59
2	1.31	0.30
2.5	1.68	0.14
3	2.43	0.04
3.5	3.29	0.01
4	4.57	0.00
4.5	infini	0.00
5	infini	0.00
5.5	infini	0.00
6	infini	0.00

D'après les tableaux ci-dessus on constate que pour z allant de 1.5 à 3.5 m, la probabilité 0<PL<5 d'où on a un potentiel de liquéfaction faible pour ces couches. Au-delà de 3.5m la probabilité tend vers 0 d'où on a un potentiel de liquéfaction nulle.

Selon Eurocode 8 on a le risque de liquéfaction pour FS<1.25, mais dans notre cas il n'y aura pas risque de liquefaction vu que les trois premiers metres ont été remplacé par de l'enrochement.

Chapitre 4 : Modélisation du caisson par Robot Structural Analysis

Après avoir déterminé les différentes charges appliquées à notre structure, on procède à la modélisation du caisson seul sur le logiciel de calcul Robot structural Analysis par définir la géométrie de la structure (caissons (voiles), radier). Nous avons introduit les différents cas de charge et puis nous avons généré manuellement les combinaisons d'actions.

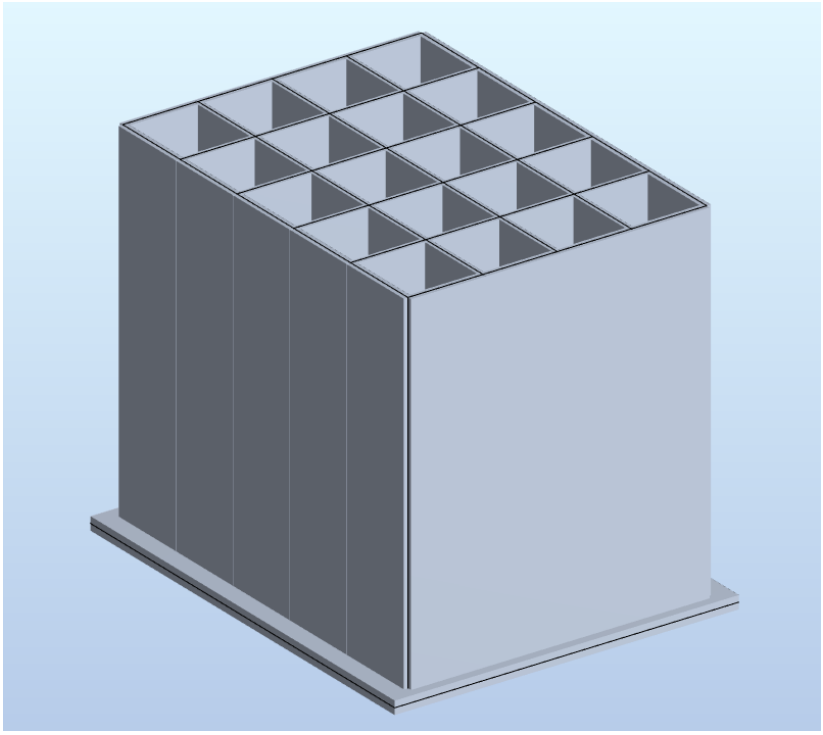


Figure 48 Vue en perspective du modèle sur ROBOT

1. Hypothèses de calcul :

Pour les conditions d'appuis, on a modélisé la réaction du sol comme un appui élastique de raideur K_z suivant l'axe verticale Z

D'après la formule de Newmark-Rosenblueth la raideur verticale K_v d'une fondation superficielle (L > B)

$$K_v = \frac{E}{2(1-\vartheta^2)}\beta_v\sqrt{BL}$$

Avec $\beta_v = 1.55(\frac{L}{B})^{0.25} + 0.8 * \left(\frac{B}{L}\right)^{0.5}$

Où :

- $\vartheta = 0.3$: étant le coefficient de poisson du sol.
- $E = 36\ MPa$: module d'élasticité du sol.

D'où $\beta_v = 2.3541m\ K_v = 962.886\ MN/m$

Pour les raideurs horizontales on prend 10% de K_v,Soit $K_h = 0.1K_v = 96.2886\ MN/m$

Il faut modéliser les conditions d'appui des voiles et radiers en encastrement car c'est où on obtient les résultats sécuritaires.

Le cisaillement horizontal du béton dans le radier, sous l'effet des contraintes tangentielles de résistance au glissement qui se développent à l'interface entre la semelle et le sol, est le plus souvent négligeable

Il est recommandé de dimensionner largement les joints bétonnés entre les caissons.

2. Ferraillage

Pour calculer le ferraillage selon l'Eurocode, nous devons en premier temps vérifier la rupture par dépassement de la résistance des matériaux à l'ELU, puis la limitation de la flèche et de l'ouverture des fissures. On retient ainsi le ferraillage donné par le cas le plus défavorable.

- Armatures Longitudinales :

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} * z_d}$$

- Armatures de Cisaillement :

$$A_{sw} = \frac{V}{f_{yd}}$$

Ensuite on choisit type de ferraillage pour chaque élément, en précisent les caractéristiques des matériaux et les conditions de dimensionnement, pour le radier on a choisi les barres de 25mm diamètre comme des armatures inférieures et les barres de diamètre 20mm pour les armatures supérieures.

On prend les diamètres de 20mm pour les voiles extérieurs et 14mm pour les voiles intérieurs.

Pour les voiles intérieurs, on a choisi le voile le plus sollicité pour générer un ferraillage uniforme.

Pour les voiles extérieurs, on a pris un ferraillage symétrique pour assurer l'équilibre de flottaison de l'ouvrage et sa sécurité.

Tableau 25 Récapitulatifs des ferraillages avec les nombres des barres pour le caisson

Eléments	[-]Ax		[-]Ay		[+]Ax		[+]Ay	
	Section	Barres	Section	Barres	Section	Barres	Section	Barres
Radier	50,42811	188HA25	48,40206	220HA25	43,74651	256HA20	42,56166	304HA20
Voiles extérieur	41,84921	247HA20	30,88169	62HA16	41,85332	247HA20	33,01185	65HA16
Voiles intérieurs	43,47948	257HA20	23,62315	60HA14	44,53756	257HA20	23,62329	60HA14

Avec : Section en [cm2/m]

- [-] Ax et [+] Ax : Pour les voiles, les armatures transversales déposées sur toute la hauteur de caisson. Pour le radier les armatures inférieurs et supérieurs selon largeur 18.55m.
- [-] Ay et [+] Ay : Pour les voiles, les armatures longitudinales déposées sur toute la hauteur de caisson. Pour le radier les armatures inférieurs et supérieurs selon langueur 23.55m.

Le plan de ferraillage de radier obtenu par robot est donné à l'**annexe.**

à l'aide du logiciel de calcul de structure ROBOT, nous avons pu vérifier la stabilité interne de notre ouvrage (Contraintes, flèches, déformations et déplacements) pour ensuite calculer le ferraillage nécessaire.

3. Dimensionnement de la poutre de couronnement

3.1. Introduction :

La poutre de couronnement constitue le lien direct qui lie les navires au quai. Elle va par la suite subir tous les efforts provoqués par ces derniers, à savoir les efforts d'amarrage.

Le choix de la forme en « L » n'est pas un choix arbitraire. En effet, cette forme nous permet de mobiliser des efforts favorables (Poids des terres au-dessus du patin, ainsi qu'une charge d'exploitation éventuelle) que ce soit vis-à-vis du renversement ou vis-à-vis du glissement.

La poutre ne pourra pas être coulée sur toute la longueur du quai. Elle sera constituée de tronçons séparés par des joints de dilatation (water stop) pour éviter les fissurations dans le béton.

Pour raison de simplification, la modélisation de la poutre de couronnement est faite appart sur robot.

Le couronnement du quai est destiné à solidariser en partie haute les éléments juxtaposés de quai et à offrir un front d'accostage continu, favorisant la répartition des efforts sur les éléments du quai. Elle permet aussi de corriger les défauts d'alignement et les écarts dus aux tassements.

La poutre est coulée en place après mise en œuvre du remblai arrière, après qu'un temps suffisant s'est écoulé pour que les tassements des éléments de quai soient stabilisés, que le remblai arrière soit consolidé, et que les éléments du quai aient trouvé une place définitive. Les sollicitations dans la poutre provoquée par les dénivelées d'appui sont réduites.

3.2. Charges appliquées :

- ✓ **Portique :**

Pour notre modèle sur le logiciel ROBOT, on a considéré la charge du portique comme étant une charge linéique d'intensité $Q = \frac{85*16}{28} = 48.58\ t/ml$

- ✓ **Amarrage :**

L'effort de l'amarrage est considéré ponctuel d'espacement 20m, appliqué à partir de 1 m à la magistrale.

- ✓ **Accostage :**

L'accostage est pris comme une charge de 35.54 t appliqué sur une surface de 2.8 m2 (2*1.4) avec un espacement de 15m.

- ✓ **Poussée de terre :**

Les terres qu'on remblaye derrière la poutre de couronnement exerce des poussées latérales sur celle-ci et transmet des pressions dû aux surcharges d'exploitation

- ✓ **Surcharge de terre :**

Les charges réparties de 6 t/m2

3.3. Différentes situations des chargements sur la poutre de couronnement :

Dans notre projet, on va considérer la poutre de couronnement comme deux dalles encastrées

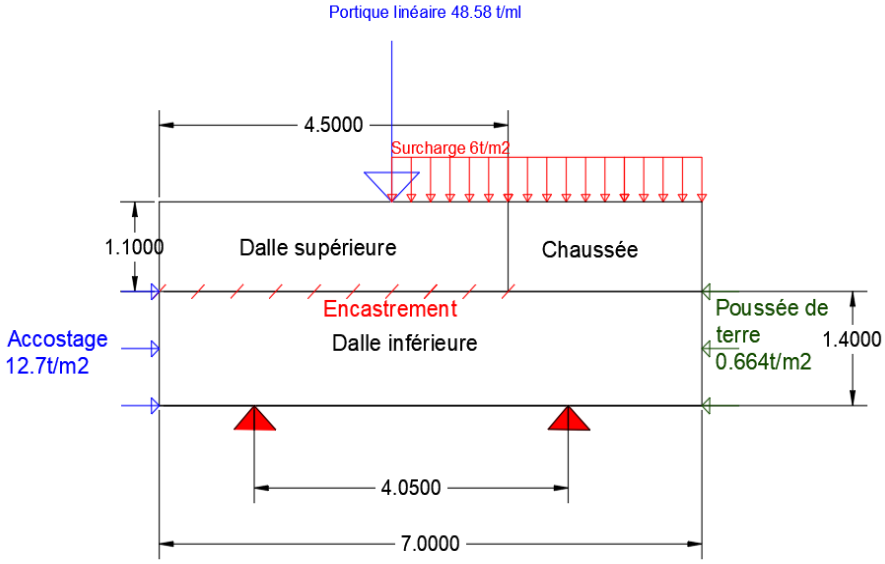


Figure 49 Dessin descriptif de cas chargement de poutre de couronnement par AutoCad

- Dalle inférieure :

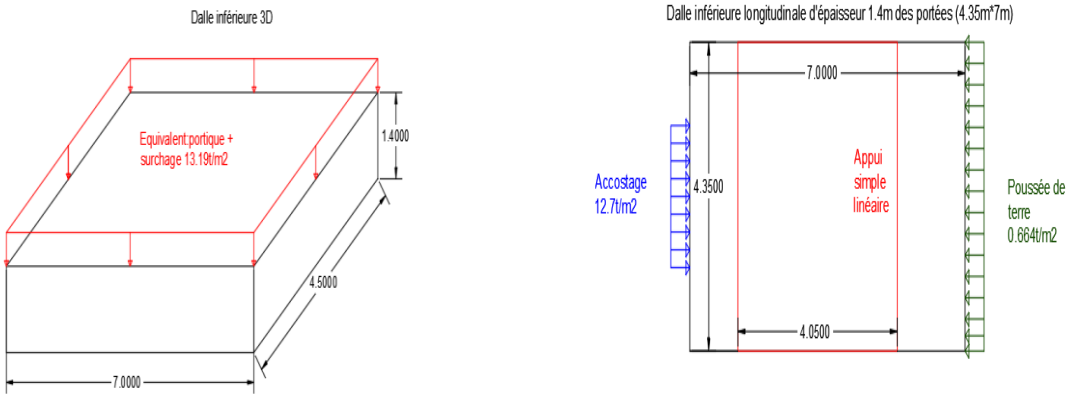


Figure 50 Dessin descriptif de la dalle inférieure par AutoCad

- Dalle supérieure :

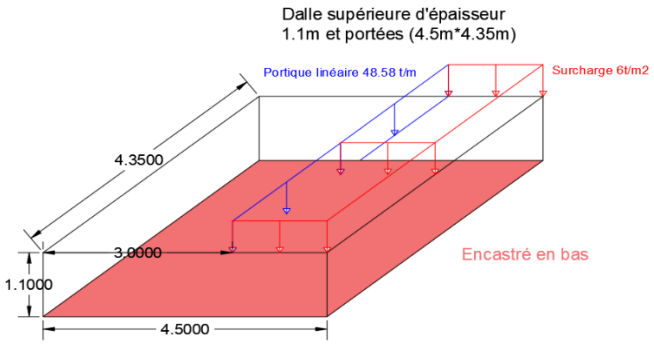


Figure 51 Dessin descriptif de la dalle supérieur par AutoCad

Les sollicitations obtenues et les sections d'aciers de la poutre de couronnement sont données à **l'annexe stabilité interne**.

Chapitre 5 : Procédés d'exécution du caisson

1. Généralités sur les procédés d'exécution

Etant un ouvrage d'une grande envergure stratégique, le chantier du nouveau port de Dakhla Atlantique doit se faire dans les règles de l'art, où la technique se conjugue à l'innovation afin de livrer un ouvrage dans le total respect des délais et du budget.

Il y a trois méthodes pour construire les caissons :

1.1. Méthode terrestre :

La méthode terrestre consiste à construire le caisson entièrement sur terre ferme, avant de le transporter et de le mettre en place à son emplacement final. Cette méthode est généralement utilisée pour les caissons de petite à moyenne taille, et pour les projets où l'accès au site par voie maritime est difficile ou impossible.

- **Avantages de la méthode terrestre :**

- Contrôle de la qualité accrue lors de la construction, car le caisson est construit dans un environnement contrôlé.
- Possibilité d'utiliser une main-d'œuvre et des équipements plus spécialisés.
- Moins sensible aux conditions météorologiques.

- **Inconvénients de la méthode terrestre :**

- Nécessite le transport du caisson fini vers son emplacement final, ce qui peut être coûteux et complexe.
- Limité à la construction de caissons de petite à moyenne taille.
- Peut ne pas être adapté aux sites où l'accès par voie terrestre est difficile ou impossible.

1.2. Méthode flottante :

La méthode flottante consiste à construire le caisson sur une forme flottante, puis à le remorquer jusqu'à son emplacement final et à le submerger. Cette méthode est généralement utilisée pour les caissons de grande taille et pour les projets où l'accès au site par voie terrestre est facile.

- **Avantages de la méthode flottante :**

- Permet la construction de caissons de grande taille.

- Ne nécessite pas le transport du caisson fini par voie terrestre.
- Adaptée aux sites où l'accès par voie terrestre est difficile ou impossible.

➢ **Inconvénients de la méthode flottante :**

- Contrôle de la qualité moins stricte lors de la construction, car le caisson est construit sur une plateforme flottante.
- Plus sensible aux conditions météorologiques.
- Nécessite des équipements spécialisés pour le remorquage et la submersion du caisson.

1.3. Méthode mixte :

La méthode mixte combine les avantages des méthodes terrestre et flottante. Le caisson est d'abord partiellement construit sur terre ferme, puis il est complété sur une forme flottante avant d'être remorqué et submergé. Cette méthode est généralement utilisée pour les caissons de grande taille et pour les projets où l'accès au site par voie terrestre est partiellement possible.

➢ **Avantages de la méthode mixte :**

- Permet la construction de caissons de grande taille.
- Combine les avantages du contrôle de la qualité sur terre ferme avec la flexibilité de la construction flottante.
- Adaptée aux sites où l'accès par voie terrestre est partiellement possible.

➢ **Inconvénients de la méthode mixte :**

- Plus complexe et coûteuse que les méthodes terrestre ou flottante seules.
- Nécessite une planification et une coordination minutieuses entre les phases de construction terrestre et flottante.

2. Les caissons flottants

Dans ce chapitre, nous citerons les étapes de construction d'un caisson flottant.

Un caisson flottant est un élément structurel de disposition rectangulaire, dans la plupart des cas, allégé de cellules verticales, généralement circulaires ou rectangulaires. Ils sont fabriqués dans des installations flottantes, appelées constructeurs de caissons.

Il existe différents types de constructeur de caissons : catamarans à plateforme submersible, quais flottants ou encore pontons submersibles. Les caissons en béton armé sont des pièces

conçues et construites pour faire partie de la structure de certains ouvrages maritimes. Ils sont conçus de manière à pouvoir rester à flot et être remorqués pour le transport.

Dans les caissons, on peut distinguer les pièces suivantes :

- Seuil : dalle pleine en béton armé, généralement de forme rectangulaire avec une épaisseur uniforme comprise entre 0,40 m et 1,20 m ;
- Fût : prisme droit avec éclaircissement sur toute sa hauteur ;
- Semelles : zones en surplomb de la lisse de seuil par rapport à la gaine.

Il existe deux types courants de caissons : les caissons à cellules rectangulaires et les caissons à cellules circulaires.

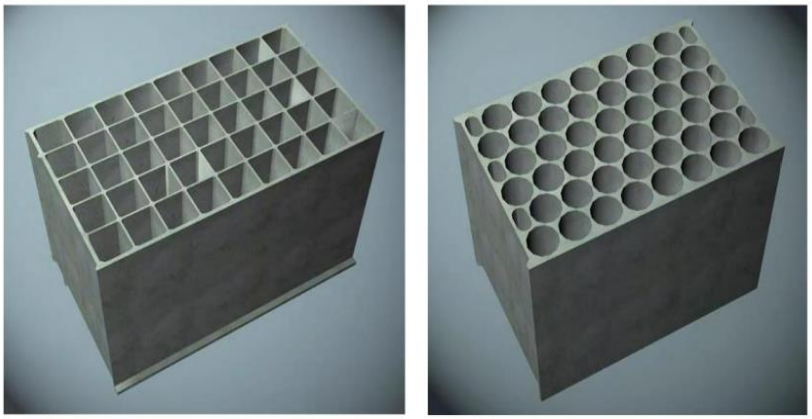


Figure 52 Présentation des caissons à cellules rectangulaires et circulaires

Les équipements flottants ou semi-flottants pour la construction de caissons sont constitués d'un ponton métallique sur lequel sont installées des tourelles décrit dans la figure dessous. Leur configuration leur permet d'effectuer des manœuvres de submersion ou d'émersion par ballastage et déballastage de leurs cuves, ce qui permet de réaliser des opérations de mise à l'eau d'ouvrages construits sur leur pont.

Figure 53 Quai flottant en construction à Tenerife (Espagne)

Ils comportent certains éléments spécifiques :

- **Structures de support de coffrage** : elles coulissent verticalement le long de guides soudés aux tourelles de digue
- **Coffrage** : constitué de plaques métalliques et formant la section horizontale du fût du caisson.
- **Équipement coulissant** : Il s'agit d'une série de vérins hydrauliques qui montent au moyen de barres métalliques en faisant glisser la structure et le coffrage qui y est suspendu.
- **Équipement de distribution de béton** : Il s'agit d'un système de tuyaux à travers lesquels circule le béton entraîné par pompes.
- **Équipements de ballastage** : Ils effectuent le remplissage et la vidange des réservoirs de digues pour leur immersion contrôlée et émersion.
- **Plateformes de travail** : zones de travail qui accompagnent le coffrage et accessibles depuis le quai, permettant le passage du personnel et le stockage de matériaux, notamment d'acier d'armature.

3. Tâches dans la fabrication d'un caisson flottant

La séquence de fabrication d'un caisson dans un quai flottant est détaillée comme suit :

Tableau 26 Tâches dans la fabrication de caissons en béton.

Numéro	Taches
1	Coffrage du radier
2	Pose du polyane pour le radier
3	Ferraillage du radier
4	Bétonnage du radier
5	Décoffrage du radier

6	**Descente du coffrage glissant**
7	**Glissement**
8	**Relèvement du coffrage coulissant**
9	**Nettoyage et retrait des barres d'escalade**
10	**Lancement, Préparation à la mise à l'eau, à la mise à l'eau, au déballastage et au renflouement du ponton**

- **Tache 1** : **Coffrage du radier** : Le coffrage de la radier est similaire à celui de tout type de fondation en béton armé, à la différence qu'il est réalisé sur une **plateforme flottante**. Il s'agit de la mise en place de plaques métalliques qui forment le périmètre pour abriter le béton et l'acier qui formeront la dalle ou la dalle de plancher de 23.05x 18.55x 0,70 mètres.

Figure 54 Ponton avec armature en acier pour le radier

- **Tache 2 - Pose du polyane pour le radier** : La plateforme sur laquelle est renforcée et bétonnée la radier de fondation à caissons présente une couche superficielle de béton poreux afin d'évacuer les eaux qui pourraient inonder cette surface lors de la navigation ou de la construction du quai. Pour éviter que ce béton n'adhère à la radier de fondation du caisson, un polyane pourra être mis en place au préalable. Celui-ci aura une densité suffisante pour permettre la séparation du caisson et de la surface en béton poreux, sur laquelle le caisson est exécuté, sans que cette dernière ne soit endommagée ou arrachée par le contact de la dalle du caisson.

Figure 55 Placement du polyane pour le radier

- **Tache 3** : **ferraillage du radier** : Le renforcement de la dalle de fondation du caisson débutera une fois le périmètre du caisson formé et le papier de la dalle mis en place. Le renforcement de la dalle peut être réalisé in situ, ou bien il peut être réalisé à l'extérieur puis posé sur la plateforme (Figure). Ce travail sera divisé en deux processus. Tout d'abord, le renfort principal de base du seuil sera assemblé, correctement jalonné, ainsi que les renforts de la partie inférieure du seuil. Ensuite, ce processus sera répété avec la partie supérieure du renfort de la dalle. Une fois le plancher, le renfort inférieur, le renfort supérieur, les renforts et le renfort de cisaillement terminés, le tracé est vérifié et la deuxième phase commence, l'assemblage du mur commence. Cette phase constitue le renforcement vertical et horizontal des parois des premiers mètres du puits du caisson, divisé en trois zones différentes en fonction de la hauteur et en faisant varier le renforcement entre elles. Le côté mer et le côté terre du caisson doivent être parfaitement différenciés, car le renforcement varie en raison des contraintes auxquelles il sera soumis une fois mis en service.

Figure 56 Présentation du ferraillage du radier

- **Tache 4** : **Bétonnage du radier** : Les travaux de bétonnage ne sont pas très différents de ceux d'une fondation sur terrain. Le bétonnage doit suivre une séquence logique pour

faciliter l'activité de décoffrage. Ce bétonnage s'effectuera cellule par cellule, en introduisant le tuyau de la flèche de bétonnage à travers un trou de la cloche du coffrage vertical, par lequel est également aménagé l'accès des ouvriers pour le bétonnage.

Figure 57 Bétonnage du radier

- **Tache 5** : **Décoffrage du radier** : Ce travail consiste à retirer les moules placés sur le pourtour de la géométrie de la dalle de fondation, qui confinait le béton.

Figure 58 Décoffrage du radier

- **Tache 6** : **Descente du parasol ou du coffrage coulissant** : Cette tâche consiste à mettre en place des coffrages de faible hauteur (entre 1,00 et 1,50 mètres), dont le mouvement vertical vers le haut est assuré au moyen de vérins et de barres grimpantes prenant appui sur la base du caisson ou du ponton du quai flottant, ou d'autres mécanismes d'entraînement qui

effectuent le déplacement en s'appuyant sur des guides fixes disposés sur le quai flottant. Pour réaliser cette opération, il faut prêter une attention particulière à ce que le béton de la dalle de fondation ou de la dalle de plancher ait durci de manière optimale.

Figure 59 Dépôt du coffrage glissant

- **Tache 7** : **Glissement** : La construction des caissons est réalisée avec des coffrages glissants. Le décoffrage et la mise en place peuvent se faire par suspension à une structure (quais flottants), ou par une grue externe (pontons submersibles). Le béton est coulé dans le coffrage de manière plus ou moins continue et le coffrage est soulevé au fur et à mesure du durcissement du béton. La vitesse de levage du coffrage est de l'ordre de **10 à 30 cm/h** (en fonction de plusieurs facteurs tels que les conditions climatiques, les conditions du béton, les équipements mis en place pour la pose des barres d'armature, le bétonnage, etc.), à intervalles compris entre 1 et 4 cm. à la fois. Ainsi, le béton se détache du coffrage entre 4 et 12 heures après le bétonnage.

Cette méthode, qui donne des rendements élevés et est particulièrement adaptée à une structure aussi régulière qu'un caisson portuaire, implique la nécessité d'un travail non interrompu, pour lequel il faut prévoir 2 à 3 équipes de travail, et nécessite également des conditions très spécifiques du béton :

- Vitesse de prise (au bout de 4 à 6 heures, il doit avoir une résistance minimale de 0,2 MPa, pour pouvoir supporter son propre poids) ;
- Sa résistance doit croître plus vite que la charge appliquée ;
- Docilité, facilité de compactage, bonne adhérence aux armatures et frottement réduit à la surface du coffrage ;

- Sa qualité et sa docilité doivent rester inchangées tout au long de l'exécution des travaux, ce qui implique un contrôle strict du dosage et des délais de transport ;
- Le ciment à utiliser doit avoir une résistance initiale élevée et un faible retrait ;
- L'utilisation de granulats laminés est recommandée, même si elle n'est pas toujours possible ;
- La taille maximale des granulats doit être comprise entre 1/5 et 1/7 de l'épaisseur du mur et doit toujours être inférieure à 30 mm (Manuel de conception et de construction des caissons flottants).

➢ **Tache 8** : **Relèvement du coffrage coulissant** : Une fois le glissement terminé et le rinçage ou finition supérieure du caisson effectué, le coffrage continue de glisser jusqu'à ce que toute la structure du caisson soit libre, comme le montre la figure ci-dessous. Il n'y a pas de temps d'attente dans cette activité, puisqu'elle est une activité mécanisée.

Figure 60 Relevage du coffrage coulissant

➢ **Tache 9 : Nettoyage et retrait des barres d'escalade** : Cette tâche consiste à enlever et nettoyer les barres grimpantes qui ont servi au coulissement vertical du coffrage. Il comprend également le nettoyage du coffrage afin de le laisser prêt pour l'exécution du prochain caisson. Ce processus est lié au fonctionnement de la grue.

➢ **Tache 10** : **Lancement**, **Préparation à la mise à l'eau**, **à la mise à l'eau**, **au déballastage et au renflouement du ponton** : Simultanément au nettoyage, commencent les travaux de préparation à la mise à l'eau, qui incluent les aspects de sécurité : mise en place des filets, des plates-formes. Le caisson est ensuite mis à l'eau, ce qui consiste à le retirer du quai

flottant. Cette opération est réalisée avec un remorqueur comme le montre la figure ci-dessous. Après le retrait du caisson, les réservoirs sont déballés du quai et renfloués.

Si le niveau de la fondation doit être plus profond, le caisson est descendu par havage selon les moyens classiques sous l'eau ou à sec jusqu'à la cote désirée ; l'ouvrage ressortit davantage dans ce cas à la catégorie des ouvrages à fondations semi-profondes

Figure 61 Lancement du caisson flottant

4. Etude de Mise en Flottaison et détermination hauteur de l'eau intérieure :

La mise en flottaison est la première étape de l'analyse des actions externes sur le caisson. On suppose ici que les caissons seront remorqués jusqu'à leur emplacement final. Pendant le transport, un lest d'eau est nécessaire pour assurer la stabilité navale. Les actions à prendre en compte dans cette phase sont énumérées ci-dessous:

- Pression de l'eau externe (Ea)
- Pression de l'eau interne (Eai)
- Pression de flottaison (Pa)
- Poids de l'eau (lest) (Pl)
- Poids de l'eau sur la dalle en porte-à-faux (Plz)

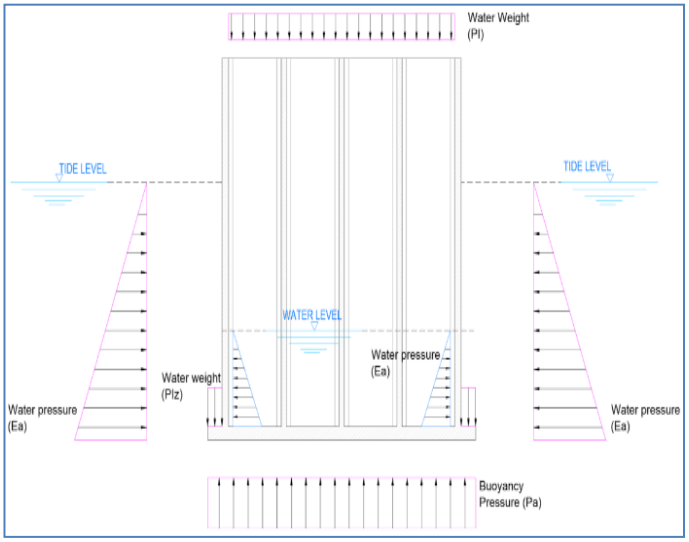


Figure 62 Schéma décrire les charges appliquées sur le caisson lors de la mise en flottaison

Toutes les cellules auront le même lest d'eau étant donné que le caisson est symétrique. Cependant, afin d'avoir la possibilité de corriger une éventuelle gîte, les cellules ne seront pas reliées les unes aux autres, de sorte qu'elles seront étanches à ce stade. Au-delà d'une certaine hauteur, les cellules seront connectées pour éviter toute différence de niveau d'eau entre les cellules adjacentes.

La condition de stabilité navale est donnée par la relation suivante :

$$\rho + \gamma_C - \gamma_G = \overline{GM} \geq 0$$

Où :

- ρ Rayon métacentrique
- γ_G Distance du centre de gravité du caisson à sa base
- γ_C Distance du centre de carène (centre de gravité du liquide déplacé) du caisson à sa base
- G position du centre de gravité (centre de masse du béton et du lest)
- M position du métacentre
- CC position du centre de carène

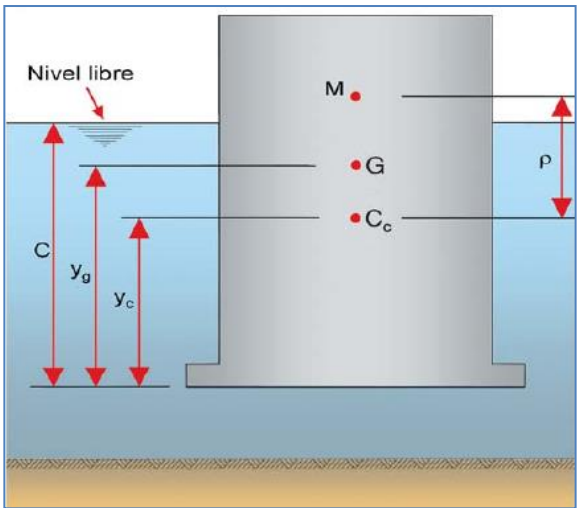


Figure 63 Définition des paramètres pour la vérification de la stabilité navale du caisson.

Selon le « Floating Caisson Manual », pour des raisons de sécurité, $\overline{GM}$ doit adopter une valeur minimale de 0,30 m dans les zones abritées et de 0,5 m dans les zones extérieures lorsque le caisson est en mouvement.

- **Géométrie :**

$S_{paroi+cellules} = 367{,}5445\ m^2$; $S_{cellule} = 14{,}2375\ m^2$; $S_{paroi} = 82.7945$; V_{parois}=1573.0955 m^3 ;

Radier : $e = 0{,}7m$; $b = Largeur = 18.55$; $L = Longueur = 23.05$; $V_{radier} = 299{,}30425\ m^3$.

$I_y = 15115{,}95173\ m^4$; $I_{cellule,y} = 18{,}112\ m^4$;

- **Centre de Gravité G :**

$$\overline{OG} = \frac{\sum V_i\ e_i \gamma_i}{V_i \gamma_i}$$

$$\overline{OG} = \frac{0{,}35 * V_{radier} * 2.45 + \left(0{,}7 + \frac{19}{2}\right) * V_{parois} * 2.45 + \left(\frac{h_{eau}}{2} + 0{,}7\right) * (S_{cellule} * h_{eau}) * 20 * 1.03}{V_{radier} * 2.45 + V_{parois} * 2.45 + (S_{cellule} * h_{eau}) * 20 * 1.03}$$

- **Équilibre des forces :**

$$\sum \mathbf{F_z} = \mathbf{0} \Rightarrow \mathbf{F_{Archiméde}} = \mathbf{P_{caisson}} + \mathbf{P_{eau,interieur}} + \mathbf{P_{eau,extérieur}}$$

Avec :

$$F_{Archiméde1} = \left((T_{eau1} - 0{,}7) * S_{paroi+cellules} + V_{radier}\right) * \gamma_{eau}$$

$$P_{caisson} = (V_{radier} + V_{parois}) * \gamma_{ba}$$

$$P_{eau,interieur} = h_{eau} * S_{cellule} * 20 * \gamma_{eau}$$

$$P_{eau,extérieur} = (2 * L + 2 * 0{,}5 * b) * \gamma_{eau}$$

$$\Rightarrow T_{eau} = \left(\frac{(V_{radier} + V_{parois}) * \gamma_{ba} + h_{eau} * S_{cellule} * 20 * \gamma_{eau} + (2 * L + 2 * 0{,}5 * b) * \gamma_{eau}}{\gamma_{eau}} - V_{radier}\right) * \frac{1}{S_{paroi+cellules}} + 0{,}7$$

➢ **Position du centre de carène :**

$$\Rightarrow \overline{OC} = \frac{\frac{T_{eau}+0,7}{2} * (T_{eau}-0,7) * S_{paroi+cellules} + 0,35 * V_{radier}}{V_{radier} + (T_{eau}-0,7) * S_{paroi+cellules}}$$

➢ **Rayon métacentrique :**

Le rayon métacentrique (ρ), qui est calculé à partir de l'expression suivante :

$$\rho = \frac{I}{V}$$

Où :

- I : moment d'inertie de la section droite du caisson au niveau de l'eau par rapport à l'axe longitudinal du caisson (m4).
- V : volume déplacé du caisson (m3)

Cependant, en cas d'utilisation de lest liquide, le moment d'inertie doit être corrigé pour le calcul du rayon métacentrique. Le moment d'inertie doit être corrigé comme suit pour les cellules non-communicantes :

$$\mathrm{I_e} = \mathrm{I} - \sum \mathrm{i}$$

Où :

- Ie : moment d'inertie à prendre en compte pour le calcul de ρ
- I : moment d'inertie des cellules lestées par rapport à un axe longitudinal du caisson passant par le centre de gravité de la surface des cellules.

$$\mathrm{I_e} = \mathrm{I_y} - \sum \mathrm{i} = \mathrm{I_y} - 20 * \mathrm{I_{cellule,y}} - 10 * \mathrm{S_{cellule}} * (2^2 + 6^2)$$

$$\mathrm{I_e} = 15115{,}95173 - 20 * 18{,}112 - 10 * 14.2375 * (4 + 36) = 9058{,}71173$$

$$V_{deplacé} = V_{radier} + (T_{eau} - 0{,}7) * S_{paroi+cellules}$$

Tableau 27 Données Géométries

Données Géometrie		
Sparoi+cellule	367.5446	m2
Scellule	14.2375	m2
h(parois)	19	m
b(radier)	18.55	m
er(radier)	0.7	m
L(radier)	23.05	m
Vradier	299.3043	m3
Iz (section droite)	15115.95	m4
Iz(cellule)	18.112	m4
heau(intérieur)	1.6	m
masse volumique d'eau	1.03	t/m3
masse volumique BA	2.45	t/m3
Sparoi	82.79459	m2
Voulumeparoi	1573.097	m3

Ie (moment corrigé)	9058.712	m4

Tableau 28 Résultats de calcul de flottaison

OG	7.964214
Teau	13.41877
OC	6.655659
Veau déplacé	4974.02
CM	1.821205
Vérification	OK

Pour vérifier la stabilité de flottabilité du caisson il faut ajouter de l'eau dans le caisson jusqu'à une hauteur d'au moins **1.6m**.

5. Effectif de la main d'œuvre pour la fabrication de caissons flottants

5.1 Temps de travail pour la fabrication de caissons flottants

Sur la base de l'expérience de l'entreprise de construction, l'exécution est planifiée en deux équipes quotidiennes de 12 heures chacune, dans lequel les besoins du travail doivent être satisfaits, en dimensionnant et en différenciant les travailleurs par activités. On a :

Ouvriers pour la préparation et la mise en place de la charpente du caisson.

Ouvriers engagés dans le coulage du béton.

Travailleurs de soutien : autres travailleurs de soutien qui sont considérés comme permanents et qui sont nécessaires à un taux d'un par quart de travail :

- Un ouvrier pour aider au glissement ;
- Un grutier ;
- L'opérateur de la pompe.

Il faut tenir compte du fait qu'une fois commencée la construction d'un caisson flottant présentant ces caractéristiques, les travaux doivent être effectués en continu. Ceci est principalement dû à la nécessité d'éviter les arrêts dans l'exécution de la dalle et des puits et, par conséquent, les unions dans les mélanges de béton.

Le tableau suivant présente le temps total en heures consacré à la fabrication d'un caisson, de 34 mètres de longueur, 17 mètres de largeur (largeur) et 19 mètres de profondeur (hauteur) réparti par tâches. Ce sont des valeurs prises dans la fabrication des caissons pour l'ouvrage

appelé UTE Granadilla II(Espagne).

Tableau 29 Tâches et temps consacrés à la fabrication

Numéro	Taches	Temps en heures
1	Coffrage du radier	2
2	Pose du polyane pour le radier	1.5
3	Ferraillage du radier	48
4	Bétonnage du radier	15.5
5	Décoffrage du radier	3
6	Descente du coffrage glissant	18
7	Glissement	158
8	Relèvement du coffrage coulissant	16
9	Nettoyage et retrait des barres d'escalade	44
10	Lancement, Préparation à la mise à l'eau, à la mise à l'eau, au déballastage et au renflouement du ponton	7

5.2 Incidents dans le déroulement des tâches

À partir de l'analyse initiale des données présentées dans le tableau ci-dessus, nous pouvons détecter des différences dans les temps d'exécution des différentes tâches pour fabriquer les différents caissons. La complexité des travaux à réaliser et les différents agents impliqués produisent des incidents qui sont résumés ci-dessous et qu'il est important de prendre en considération pour la planification des travaux dans ce type d'infrastructure :

- **Vent** : La présence de vent est courante dans les milieux marins dans lesquels ces travaux sont réalisés. Il est nécessaire d'avoir des prévisions météorologiques qui nous permettent de prévoir les éventuels retards et de les minimiser ;
- **Grue** : Le choix du type de grue à utiliser est un élément crucial dans les tâches de ce processus et, en particulier, dans les activités d'armature. La présence de vent ou de différents types de pannes de grue peuvent rendre la grue inopérante ;
- **La spécialisation de la main-d'œuvre** : À mesure que le travail devient répétitif, la main-d'œuvre acquiert une compétence qui lui permet d'effectuer les tâches en moins de temps, ce qui va permettre la réduction du temps attribuée à certaines tâches ;
- **Approvisionnement en béton** : planifier correctement l'approvisionnement en béton est une tâche cruciale, car le manque de matériel crée des inconvénients et des retards importants dans l'exécution.

5.3 Temps sur la tâche de glissement (Tâche 7)

L'une des activités les plus critiques dans la fabrication des caissons flottants est la tâche de glissement. Le nombre d'ouvriers (bétonniers et ferrailleurs) impliqués dans cette opération a été analysé dans quatre des cinq caissons exécutés lors de la construction du port de Granadilla (Espagne). Le **tableau (voir annexe)** présente la synthèse des temps employés et l'avancée en centimètres réalisée par les équipes d'opérateurs par poste de travail (jour et nuit). Il faut tenir compte du fait que les horaires sont influencés par les incidents mentionné dans la section précédente. Ces données ont servi de base au développement du modèle d'optimisation décrit dans la section suivante. La tâche de glissement est la tâche la plus chronophage dans la fabrication des caissons flottants. Le bon dimensionnement de l'équipe pour cette activité a une influence significative sur le temps total pour ce type de projet.

5.4 Proposition de modèle d'optimisation pour la fabrication de caissons

Afin de déterminer le nombre optimal de travailleurs (travailleurs en barres d'armature et en béton), ainsi que le nombre d'équipe de travail et les heures de chaque poste requis, nous avons développé un modèle d'optimisation.

Les variables à optimiser sont $\mathbf{N_F}$ (nombre de travailleurs en barres d'armature), $\mathbf{N_B}$ (nombre de travailleurs en béton), $\mathbf{N_T}$ (nombre d'équipe) et $\mathbf{N_{HT}}$ (nombre d'heures par équipe). À cet effet, les coûts horaires de travail $\mathbf{C_F}$ (cout horaire ferraillage) et $\mathbf{C_B}$ (cout horaire bétonnage) sont considérés comme constants.

Pour la résolution de ce système, ils ont été fixés respectivement à 40 et 50 dirhams, bien que ces montants influencent principalement le coût total mais pas tant la solution optimale. La fonction objective à minimiser est le coût total de main d'œuvre pour la fabrication d'un caisson. Les restrictions considérées sur les variables à optimiser sont reflétées dans l'équation 1 et sont les suivantes :

- Le nombre d'ouvriers dans les barres d'armature $\mathbf{N_F}$ est au moins 30 % supérieur au nombre d'ouvriers dans le béton $\mathbf{N_B}$. Cette restriction est considérée sur la base de l'expérience de l'entreprise et des données obtenues lors la construction du port de Grandilla (Espagne).
- Le nombre de travailleurs du béton $\mathbf{N_B}$ ne doit pas dépasser 12. Cette restriction est due à l'espace limité sur le chantier.
- Le nombre d'équipes $\mathbf{N_T}$ ne doit pas dépasser 10. Les décalages ne doivent pas dépasser 8.75 car dans la référence glissante nous avons une prévision de glissement en 105 heures

et si nous divisons ces heures par 12 heures, nous avons cette valeur de 8.75. Si les horaires par équipes étaient de 8 heures, ils ne devraient pas dépasser 13.125 équipes.

- La durée **N_{HT}** de chaque équipe de travail, ne doit pas dépasser 12 heures ni être inférieure à 6 heures. Cela devrait être une constante puisque les horaires proposés étaient de 12 heures, soit 2 équipes de 12 heures.

Le glissement total à réaliser sera d'au moins 1900 centimètres (hauteur totale de tout le périmètre des caissons). Un glissement moyen par travailleur par heure de gWH = 0,66 cm a été considérée sur la base des données obtenues (port de Grandilla). Toutes ces considérations conduisent à la proposition du modèle non linéaire global suivant :

$$\boldsymbol{Min\{N_T * N_{HT} * (C_B * N_B + C_F * N_F\}}$$

Contraintes :

$$N_F \geq 1.3N_B;$$
$$N_B \geq 12\ ;$$
$$N_T \geq 10;$$
$$6 \leq N_{HT} \leq 12;$$
$$(N_B + N_F) * N_T * N_{HT} * gwh \geq 1900;$$

$N_F; N_B; N_T; N_{HT}$ Entiers naturels.

Le module Solveur, incorporé dans Microsoft Excel, nous a permis de résoudre ce problème. Cet outil d'optimisation utilise trois algorithmes en fonction de l'ensemble de données : GRG non linéaire (gradient réduit généralisé), utilisé pour les problèmes non linéaires lissés ; Simplex LP, utilisé pour résoudre des problèmes linéaires.

La résolution de cette équation est présentée dans le tableau ci-dessous :

Données d'entrées	
Coût par heure des travailleurs de ferraillage	20
Coût par heure des travailleurs de béton	20
Taux de travailleurs de ferraillage/travailleurs de béton (Rw)	1.3
Glissement moyen par travailleur par heure (cm)	0.66
Glissement total (cm)	1900
Nombre maximal de travailleurs de béton (max_nH)	12
Nombre maximal d'équipe (nt)	10
Nombre minimal d'heures par équipe (min_nHT)	8
Nombre maximal d'heures par poste (max_nHT)	12
Nombre minimale de bétonnage	10

Tableau 30 Présentation des résultats de la résolution du problème d'optimisation

Données de sorties	
Heures par équipe (nHT)	12
Nombre de travailleurs de ferraillage (nF)	14
Nombre de travailleurs de béton (nH)	10
Nombre d'équipe (nT)	10
Coût minimum main d'ouvre	57576
Heures totales(h)	122
Glissement total(cm)	1900
Restriction que $Nf >= Rw * nb$	1
Vitesse de coffrage glissant(cm/h)	16
Total des travailleurs (personnes	240
Nombre de jours	5.10

On constate que toutes les contraintes ont été vérifiée et le temps choisi au départ (150 heures) pour l'exécution du glissement a été réduit à 122 heures.

Conclusion générale

Parvenu au terme de notre analyse dont l'étude portait sur la stabilité du quai porte-conteneurs -16 hydro du bassin de commerce du nouveau port de Dakhla Atlantique, situé au sud du Maroc. Nous avons situé le contexte en mettant l'accent sur l'importance cruciale de la stabilité et de la durabilité des infrastructures portuaires pour le développement économique et logistique de la région.

Au terme de ce travail, nous avons :

- Conçu et réalisé une étude approfondie de la stabilité du quai porte-conteneurs, en prenant en compte les charges statiques et dynamiques telles que la poussée de terre, les surcharges d'exploitation et les forces sismiques.
- Utilisé divers logiciels spécialisés pour modéliser et vérifier les résultats, notamment Robot Structural Analysis pour la modélisation du caisson, Slide pour l'analyse du grand glissement, et Plaxis pour l'étude du tassement.
- Dimensionné la poutre de couronnement pour garantir la robustesse structurelle et détaillé les procédés d'exécution du caisson pour assurer une mise en œuvre efficace.

En guise de perspectives, nous proposons de :

- Continuer à améliorer la méthodologie en intégrant des techniques avancées de modélisation et d'analyse pour optimiser la conception et la construction des infrastructures portuaires.
- Mettre en place des systèmes de surveillance et de maintenance prédictive pour garantir la durabilité et la sécurité à long terme du quai porte-conteneurs.

Ce projet vise à fournir une infrastructure clé, essentielle pour le développement économique et logistique de la région, en garantissant la sécurité et la durabilité du nouveau port de Dakhla Atlantique

Bibliographie

Tom Schanz. Zur *Modellierung des Mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialen*. Stuttgart Universität, Habilitation (January1998)

Cerema. Bron-2001. *Recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique – ROSA2000* ;

Les Eurocodes :

Eurocode 0 : *Bases de calcul des structures* (EN 1990) ;

Eurocode 1 *: Calcul des charges* (EN1991) ;

Eurocode 2 : *Calcul des structures en béton* (EN 1992) ;

Eurocode 7 : *Calcul géotechnique* (EN 1997) ;

Eurocode 8 : *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes* (EN1998) ;

ANDREW BOND and ANDREW HARRIS. *Decoding Eurocode 7*. London (2006);

John W. Gaythwaite, ASCE PRESS. *Design of marine facilities* (1990);

SETRA.*Ouvrages de soutènement MUR73*(Decembre 1993);

FENTEK.*marine fendering systems*;

Carl A. Thoresen.*Port designer's handbook recommendations and guidlines*;

US Army Corps of Engineers. *Coastal Engineering Manual* ;

Catalogue maritime internationale des bollards ;

Le catalogue TRELLEBORG MARINE SYSTEMS ;

Cerema. *Guide méthodologique eurocode7 application aux fondations superficiels de NF P 94-261 et NF P 94-281* ;

P. BERTHELOT – F. DURAND. *GUIDE AFPS/CFMS « Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques » ANALYSE DU RISQUE DE LIQUÉFACTION* (11 Novembre 2012) *;*

Emiel Meijer.*Graduation project: Comparative analysis of design recommendations for Quay Walls* (2006);

Mahmoud EL GONNOUNI. *Cours-Mécanique-des-sols EHTP ;*

Aouiche Ismail. *Cours Ingéniere maritime EHTP ;*

Ministere de l'équipement et de l'eau du Maroc. *Guide Technique Pour la Réalisation des Etudes Portuaires ;*

Annexes

Annexe : Calcul des sollicitations

Tableau 31 Récapitulatif du calcul des éléments dus au poids propre

Désignation	Volume(m3)	ev(m)	poids (t)	poids déjauge(t)		Moment(t.m)	
				HM	BM	HM	BM
Poutre de couronnement	374.6	2.840	917.7	847.2	917.7	2406.0	2606.2
filtre sur caisson	93.1	12.275	167.5	102.4	167.5	1256.4	2056.0
Remblai sur caisson	232.6	12.275	465.3	309.1	465.3	3793.9	5711.0
Remblai sur radier	449.8	18.050	851.0	521.2	576.7	9407.4	10409.6
Parois	1573.1	9.275	3854.1	2281.0	2529.4	21156.2	23459.9
Radier	299.3	9.275	733.3	434.0	434.0	4025.3	4025.3
Ballast	1352.6	3.275	1487.8	1487.8	1487.8	4872.6	4872.6
Sable hydraulique	4057.7	11.275	4463.5	4463.5	6172.0	50325.5	69588.8
			total	10446.0	12750.3	97243.2	122729.4

Tableau 32 Poussée statique du remblai

	Poussée statique des remblais											
	BM						HM					
	H	Eh	M	V	ev	M	H	eh	M	V	ev	M
Parois	-1297.3	7.9	-10223.3	651.11	17.55	11427.0	-1088.1	7.5	-8144.7	546.27	17.55	9587.12
Radier	-83.70	0.348	-29.15	42.06	18.55	780.15	-75.77	0.348	-26.37	38.07	18.55	706.18
Pcd	10.30	20.161	207.68	4.34	7.00	30.38	7.20	20.193	145.34	2.91	7.00	20.36
Total	-1370.71		-10044.79	697.51		12237.5	-1156.69		-8025.73	587.25		10313.6

Tableau 33 Calcul de la poussée hydrostatique sur caisson

Masse volumique d'eau		1.03	Niveau sup des parois		3					
Action hydrostatique			Radier			Parois			Total	
			H	eh	moment	H	eh	moment	H	moment
Niveau d'eau base Maré	Terre	1	-288.3	0.35	-100.24	-1165.3	9.75	-11358.27	-1453.7	-11458.52
	Mer	0	271.7	0.35	94.42	1748.0	9.56	16706.67	2019.8	16801.10
Niveau d'eau haute Maré	Terre	4.21	-341.6	0.35	-118.91	0.00			-341.69	-118.91
	Mer	3.21	325	0.35	113.10	0.00			325.07	113.10

Tableau 34 Calcul de la poussée de surcharge

	Poussée statique des surcharges de terre					
	BM/HM					
	H	eh	M	V	ev	M
Parois	-538.3	10.2	-5505.6	269.12	17.55	4723.07
Radier	-19.77	0.350	-6.92	9.93	18.55	184.25
Pc	45.35	20.390	924.61	18.76	7.00	131.33
Total	-512.68		-4587.90	297.82		5038.65

Tableau 35 Calcul de la poussée de portique

	Poussée Portique(t)	Excentricité(m)	Moment (t.m)
Caisson	311.18	5.075	-1579.263

Tableau 36 Calcul de l'effort d'amarrage

V(t)	H(t)	e_x(m)	e_y(m)	M_V(t.m)	M_H(t.m)
-149.72	86.44	22.2	1	-149.72	1918.97

Tableau 37 Résultat de calcul des actions dynamiques dues aux poids propres

	Actions sismiques dues aux poids propre										
Désignation	poids déjauge(t)		ev(m)	Epv ascendant		Moment		Epv descendant		Moment	
poutre de couronnement	HM	BM	2.840	HM	BM	HM	BM	HM	BM	HM	BM
	847.2	917.7		-19.91	-21.57	-56.54	-61.25	19.91	21.57	56.54	61.25
filtre sur caisson	102.4	167.5	12.275	-2.41	-3.94	-29.53	-48.32	2.41	3.94	29.53	48.32
Remblai sur caisson	309.1	465.3	12.275	-7.26	-10.93	-89.16	-134.21	7.26	10.93	89.16	134.21
Remblai sur radier	521.2	576.7	18.050	-12.25	-13.55	-221.07	-244.63	12.25	13.55	221.07	244.63
Parois	2281.0	2529.4	9.275	-53.60	-59.44	-497.17	-551.31	53.60	59.44	497.17	551.31
Radier	434.0	434.0	9.275	-10.20	-10.20	-94.59	-94.59	10.20	10.20	94.59	94.59
Ballast	1487.8	1487.8	3.275	-34.96	-34.96	-114.51	-114.51	34.96	34.96	114.51	114.51
Sable hydraulique	4463.5	6172.0	11.275	-104.89	-145.04	-1182.65	-1635.34	104.89	145.04	1182.65	1635.34
			total	-245.5	-299.6	-2285.2	-2884.1	245.5	299.6	2285.2	2884.1

Tableau 38 Paramètres géométriques dans le cas dynamique

			Au-dessous de la nappe				Au-dessus de la nappe			
	φ	$\delta = \frac{1}{3}\varphi$	θ_{asc}	θ_{desc}	K_{ad-asc}	$K_{ad-desc}$	θ_{asc}	θ_{desc}	K_{ad-asc}	$K_{ad-desc}$
Enrochements	40.00	13.33	4.503	4.297	0.2955	0.2933	2.756	2.629	0.2773	0.2760
Filtre	35.00	11.67	4.503	4.297	0.2418	0.2399	2.756	2.629	0.2256	0.2245
Remblai compacté	35.00	11.67	5.001	4.773	0.3009	0.2984	2.756	2.629	0.2773	0.2760

Tableau 39 Poussée dynamique ascendante des remblais

	Poussée Dynamique ascendant des remblais											
	BM						HM					
	H	Eh	M	V	Ev	M	H	eh	M	V	ev	M
parois	-1438.8	7.8	-11239.2	340.64	17.55	5978.16	-1225.3	7.5	-9181.5	290.16	17.55	5092.23
radier	-94.19	0.348	-32.80	22.32	18.55	414.10	-85.26	0.348	0.35	20.21	18.55	374.83
pc	11.98	20.167	241.61	2.47	7.00	17.32	28.68	20.199	579.34	5.92	7.00	41.46
total	-1521.00		-11030.44	365.43		6409.57	-1281.87		-8601.83	316.28		5508.51

Tableau 40 Poussée dynamique descendante des remblais

	poussée Dynamique Descendant des remblais											
	BM						HM					
	H	eh	M	V	Ev	M	H	eh	M	V	ev	M
parois	-1496.8	7.8	-11697.7	354.37	17.55	6219.15	-1273.8	7.5	-9545.2	301.65	17.55	5293.92
radier	-97.92	0.348	-34.10	23.21	18.55	430.50	-88.63	0.348	-30.85	21.01	18.55	389.68
pc	12.50	20.167	252.08	2.58	7.00	18.07	30.06	20.199	607.22	6.21	7.00	43.45
total	-1582.22		-11479.75	380.16		6667.71	-1332.39		-8968.88	328.86		5727.04

Tableau 41 Poussée Dynamique de surcharge ascendante de terre

	Poussée Dynamique de surcharge ascendant de terre											
	BM						HM					
	H	Eh	M	V	Ev	M	H	eh	M	V	ev	M
Parois	-585.6	10.1	-5942.7	138.12	17.55	2424.08	-608.2	10.3	-6243.7	143.43	17.55	2517.12
Radier	-22.25	0.350	-7.79	5.27	18.55	97.80	-22.25	0.350	-7.79	5.27	18.55	97.80
Pc	51.35	20.400	1047.44	10.60	7.00	74.21	55.43	20.403	1130.89	11.45	7.00	80.12
Total	-556.52		-4903.03	154.00		2596.09	-575.00		-5120.63	160.14		2695.03

Tableau 42 Poussée Dynamique de surcharge descendante de terre

	Poussée Dynamique de surcharge descendant de terre											
	BM						HM					
	H	Eh	M	V	Ev	M	H	eh	M	V	ev	M
Parois	-609.9	10.2	-6192.0	143.84	17.55	2524.36	-632.3	10.3	-6491.3	149.11	17.55	2616.86
Radier	-23.1	0.3	-8.1	5.5	18.6	101.7	-23.1	0.3	-8.1	5.48	18.55	101.67
Pc	53.57	20.400	1092.83	11.06	7.00	77.43	57.63	20.402	1175.76	11.90	7.00	83.30
Total	-579.41		-5107.28	160.38		2703.46	-597.78		-5323.66	166.49		2801.83

Tableau 43 Efforts et points d'application

	HM	BM
Fwd (t)	251.745	214.253
Eh(m)	7.964	6.68
Moment (t.m)	2004.895	1431.21

Tableau 44 Efforts et points d'application

	HM	BM
Fws (T)	-254.662	205.61
Point d'application (m)	8.364	7.08
Moment	-2129.99	-1483.058

Effet de silos :

- Sable :

$A = 14.42m2$;$U = 15.2m$; $K_1 = K_m * a_K = 0.5$; $\mu_1 = \frac{\mu_m}{a_\mu} = 0.49$; $\varphi i_1 = \frac{\varphi\, m}{a_\varphi} = 25.86°$

$K_2 = \frac{K_m}{a_K} = 0.41$; $\mu_2 = \mu_m * a_\mu = 0.66$; $\varphi i_2 = \varphi m * a\varphi = 34.8°$

$z_{oPhf} = \frac{A}{K1\ \mu_1 U} = 3.87$; $z_{oPwf} = \frac{A}{K1 \mu_2 U} = 2.87m$; $z_{oPvf} = \frac{A}{K2 \mu_1 U} = 4.72m$;

$p_{h0phf} = \gamma\ K_1\ z_{oPhf} = 3.096\ t/m$;$p_{h0pwf} = \gamma\ K_1\ z_{oPwf} = 2.296 t/m2$

$p_{h0pvf} = \gamma\ K_2\ z_{oPvf} = 3.096 t/m2$

Ainsi on les fonctions suivantes :

$$p_{hf}(z) = p_{h0}\ Y_J(z) = 3.096(1 - e^{-z/3.87})$$
$$p_{wf}(z) = \mu\ p_{h0}\ Y_J(z) = 1.52(1 - e^{-z/2.87})$$
$$p_{Vf}(z) = \frac{p_{h0}}{K}\ Y_J(z) = 7.55(1 - e^{-z/4.72})$$

Les courbes évolutives des différentes forces appliquées sur les parois sont les suivantes :

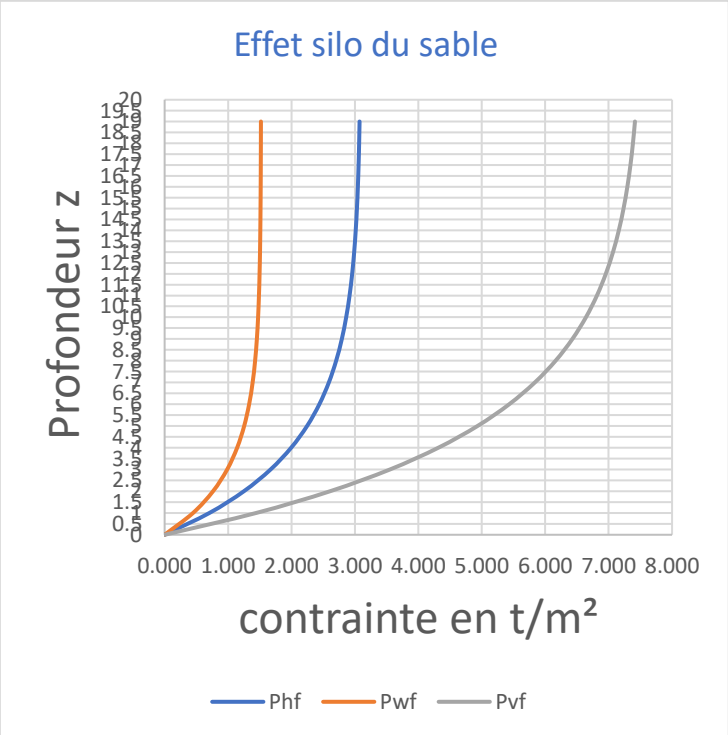


Figure 64 Effet silos pour le sable

En considérant une approximation triangle rectangle de ces courbes on obtient les résultantes suivantes :

$$F_{hf} = \left(\int_0^8 P_{hf}\, dz + \int_8^{19} P_{hf}\, dz \right) * U = (10.8 + 33.81) * 15.2 = 670.32t$$

$$F_{wf} = \left(\int_0^7 P_{wf}\, dz + \int_7^{19} P_{wf}\, dz \right) * U = (4.865 + 18.24) * 15.2 = 351.196t$$

$$F_{vf} = p_{Vf}(z = 19.7) * S = 7.55\left(1 - e^{-19.7/4.72}\right) * 14.42$$

Chaque cellule de notre caisson étant symétrique, chaque paroi de la cellule recevra le quart de l'effort appliqué sauf les parois extérieures.

- Ballast :

$A = 14.42m2$; $U = 15.2m$; $K_1 = K_m * a_K = 0.53$; $\mu_1 = \frac{\mu_m}{a_\mu} = 0.53$; $\varphi i_1 = \frac{\varphi\, m}{a_\varphi} = 25.86°$

$K_2 = \frac{K_m}{a_K} = 0.45; \mu_2 = \mu_m * a_\mu = 0.66$; $\varphi i_2 = \varphi m * a\varphi = 34.8°$

$z_{oPhf} = \frac{A}{K1\ \mu_1 U} = 2.98m$; $z_{oPwf} = \frac{A}{K1 \mu_2 U} = 2.4m$; $z_{oPvf} = \frac{A}{K2 \mu_1 U} = 3.98m =;$

$p_{h0phf} = \gamma\, K_1\, z_{oPhf} = 3.22\ t/m2$; $p_{h0pwf} = \gamma\, K_1\, z_{oPwf} = 2.592t/m2$

$p_{h0pvf} = \gamma\, K_2\, z_{oPvf} = 3.23t/m2$

Ainsi on obtient les fonctions suivantes :

$$p_{hf}(z) = p_{h0}\, Y_J(z) = 3.22(1 - e^{-z/2.98})$$
$$p_{wf}(z) = \mu\, p_{h0}\, Y_J(z) = 1.71(1 - e^{-z/2.4})$$
$$p_{Vf}(z) = \frac{p_{h0}}{K}\, Y_J(z) = 7.18(1 - e^{-z/3.98})$$

Les courbes évolutives des différentes forces appliquées sur les parois sont les suivant :

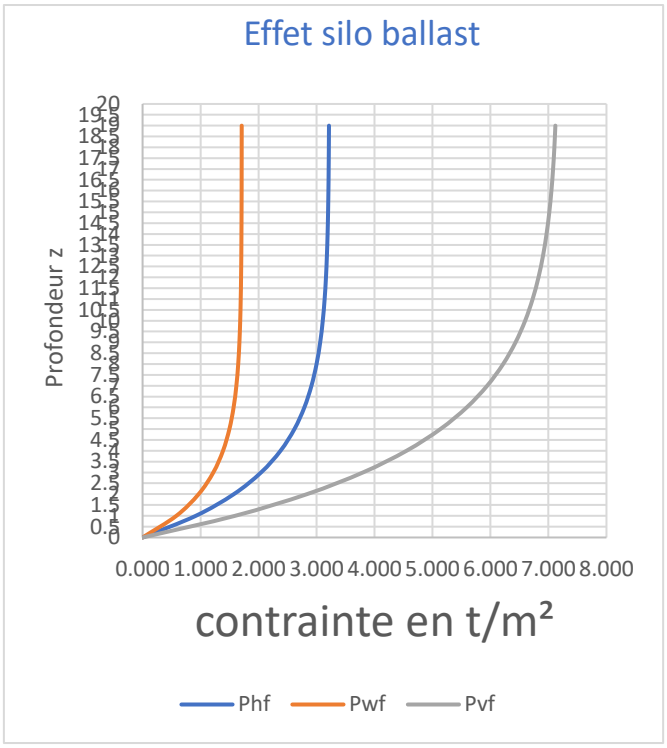


Figure 65 Effet silos pour le ballast

En considérant une approximation triangle rectangle de ces courbes on obtient les résultantes suivantes :

$$F_{hf} = \left(\int_0^8 P_{hf}\, dz + \int_8^{19} P_{hf}\, dz \right) * U = (12 + 35.31) * 15.2 = 719.112t$$

$$F_{wf} = \left(\int_0^6 P_{wf}\, dz + \int_6^{19} P_{wf}\, dz \right) * U = (4.71 + 22.23) * 15.2 = 409.488t$$

$$F_{vf} = p_{Vf}(z = 19.7) * S = 7.18\left(1 - e^{-19.7/3.98}\right) * 14.42$$

Pour représenter cette charge dans notre modèle de ROBOT, on a considéré une distribution trapézoïdale dans l'équation comme une approximation linéaire de l'effet silos.

Accostage :

A partir de la figure 9 de BS6349 Partie 4 on obtient la vitesse d'accostage (accostage simple, abrité) en fonction de la masse d'eau déplacéé. Pour $M_D = 117200t$ on a $v_B = 0.07\ m/s$.

Puisque la vitesse minimale prescrite par le CPS est de 0.12m/s on considere $v_B = 0.12\ m/s$

Figure 9 **Design berthing velocity as function of navigation conditions and size of vessel**

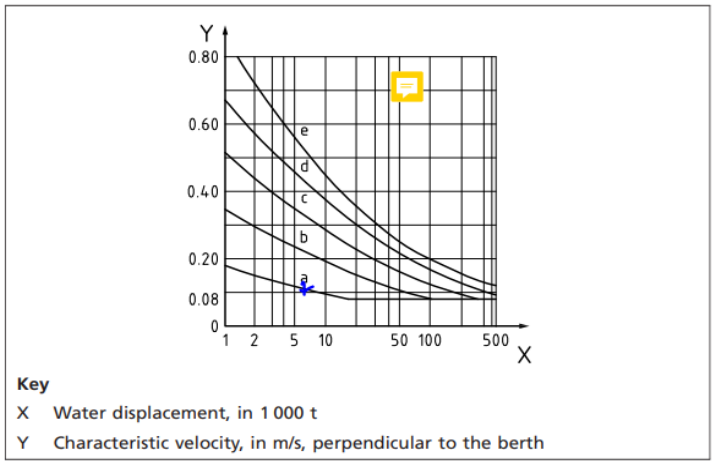


Figure 66 Diagramme représentant la vitesse d'accostage en fonction du volume d'eau déplacé

On distingue deux cas possibles d'accostage : l'accostage latéral et Contact à mi-longueur.

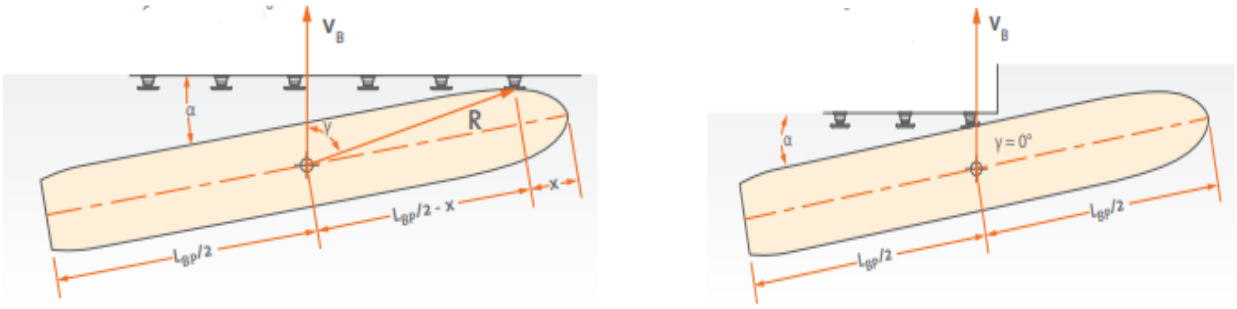


Figure 67 Schéma pour les deux cas possibles d'accostage

- **Coefficient de masse ajoutée C_M**

$$C_M = 1 + \frac{2 * D_v}{B} = 1.68$$

- **Coefficient de configuration du quai C_C** :

Pour structure fermée

$\frac{K_c}{D} \leq 0.5 \rightarrow C_C \cong 0.8 \ (\alpha \leq 5°)$

$\frac{K_c}{D} > 0.5 \rightarrow C_C \cong 0.9 \ (\alpha \leq 5°)$

si $\alpha > 5° \rightarrow C_C = 1$

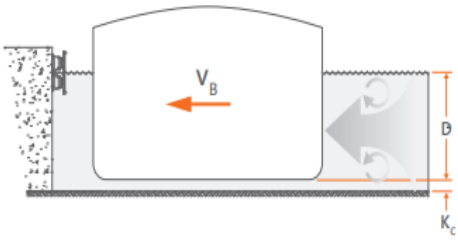


Figure 68 Coupe transversale avec les paramètres de calcul

- **Coefficient d'excentricité C_E**:

$$C_E = \frac{Energie\ cinétique\ transmiqe\ à\ la\ défense}{Energie\ cinétique\ totale\ du\ navier} = \frac{K^2 + (R\cos\gamma)^2}{K^2 + R^2} \leq 1$$

Avec $K = (0.19 * C_B + 0.11) * L_{BP}$ et $C_B = \frac{M_D}{L_{BP} * B * D_v * \rho_{eau}}$

$$R = \sqrt{(\frac{L_{BP}}{2} - x)^2 + (\frac{B}{2})^2}$$

$\gamma = 90 - \alpha - \text{asin}\,(\frac{B}{2R})$

En général à mi-longueur $C_E = 1$ et $x = {}^{L_{BP}}/_{2}$

et pour accostage latéral $0.4 < C_E < 0.7$ et $0° < \alpha < 20°$ et $60° < \gamma < 80°$

L'angle maximal d'accostage à prendre en compte sera de 6 degrés car navires de plus de 50 000 TPL.

En prenant l'angle $\boldsymbol{\alpha = 6°}$ et $x = \frac{L_{BP}}{4}$ car l'accostage se fait dans le premier quart en avant,

On obtient : $C_B = 0.61$ $R = 78.23\text{m}$; $K = 67.99\text{m}$; $\gamma = 68.12°$.

D'où $C_E = 0.51$ $\boldsymbol{C_C = 1}$

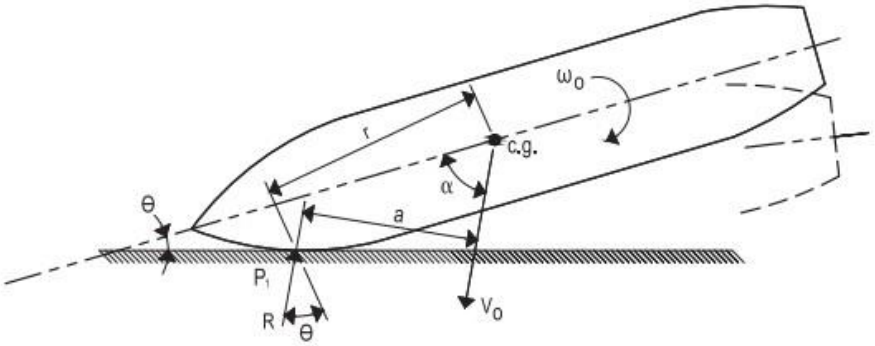


Figure 69 Schéma représentatif des paramètres d'accostage

On obtient $\boldsymbol{E_N = 723\ \text{KN.m}}$

- Energie d'accostage de conception

Pour notre projet, nous allons choisir les défenses de type SCN, et qui possèdent un ratio Energie/Réaction élevé par rapport aux autres types, ce qui nous permet d'utiliser des défenses plus petites à un plus bas coût. Les défenses tronconiques SCN ont une déflection nominale de 72% de leur hauteur et offrent aux utilisateurs une grande flexibilité dans leurs applications.

Le choix de la défense SCN à utiliser dépend de l'énergie d'accostage de conception qui sera déterminée en fonction de l'énergie théorique calculée précédemment.

En effet, l'énergie d'accostage normale sera corrigée par l'introduction des facteurs de sécurité à partir du catalogue FENTEK en accordance avec PIANC. Les facteurs à prendre en compte seront :

- 1.1 : tolérance de fabrication de toute défense SCN.

- Tf = 0,945 : facteur correcteur dû à la température (40°C).
- Vf = 1 : facteur d'ajustement dans le cas de compression très rapide des défenses (Il est égale à 1 pour des vitesses d'accostages inférieures à 345.6 mm/s).
- Af = 1.05 : facteur correcteur dû à l'angle 6°.

Ainsi, l'énergie devient :

$$E_{conception} = 1.05 * 0.945 * 1.1 * E_{accostage}$$

D'où : $\boldsymbol{E_{conception} = 789.1364\ KN.m}$

Pour une sécurité maximale, on suppose que cette énergie est absorbée par une seule défense.

D'après le catalogue FENTEK, et pour une défense de type SCN, on choisit la défense « SCN 1200, E1.8 ».

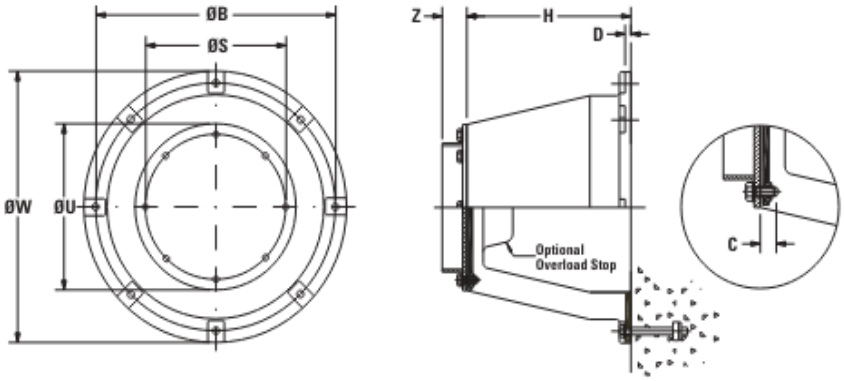
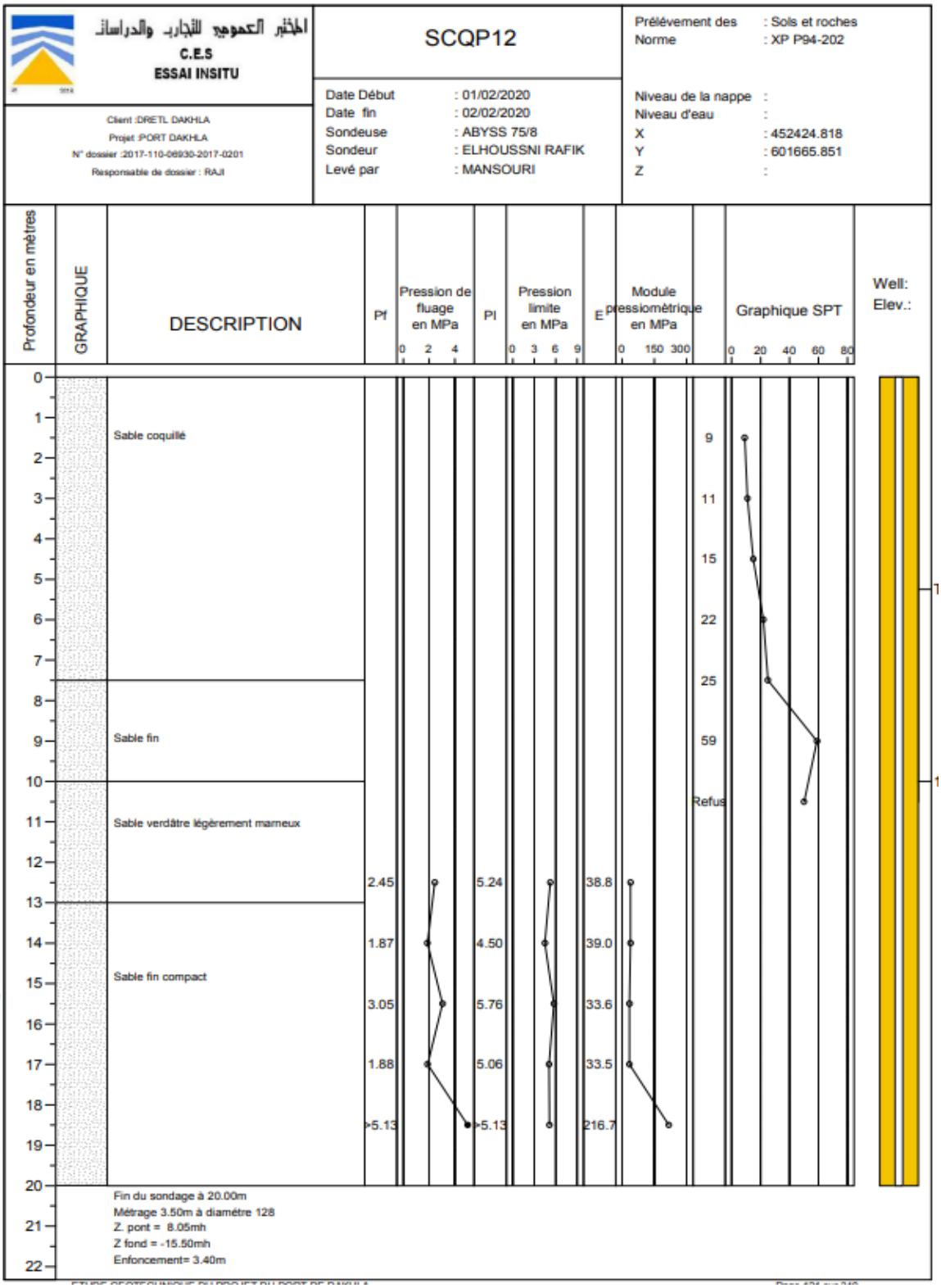


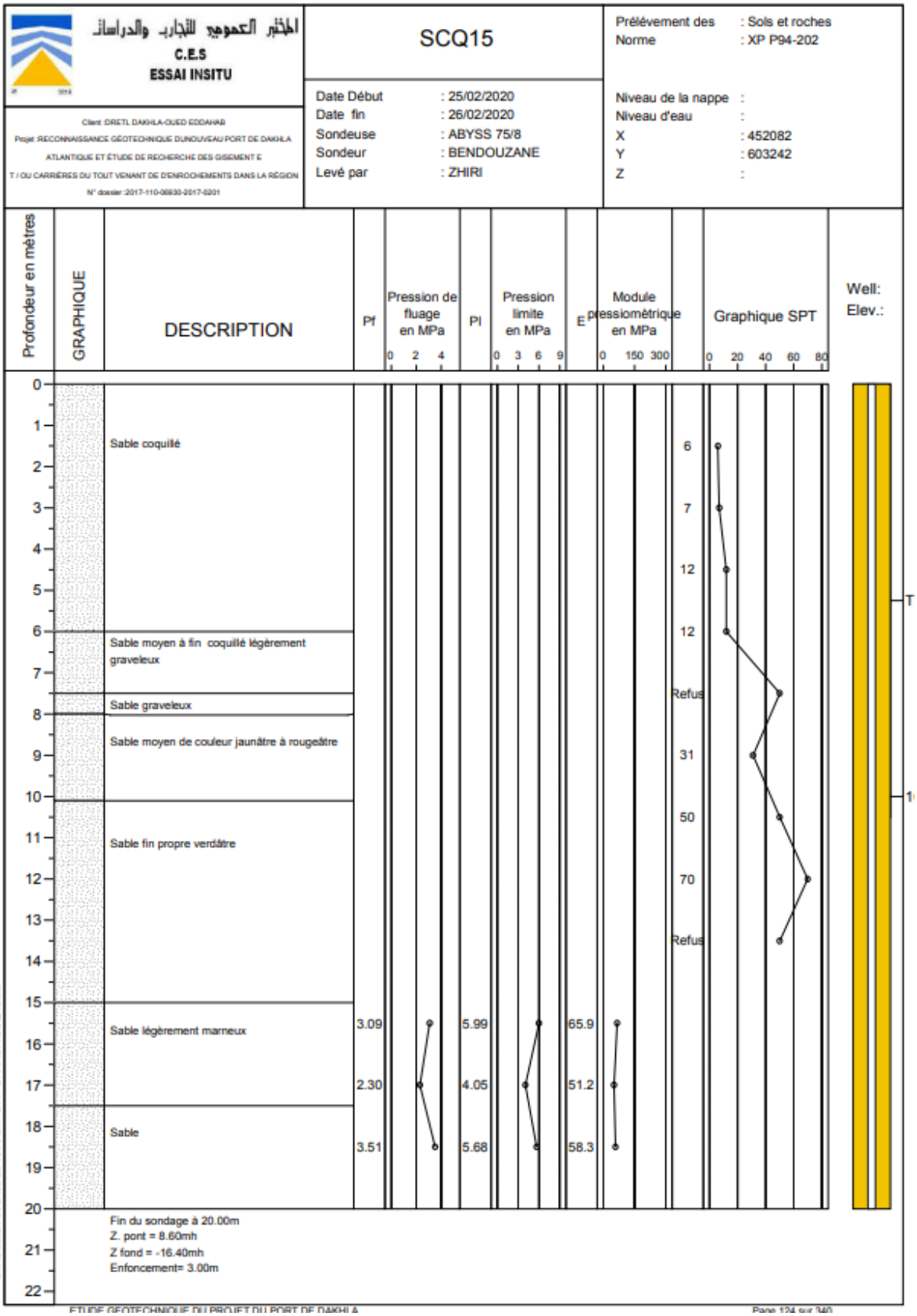
Figure 70 Schéma de défense tronconique

La défense choisie produit un effort horizontal d'intensité : 1269 KN. Et comme les SCN absorbent 72% de l'effort, l'effort maximal qui sera transmis à la structure est :

$$\boldsymbol{A_C = 355.32\ KN}$$

Annexe : les données géotechniques




C.E.S
ESSAI INSITU
SCQ15
Prélèvement des : Sols et roches
Norme : XP P94-202
Date Début : 25/02/2020
Date fin : 26/02/2020
Sondeuse : ABYSS 75/8
Sondeur : BENDOUZANE
Levé par : ZHIRI
Niveau de la nappe :
Niveau d'eau :
X : 452082
Y : 603242
Z :
Client :DRETL DAKHLA-OUED EDDAHAB
Projet :RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE D'UNOUVEAU PORT DE DAKHLA ATLANTIQUE ET ÉTUDE DE RECHERCHE DES GISEMENT E T / OU CARRIÈRES DU TOUT VENANT DE D'ENROCHEMENTS DANS LA RÉGION
N° dossier :2017-110-0893-2017-0201
Profondeur en mètres
GRAPHIQUE
DESCRIPTION
Pf
Pression de fluage en MPa
0 2 4
Pl
Pression limite en MPa
0 3 6 9
E
Module pressiométrique en MPa
0 150 300
Graphique SPT
0 20 40 60 80
Well:
Elev.:
Sable coquillé
Sable moyen à fin coquillé légèrement graveleux
Sable graveleux
Sable moyen de couleur jaunâtre à rougeâtre
Sable fin propre verdâtre
Sable légèrement marneux
Sable
3.09
2.30
3.51
5.99
4.05
5.68
65.9
51.2
58.3
6
7
12
12
Refus
31
50
70
Refus
Fin du sondage à 20.00m
Z. pont = 8.60mh
Z fond = -16.40mh
Enfoncement= 3.00m
ETUDE GEOTECHNIQUE DU PROJET DU PORT DE DAKHLA
Page 124 sur 340

Annexe Calcul de stabilité externe

				ELU-FONDAMENTAL				ELU-Accidentel	ELS-Rare-quasi permanent		
				Glissement et Excentrement		Poinconnement		Tous les critères	Excentrement Poinconnement		
Charges Verticales		V/H	MvMh	ELUF1	ELUF2	ELUF1-p	ELUF2-p	ELU-S	ELSR1	ELSR2	ELSQP
Permanents	Poids propre	12750.27	122729.41	0.90	0.90	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
	Poussée de terre	697.51	12237.53	0.90	0.90	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
	Sous Pression	-4084.75	-50514.80	1.35	1.35	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
Exploitation	Surcharge de terre	2222.78	24817.67	0.00	0.00	1.50	1.16	0.40	1.00	0.77	0.40
	Portique	819.00	2457.00	0.00	0.00	0.96	1.25	0.50	0.77	1.00	0.50
Sismique	poids dynamique	-245.48	-2285.21	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	Poussée de terre dynamique	365.43	6409.57	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	Poussée de surchage Dynamique	154.00	2596.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00
Charges Horizontales											
Permanents	Poussée de terre	-1370.71	-10044.79	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
	Hydrostatique coté terre	-1453.73	-11458.52	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
	Hydrostatique coté mer	2019.81	16801.10	0.90	0.90	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
Exploitation	Poussée de surcharge	-512.68	-4587.90	1.50	1.16	1.50	1.16	0.40	1.00	0.77	0.40
	Poussée de portique	-311.18	-1579.26	0.96	1.25	0.96	1.25	0.50	0.77	1.00	0.50
	Potique horizontale	-163.80	-11358.27	0.96	1.25	0.96	1.25	0.50	0.77	1.00	0.50
Sismique	Poussée de terre dynamique	-1582.22	-11479.75	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	Poussée de surcharge	-579.41	-5107.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00
	Dépression	503.49	-4009.79	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	Surpression	-254.66	-2129.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00

			ELU-FONDAMENTAL				ELU-Accidente	ELS-Rare-quasi permanent		
			Glissement et Excentrement		Poinconnement		Tous les critères	Excentrement Poinconnement		
Vérification			ELUF1	ELUF2	ELUF1-p	ELUF2-p	ELU-S	ELSR1	ELSR2	ELSQP
Glissement Fondamental	V		6588.5849	6588.6						
	H		3221.3503	3181						
	tan δk	0.6								
	γr;h	1.1								
	γr;hd	0.9								
	tan δk/(γr;h*γr;hd*H)		1.2395677	1.2553						
	Rd		3993.0818	3993.1						
	Verification		Vérifie	Vérifie						
Glissement Sismique	V						10843.1895			
	H						2659.55314			
	tan δk	0.6								
	γΦ'	1.25								
	Rd						5204.73097			
	Verification	1.95699					Vérifie			
Limitation de l'excentrement du chargement	B	18.55								
	d		3.040495	2.7162			6.39847864	7.52344	7.134	7.747543
	e		6.234505	6.5588			2.87652136	1.75156	2.141	1.527451
	1-2e/B		0.3278162	0.2929			0.68986293	0.81115	0.769	0.835315
	Admissible		0.0666667	0.0667			0.5	0.5	0.5	0.5
	Verification		Vérifie	Vérifie			Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie
Poinconnement	L	23.05								
	Vd				18601	18069	10843.1895	12216.4	11894	10661.64
	γ'	1.1		e	1.1758	1.491	2.87652136	1.75156	2.141	1.527451
	B'			le	16.198	15.57	12.7969573	15.0469	14.27	15.4951
	Φ'	42								
	Nq	35.8945								
	Nγ	62.8384								
	sq	1								
	bq	1								
	iq				1.4212	1.427	1.93105581	1.47286	1.485	1.393592
	qnet				795.67	767.7	854.061521	765.343	732.1	746.3069
	γr;v				1.4	1.4	1.2	2.3	2.3	2.3
	γr;vd	1.7								
	Rv,d				124824	1E+05	123491.378	67941.8	61573	68171.99
	Verification				Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie

Annexe : Stabilité interne

Caractéristique des matériaux et les conditions limites :

Béton :

. La résistance de calcul du béton f_{cd} est définie par la formule suivante :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = 30\text{MPa}$$

- f_{ck} : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours prise égale à 45 MPa ;
- γ_c : coefficient partiel relatif au béton ;
- α_{cc} : coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression du béton et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée. Pour la vérification de la résistance à la flexion et/ou à l'effort normal des sections à l'ELU, il convient de prendre $\alpha_{cc} = 0{,}85$. Pour les autres effets, on peut prendre $\alpha_{cc} = 1{,}00$.

Tableau 45 Caractéristique mécanique de béton

Classe du béton	C45/55
Résistance caractéristique en compression sur cylindre à 28 jours	$f_{ck} = 45\text{MPa}$
Valeur moyenne de la résistance à la compression	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53\text{MPa}$
Valeur moyenne à résistance à la traction	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}{}^{2/3} = 3{,}8\text{MPa}$
Fractille 5% de la résistance à la traction	$f_{ctk0.05} = 1.8\text{MPa}$
Fractille 95% de la résistance à la traction	$f_{ctk0.95} = 2{,}2\text{MPa}$
Module d'élasticité	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 36\text{GPa}$

L'Eurocode 2 présente deux diagrammes contraintes-déformations pour la justification des sections béton armé
Dans notre projet, on adopte le diagramme parabole rectangle :

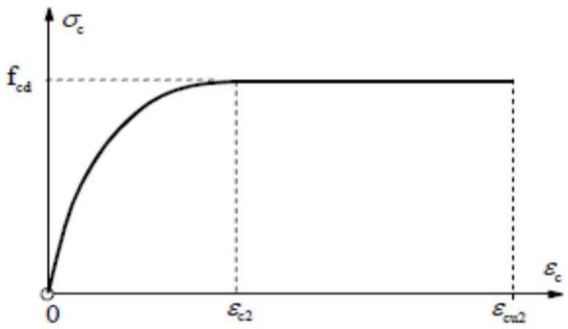


Figure 71 Diagramme parabole-rectangle pour le béton comprimé

$\varepsilon_{c2} = 0.2\%$: est la déformation atteinte pour la contrainte maximale, telle qu'il est indiqué.

$\varepsilon_{cu2} = 0.35\%$: est la déformation ultime.

Les ciments Prise Mer (PM) et Prise Mer avec cendres volantes (PM-CV) appartiennent à la catégorie de ciment N selon la norme européenne NF EN 197-1.

La maîtrise de la fissuration étant le cas le plus défavorable pour le calcul du ferraillage du caisson, vu l'exposition de ses parois à l'agressivité de l'eau de mer, on procède au calcul des armatures nécessaires pour la vérification de la fissuration dans l'ouvrage.

On trouve la valeur limite de l'ouverture calculée des fissures dans le tableau :

Classes d'exposition	Sous combinaison quasi permanente des charges
X0, XC1	w_{max} = 0,4 mm(1) s'il y a une exigence vis-à-vis de l'aspect
XC2, XC3, XC4	w_{max} = 0,3 mm(2)
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	w_{max} = 0,3 mm (0,2 mm pour l'Annexe nationale française)
XD3	Dispositions particulières fonction de la nature de l'agent agressif impliqué(3).

Figure 72 Tableau Ouverture de fissuration maximale selon la classe d'exposition

Une partie de l'ouvrage est submergée en permanence dans l'eau de mer, ainsi notre classe d'exposition est XS2.

On conclut que la valeur limite de l'ouverture calculée des fissures est donc de 0,20 mm sous combinaison quasi-permanente de charges.

Les règles relatives aux épaisseurs minimales d'enrobage répondent à la nécessité de protéger les armatures de l'agression du milieu extérieur pour assurer aussi la durabilité du béton armé. Leur valeur dépend de la sévérité des conditions auxquelles sera soumis l'ouvrage (intensité des actions, agressivité du milieu environnant).

Acier :

Pour les calculs courants, on peut utiliser l'un des deux diagrammes suivants (Art 3.2.7 de l'EN

1992.1) :

Soit un diagramme avec palier de plasticité, sans limitation d'allongement de l'acier et avec une contrainte maximale f_{yk}/γ_s;

Soit un diagramme avec droite inclinée avec une limite de déformation égale à ε_{ud} et une contrainte maximale kf_{yk}/γ_s pour ε_{uk}, avec $k = \left(f_t/f_y\right)_k$.

Comme pour le BAEL 91, le coefficient partiel de sécurité γ_s vaut 1.15 pour les situations durables ou transitoires et 1 pour les combinaisons accidentelles.

La valeur recommandée de la limite de déformation ε_{ud} est $0{,}9\varepsilon_{uk}$.

Dans ce cas, pour un allongement ε, la contrainte σ est donnée par l'expression :

$$\sigma = f_{yd}\left(1 + \frac{(k-1)(\varepsilon_s - \varepsilon_{s0})}{(\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{s0})}\right)$$

Avec

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

$$E_s = 200GPa$$

Les propriétés des armatures compatibles avec l'utilisation des Eurocodes sont données dans le Tableau C1 de l'EN 1992-1-1 [6] en fonction de la classe des aciers.

L'EN 1992-1-1 définit trois classes de ductilité :

- Classe A : ductilité normale (treillis soudés formés de fils tréfilés ou laminés à froid) ;
- Classe B : haute ductilité (barres HA laminées à chaud) ;
- Classe C : très haute ductilité (aciers réservés à des usages spéciaux ; constructions parasismiques).

Pour ce projet la classe C pour tablier, $\varepsilon_{uk} > 7.5\%$ et $k = \left(f_t/f_y\right)_k > 1{,}08$.

La valeur de calcul de la limite élastique garantie f_{yd} est définie par :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

γ_s est le coefficient de sécurité partiel qui vaut 1.15 sauf pour les combinaisons accidentelles où il vaut 1 , la limite d'élasticité en générale $f_{yk} = 500MPa$

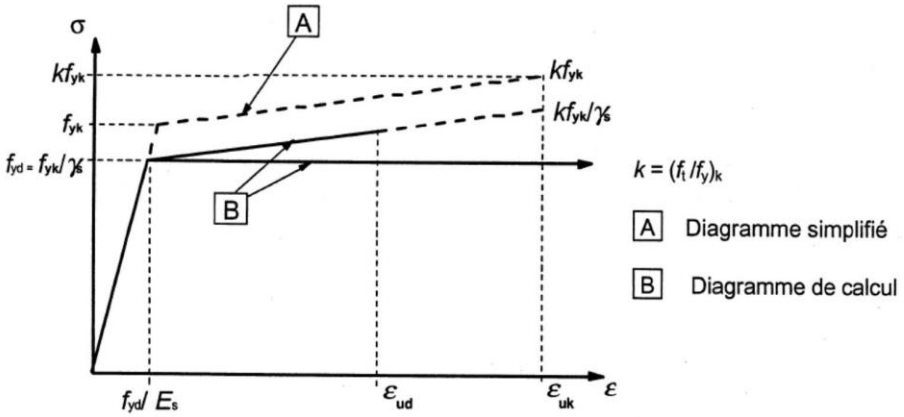


Figure 73 Diagramme contrainte-déformation simplifié diagramme de calcul pour les aciers du béton armé (tendus ou comprimés)

Combinaisons de charges utilisées :

Pour la détermination des combinaisons d'actions, on s'est reposé sur les Eurocodes ainsi que les Recommandations pour le calcul aux états limites des Ouvrages en Site Aquatique (ROSA 2000).

On distingue deux états limites pour le dimensionnement (armatures et béton) :

- Des états limites ultimes (ELU) :

– Résistance ; stabilité de forme ; équilibre statique ; fatigue ;

- Des états limites de service (ELS) atteints par :

– Dépassement des contraintes-limites en service ; Fissuration ; Déformation ; Vibration

Tableau 46 Les coefficients de combinaison de charges utilisées

Combinaisons	P_r	Q_s	A_C	P_{ou}
ELUF1	1.35	1.5	1.5	0.9625
ELUF2	1.35	1.155	1.5	0.9625
ELUF3	1.35	1.155	1.5	1.25
ELSQ	1	0.4	0.2	0.5
ELSC1	1	1	1	0.77
ELSC2	1	0.77	1	0.77
ELSC3	1	0.77	1.	1
ELSF1	1	1	0	0.65
ELSF2	1	0.5	1	0.65
ELSF3	1	0.5	0	1

$P_r = charges\ permanent$;$Q_s = Surcharge$ $A_C = Accostage$ $P_{ou} = Potique$

Extraction des Sollicitations :

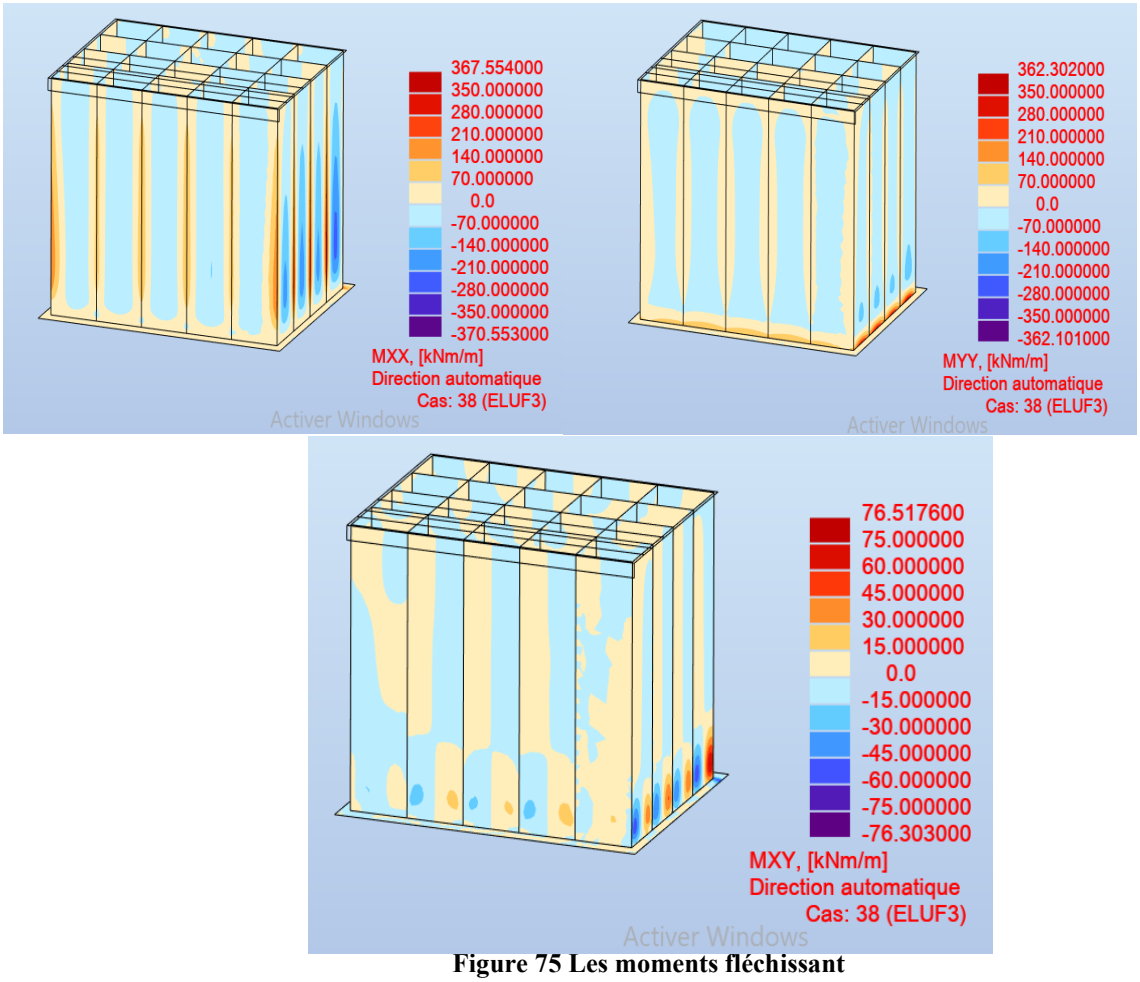


Figure 75 Les moments fléchissant

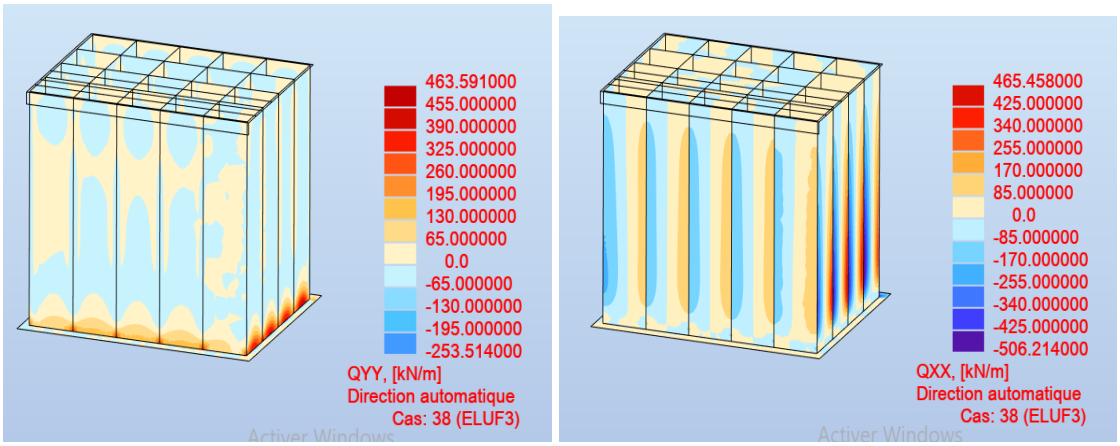
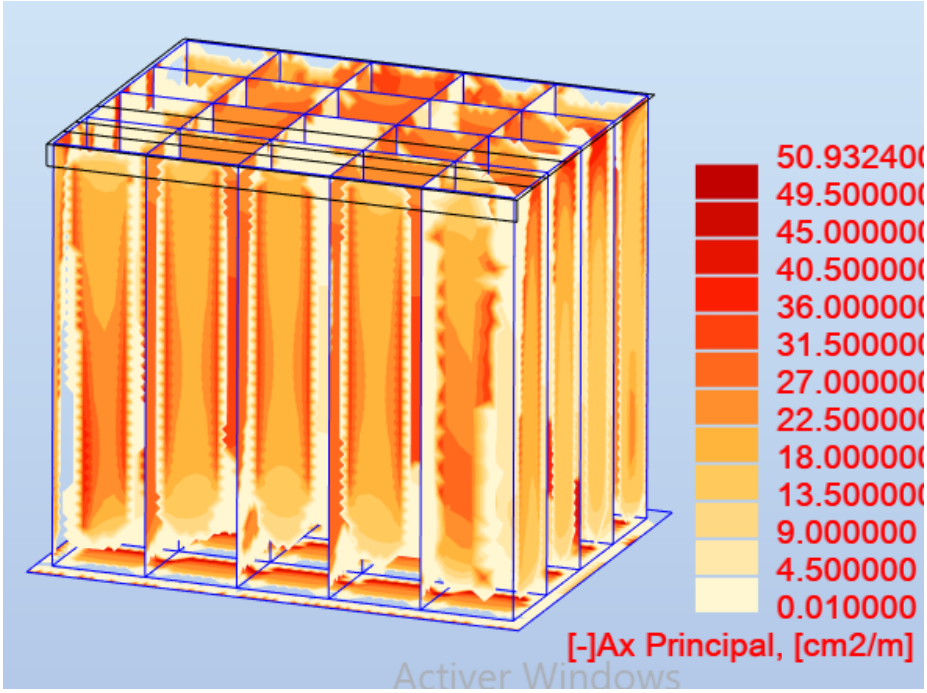
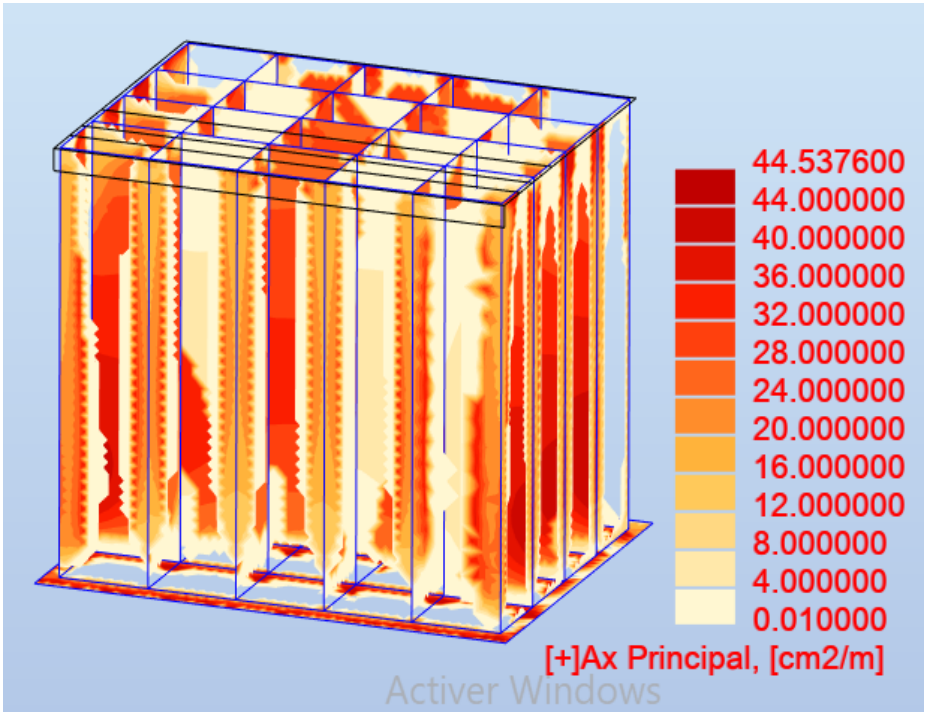
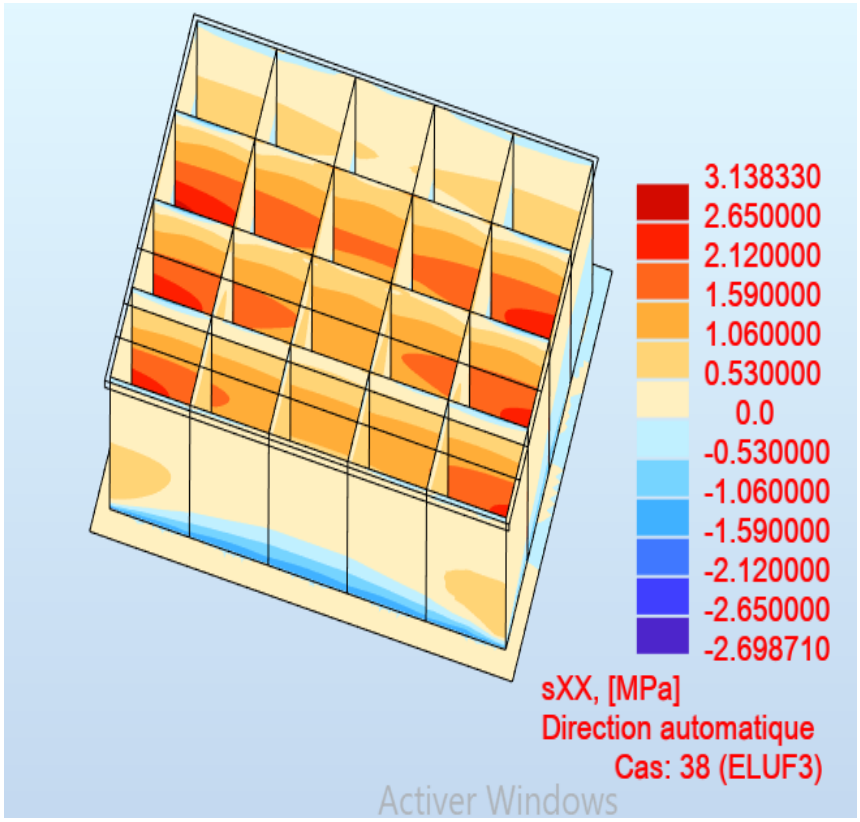
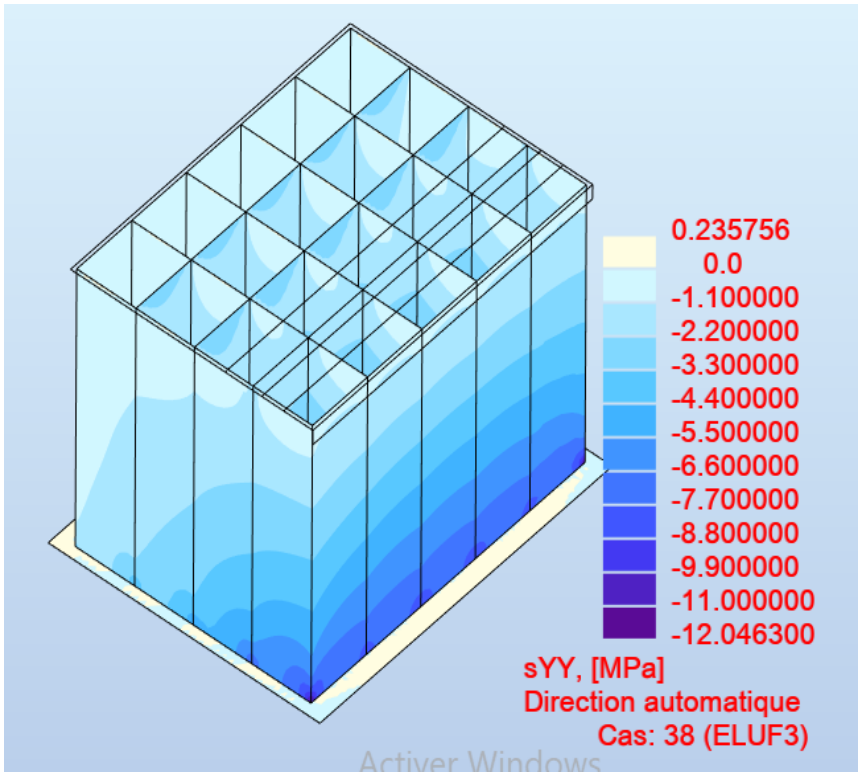


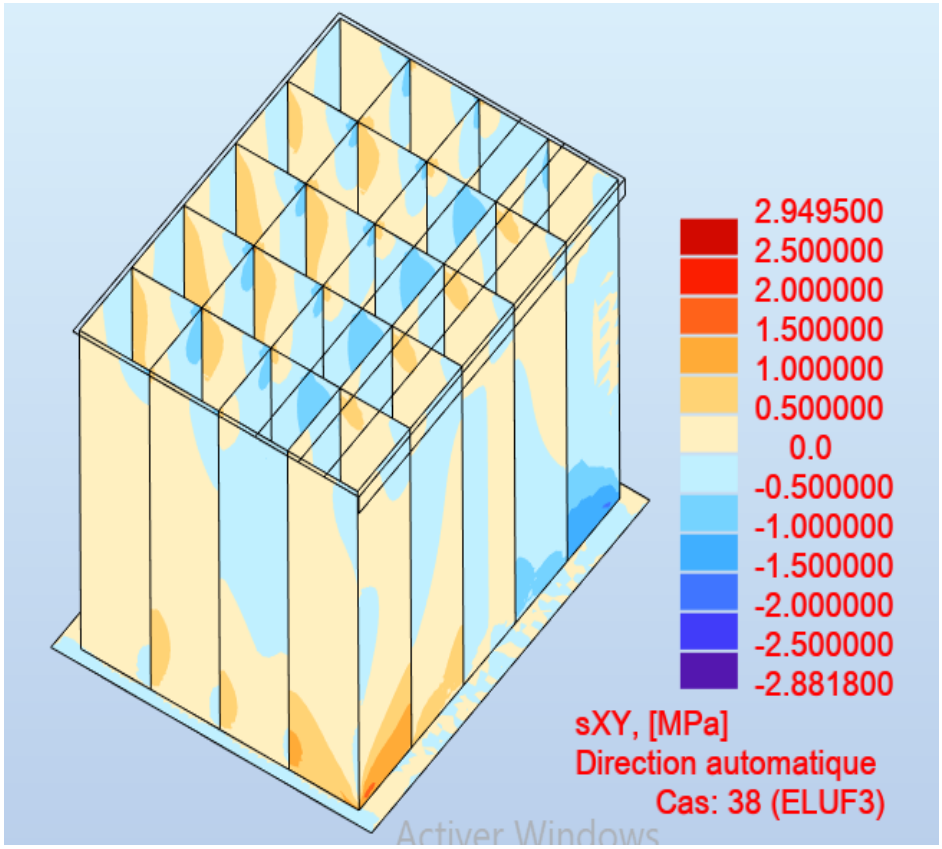
Figure 74 Les efforts tranchants

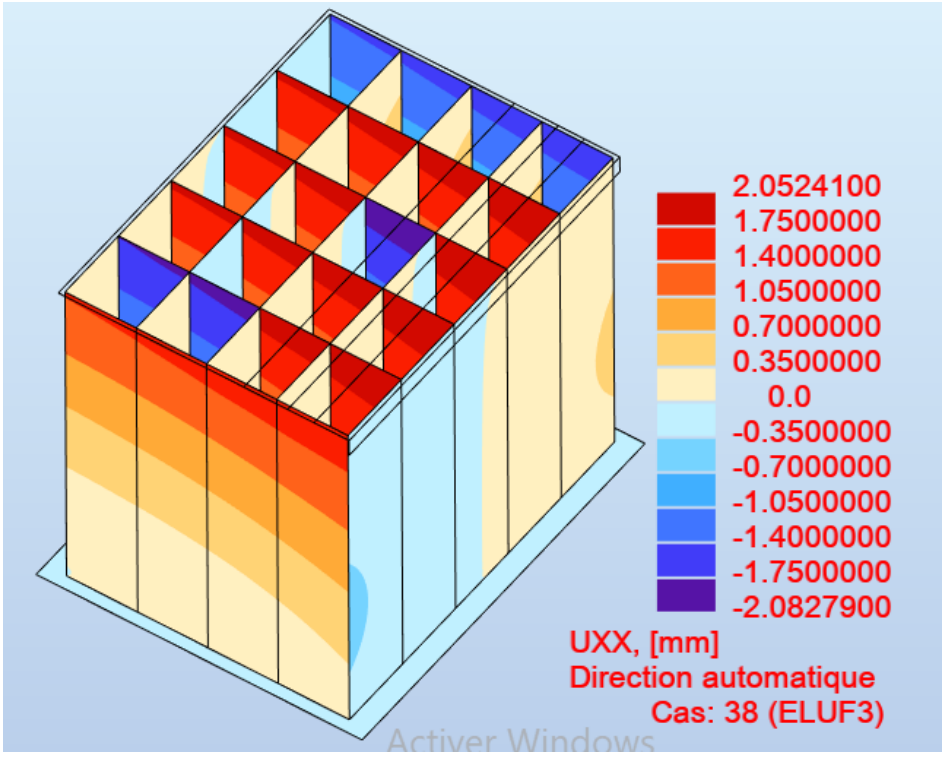

50.932400
49.500000
45.000000
40.500000
36.000000
31.500000
27.000000
22.500000
18.000000
13.500000
9.000000
4.500000
0.010000
[-]Ax Principal, [cm2/m]

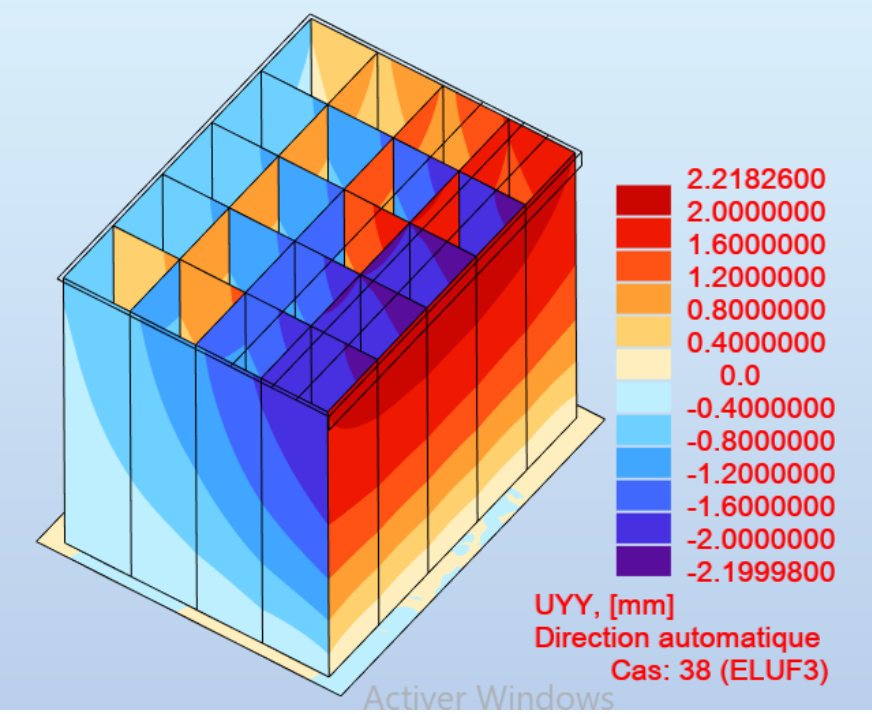

44.537600
44.000000
40.000000
36.000000
32.000000
28.000000
24.000000
20.000000
16.000000
12.000000
8.000000
4.000000
0.010000
[+]Ax Principal, [cm2/m]


3.138330
2.650000
2.120000
1.590000
1.060000
0.530000
0.0
-0.530000
-1.060000
-1.590000
-2.120000
-2.650000
-2.698710
sXX, [MPa]
Direction automatique
Cas: 38 (ELUF3)
Activer Windows


0.235756
0.0
-1.100000
-2.200000
-3.300000
-4.400000
-5.500000
-6.600000
-7.700000
-8.800000
-9.900000
-11.000000
-12.046300
sYY, [MPa]
Direction automatique
Cas: 38 (ELUF3)
Activer Windows


2.949500
2.500000
2.000000
1.500000
1.000000
0.500000
0.0
-0.500000
-1.000000
-1.500000
-2.000000
-2.500000
-2.881800
sXY, [MPa]
Direction automatique
Cas: 38 (ELUF3)


2.0524100
1.7500000
1.4000000
1.0500000
0.7000000
0.3500000
0.0
-0.3500000
-0.7000000
-1.0500000
-1.4000000
-1.7500000
-2.0827900
UXX, [mm]
Direction automatique
Cas: 38 (ELUF3)



Poutre de couronnement :

Sollicitations :

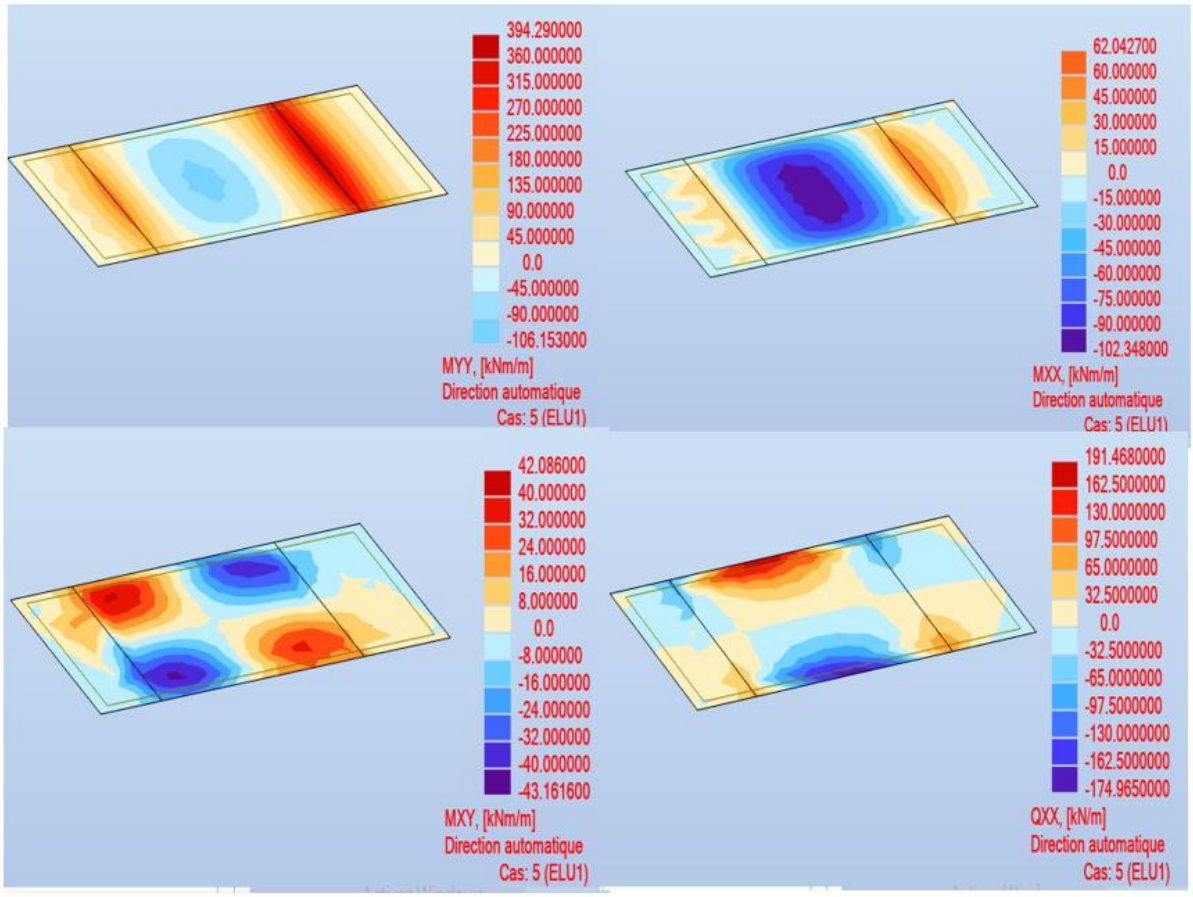


Figure 76 Sollicitations pour la dalle inférieure

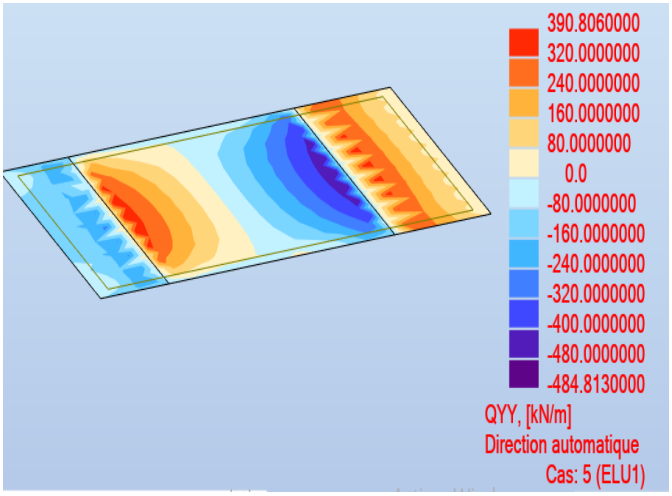


Figure 77 Efforts tranchants dalle inférierue

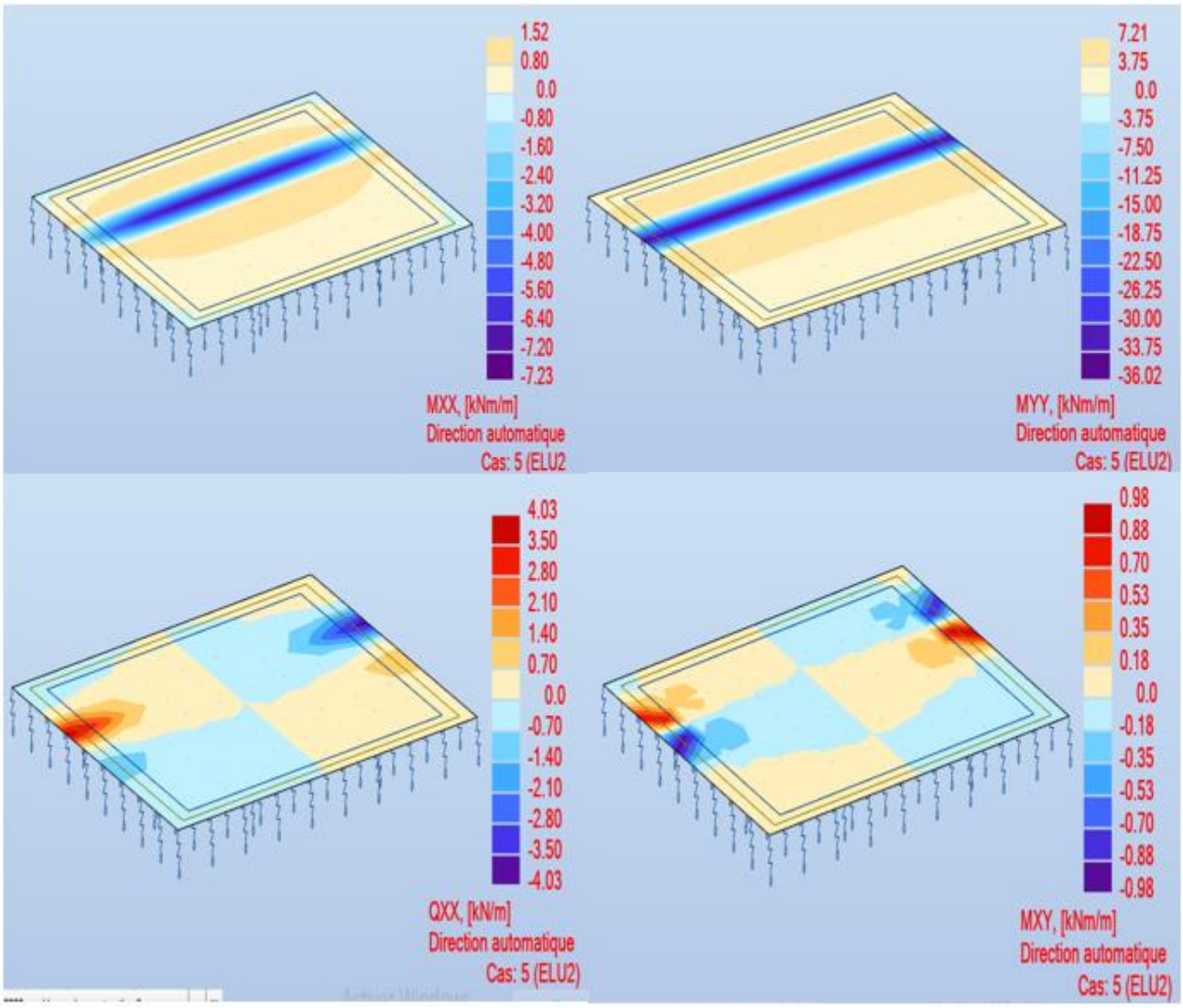


Figure 78 Sollicitations pour la dalle supérieure

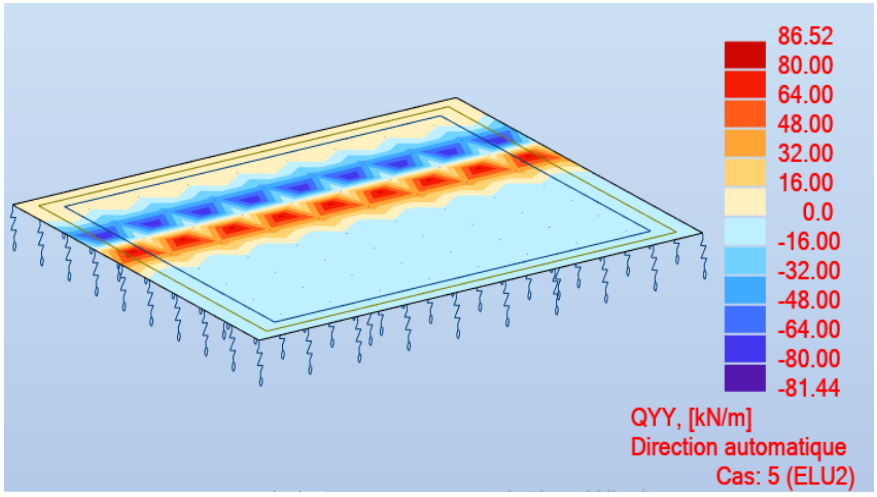


Figure 79 Efforts tranchants y de la dalle supérieure

Effet thermique :

On considère un gradient thermique de +25°C qui correspond à une température de base de +25°C, associée d'une élévation de température des faces exposées jusqu'à +50°C

Nous établirons un bilan thermique sur un élément de volume $d\tau$ situé dans un volume de contrôle de géométrie rectangulaire

$$d\tau = dx * S$$

$$\delta Q = dU_{intrne}$$

$$\delta Q = (j_{cd}(x,t) - j_{cd}(x+dx,t) * S * dt = \lambda_b * S * dt * \frac{\partial T}{\partial x}$$

Loi de joseph Fourier $j_{cd}(x,t) = -\lambda_b * \overrightarrow{grad(T)}$

$$dU_{intrne} = m * c * dT = \rho * c * S * dx * dT$$

L'équation différentiel de chaleur de $T(x,t)$:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} = \frac{\rho * c}{\lambda_b} * \frac{\partial T}{\partial t}$$

Avec les conditions limites : $T(0,t) = 50°C$ $T(e,t) = 25°C$ pour t>0

Pour une solution analytique approximative, nous pouvons utiliser la méthode de séparation des variables ou des solutions par séries de Fourier. Cependant, la solution exacte nécessite des calculs complexes qui sont généralement réalisés numériquement.

$$T(x,t) = X(x) * T(t)$$

$$\Delta T(x,t) = \sum_{n=1}^{+\infty} D_n(\sin\frac{n\pi x}{e}) e^{-\left(\frac{n\pi x}{e}\right)^2 * K * t}$$

Avec

K : diffusivité thermique $K = \frac{\lambda_b}{\rho * c} = 7.56 * 10^{-7} m^2.s^{-1}$ en

λ_b : conductivité thermique du béton prise $\lambda_b = 1.7\ W.m^{-1}.K^{-1}$

ρ : masse volumique du béton prise, $\rho = 2500\ Kg.m^{-3}$

c : capacité thermique massique du béton $c = 900\ W.Kg^{-1}.K^{-1}$

- **L'épaisseur de dilatation thermique e :**

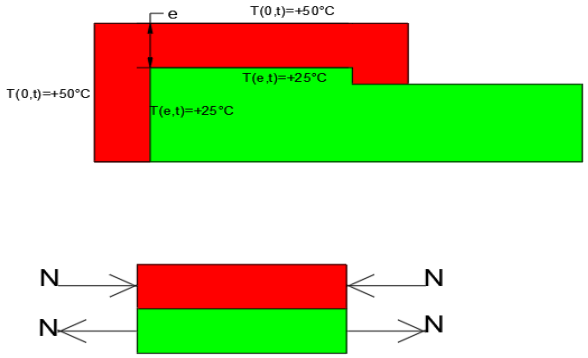


Figure 80 Dessin descriptif pour le gradient thermique

Pour obtenir une estimation rapide de l'épaisseur e, nous utiliserons une solution simplifiée basée sur l'idée que la diffusion thermique atteint un état quasi-stationnaire à une certaine profondeur.

Pour une première approximation, nous pouvons utiliser le concept de la profondeur de pénétration thermique $d = 2 * \sqrt{K * t}$

Si nous voulons que la température atteigne une certaine profondeur e à un temps t, alors $e = 2 * \sqrt{K * t}$

Si nous considérons un temps t après lequel nous souhaitons que la température se stabilise à l'intérieur du béton, disons après 1 jour (86400 secondes),

Donc $e = 2 * \sqrt{7.56 * 10^{-7} * 86400} = 0.52m$

Pour plus de sécurité, on va travailler avec 80cm

- **Contrainte thermique σ_t**

Supposons que la température varie linéairement à travers l'épaisseur de la poutre e

$$T(x) = T(0,t) + \left(\frac{T(0,t) - T(e,t)}{e}\right) = 50 + \frac{50 - 25}{0.8} * x = 50 + 31.25x$$

Ce gradient thermique va créer un effort normal N, de part et d'autre du plan séparateur des deux épaisseurs, qui tend à tendre l'épaisseur intérieure. L'effort crée un moment qui tend à fléchir le massif interne de béton.

La contrainte thermique σ_t dans la poutre due au gradient thermique est donnée par :

$$\sigma_t = E * K * \Delta T$$

$$\sigma_t = 36 * 10^9 * 7.56 * 10^{-7} * 25 = 6.804\ MPa$$

$$N = \sigma_t * A = 57.1536\ MN$$

Avec :

- A : section transversale de la poutre
- E : le module d'élasticité du béton

➢ **Ferraillage :**

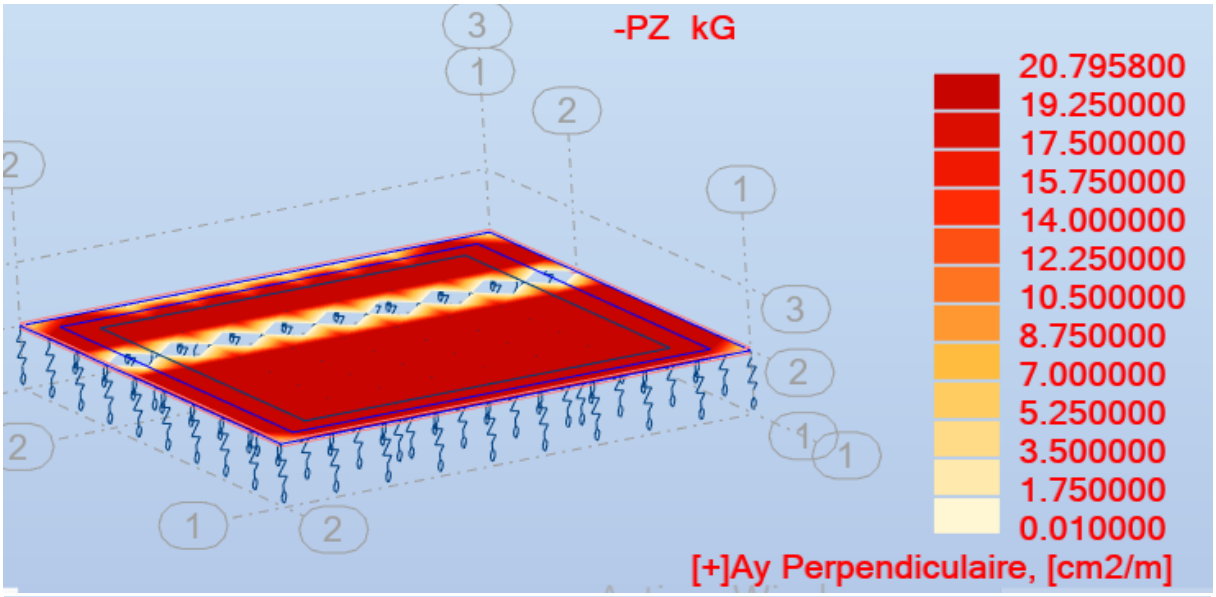
Nous devons dimensionner la section d'acier nécessaire pour résister à l'effort normal. L'effort normal total est repris par le béton et l'acier. Pour simplifier, nous considérons que l'acier reprend tout l'effort de traction dû au gradient thermique.

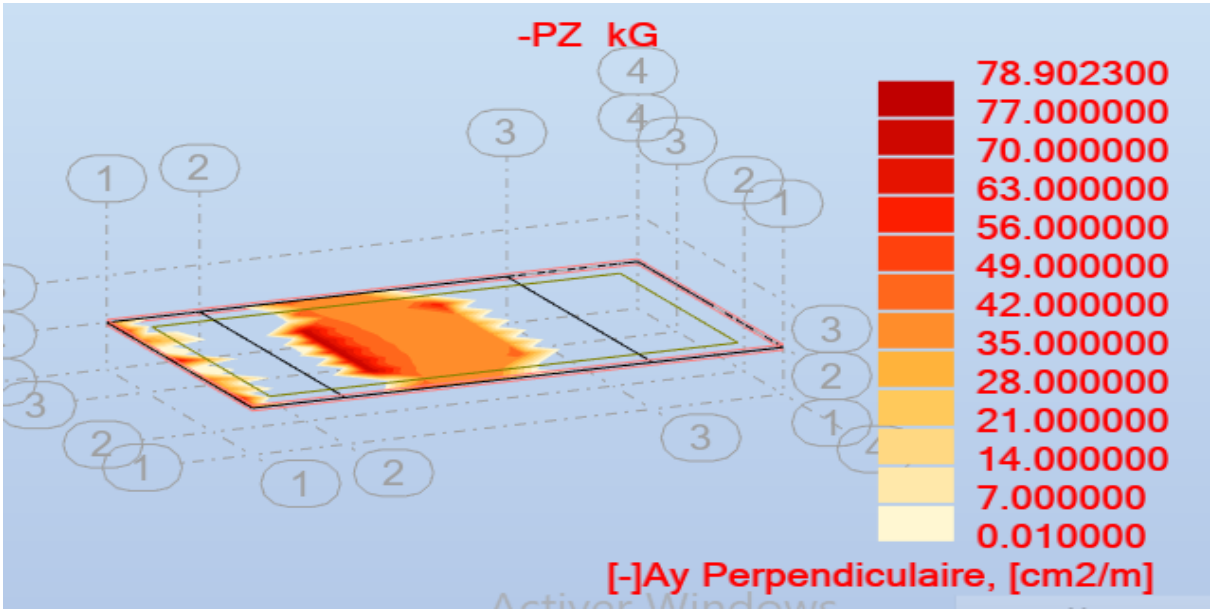
✓ **Section d'Acier Nécessaire A_s:**

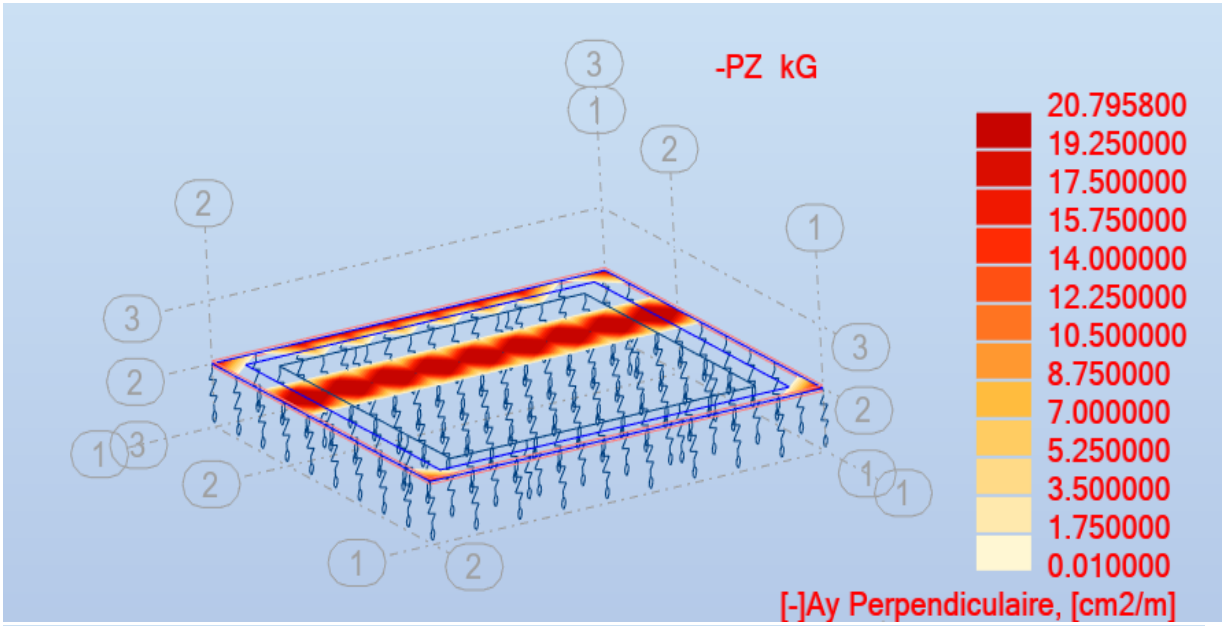
$$N = f_y * A_s$$

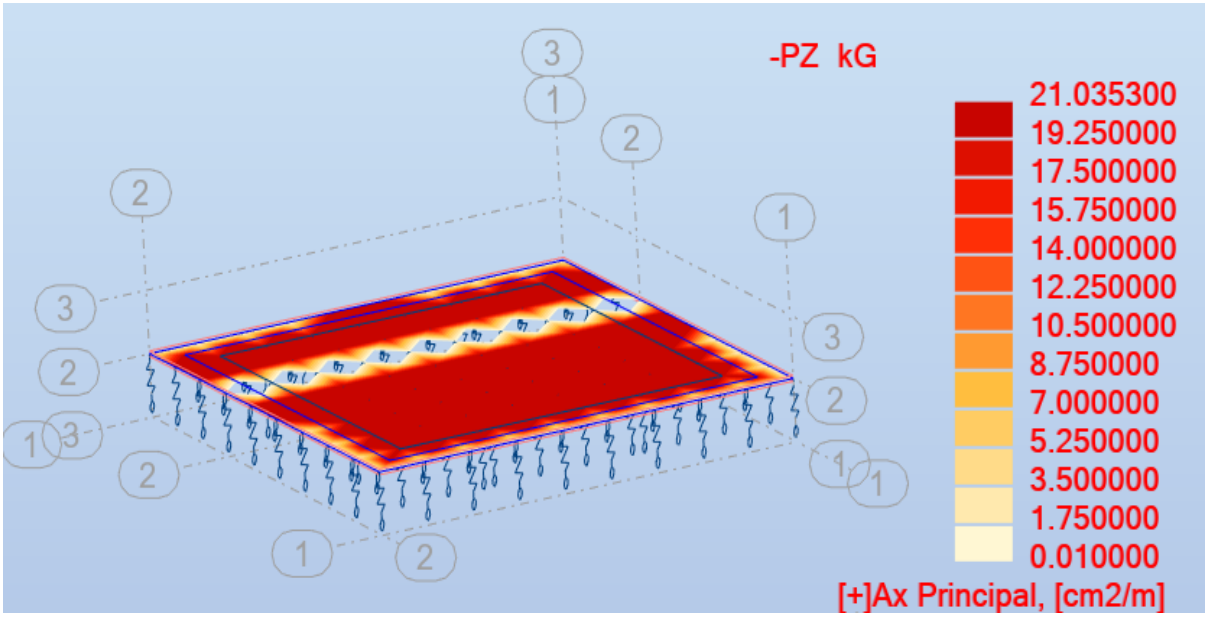
f_y : la limite d'élasticité de l'acier

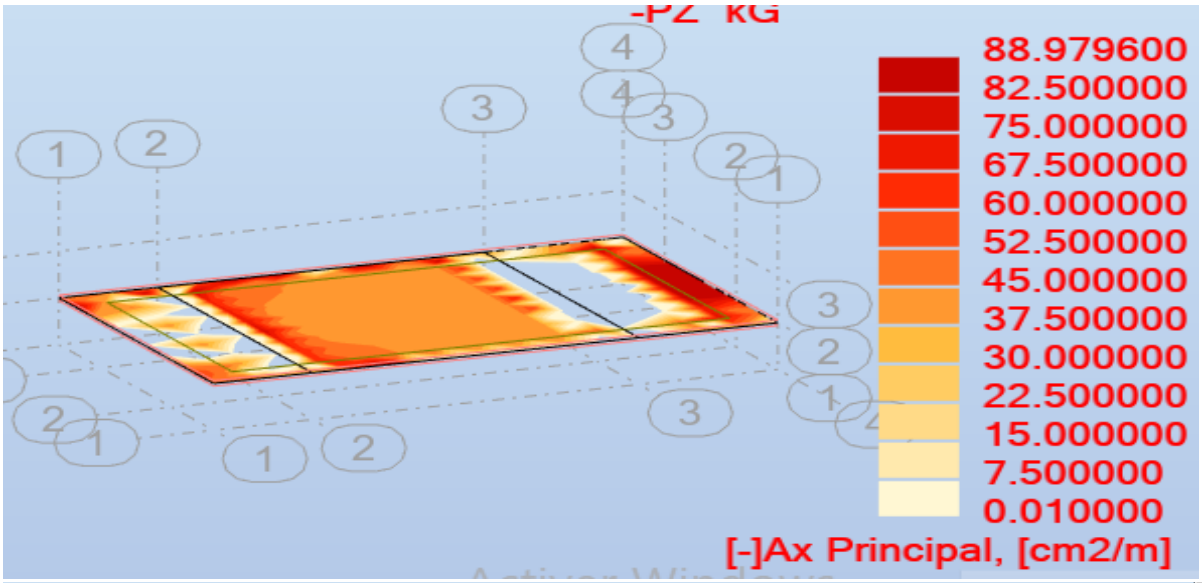
$$\boldsymbol{A_s = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{57.1536}{435} = 0.13138\ m^2 = 1313.87\ cm^2}$$

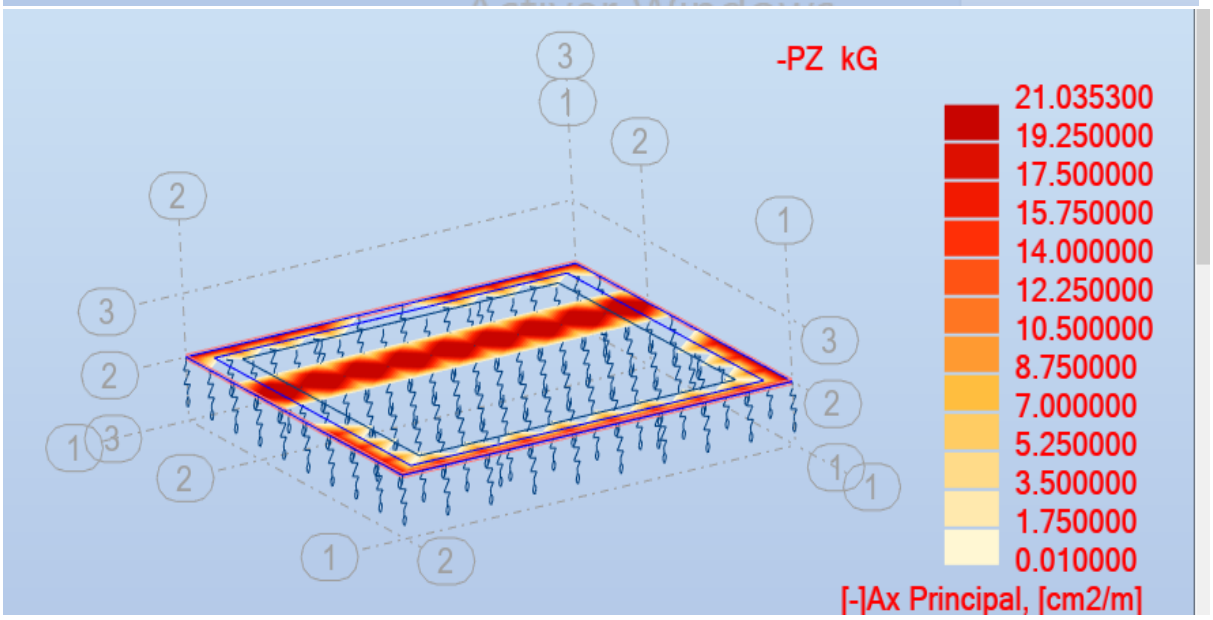

-PZ kG
20.795800
19.250000
17.500000
15.750000
14.000000
12.250000
10.500000
8.750000
7.000000
5.250000
3.500000
1.750000
0.010000
[+]Ay Perpendiculaire, [cm2/m]

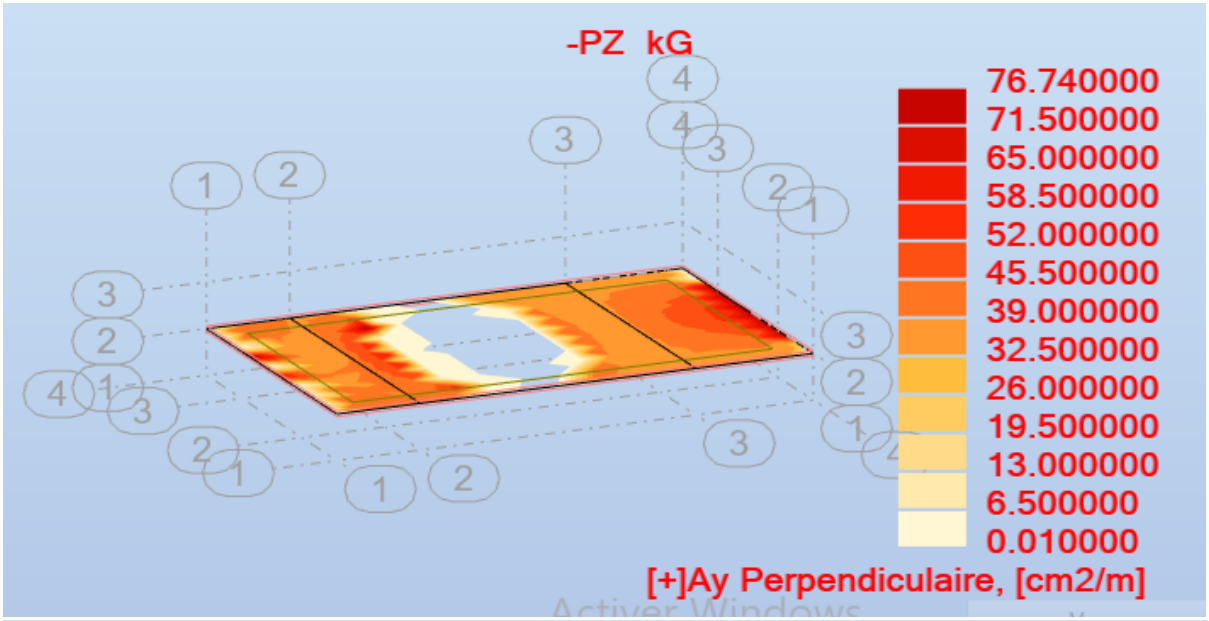

-PZ kG
78.902300
77.000000
70.000000
63.000000
56.000000
49.000000
42.000000
35.000000
28.000000
21.000000
14.000000
7.000000
0.010000
[-]Ay Perpendiculaire, [cm2/m]

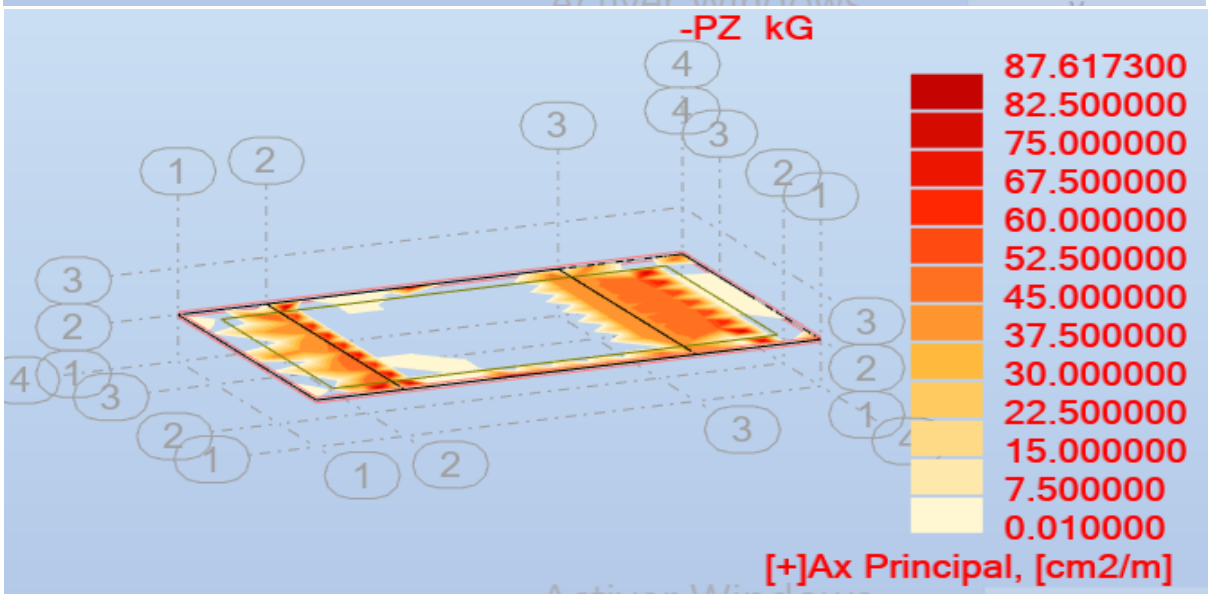

-PZ kG
20.795800
19.250000
17.500000
15.750000
14.000000
12.250000
10.500000
8.750000
7.000000
5.250000
3.500000
1.750000
0.010000
[-]Ay Perpendiculaire, [cm2/m]


-PZ kG
21.035300
19.250000
17.500000
15.750000
14.000000
12.250000
10.500000
8.750000
7.000000
5.250000
3.500000
1.750000
0.010000
[+]Ax Principal, [cm2/m]

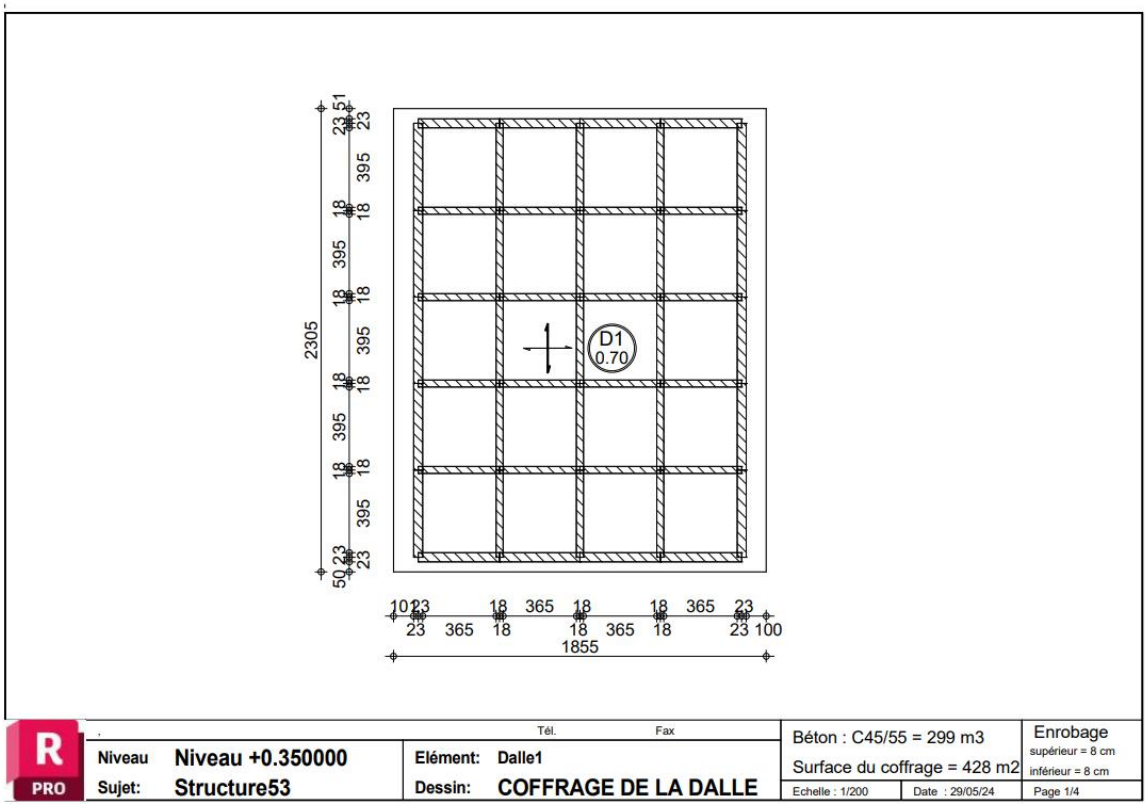

-PZ kG
88.979600
82.500000
75.000000
67.500000
60.000000
52.500000
45.000000
37.500000
30.000000
22.500000
15.000000
7.500000
0.010000
[-]Ax Principal, [cm2/m]

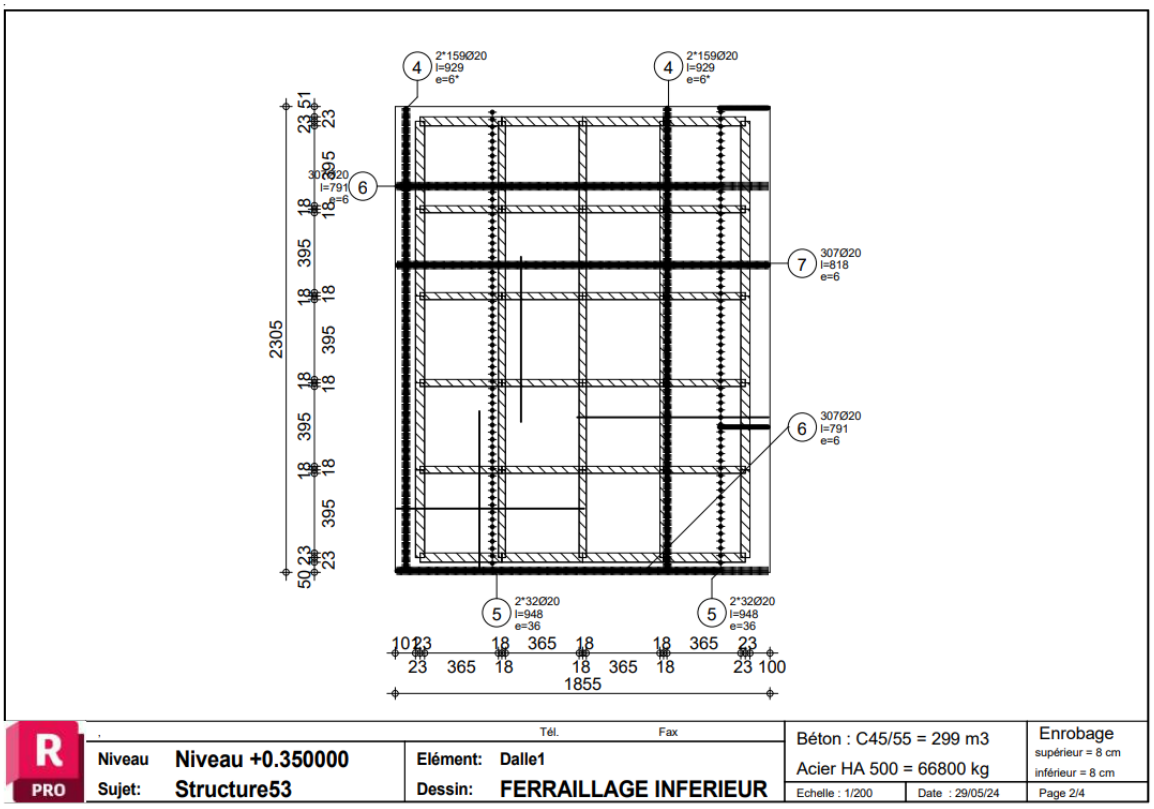

-PZ kG
21.035300
19.250000
17.500000
15.750000
14.000000
12.250000
10.500000
8.750000
7.000000
5.250000
3.500000
1.750000
0.010000
[-]Ax Principal, [cm2/m]

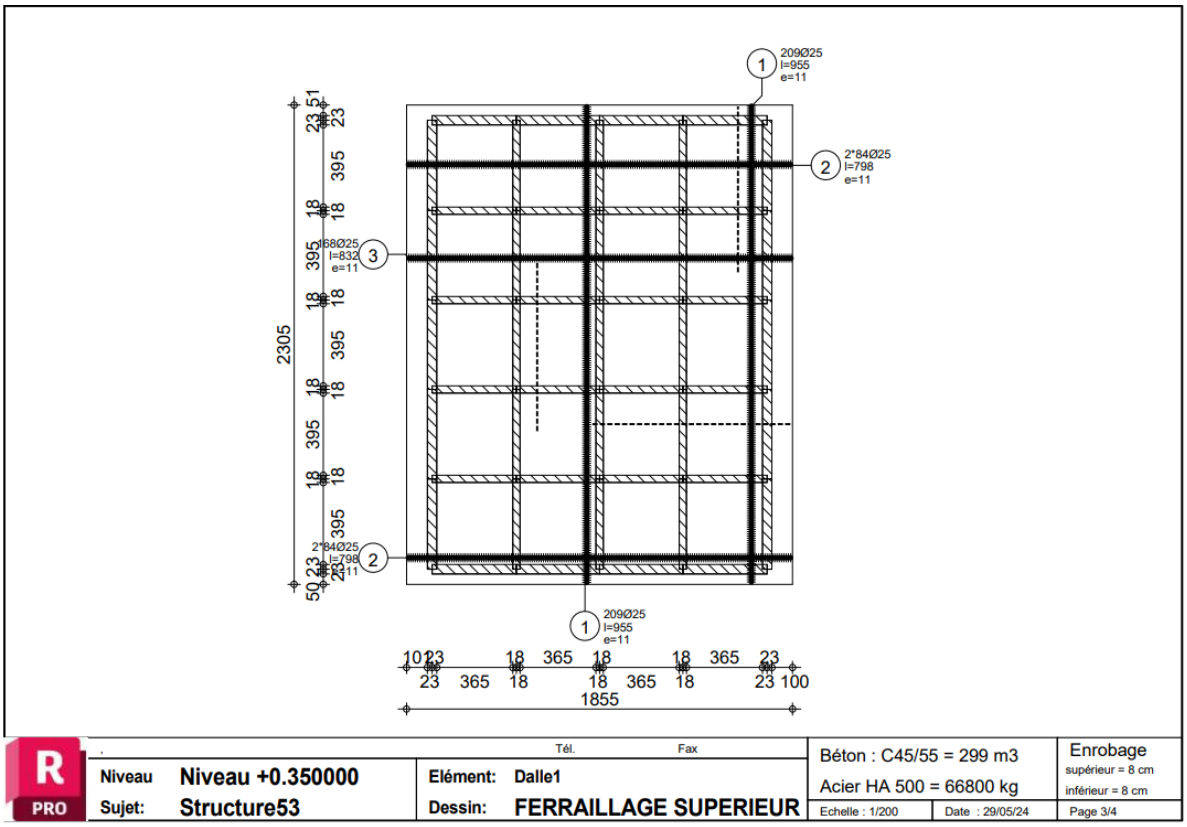

-PZ kG
76.740000
71.500000
65.000000
58.500000
52.000000
45.500000
39.000000
32.500000
26.000000
19.500000
13.000000
6.500000
0.010000
[+]Ay Perpendiculaire, [cm2/m]


-PZ kG
87.617300
82.500000
75.000000
67.500000
60.000000
52.500000
45.000000
37.500000
30.000000
22.500000
15.000000
7.500000
0.010000
[+]Ax Principal, [cm2/m]

Annexe : Plans de ferraillages

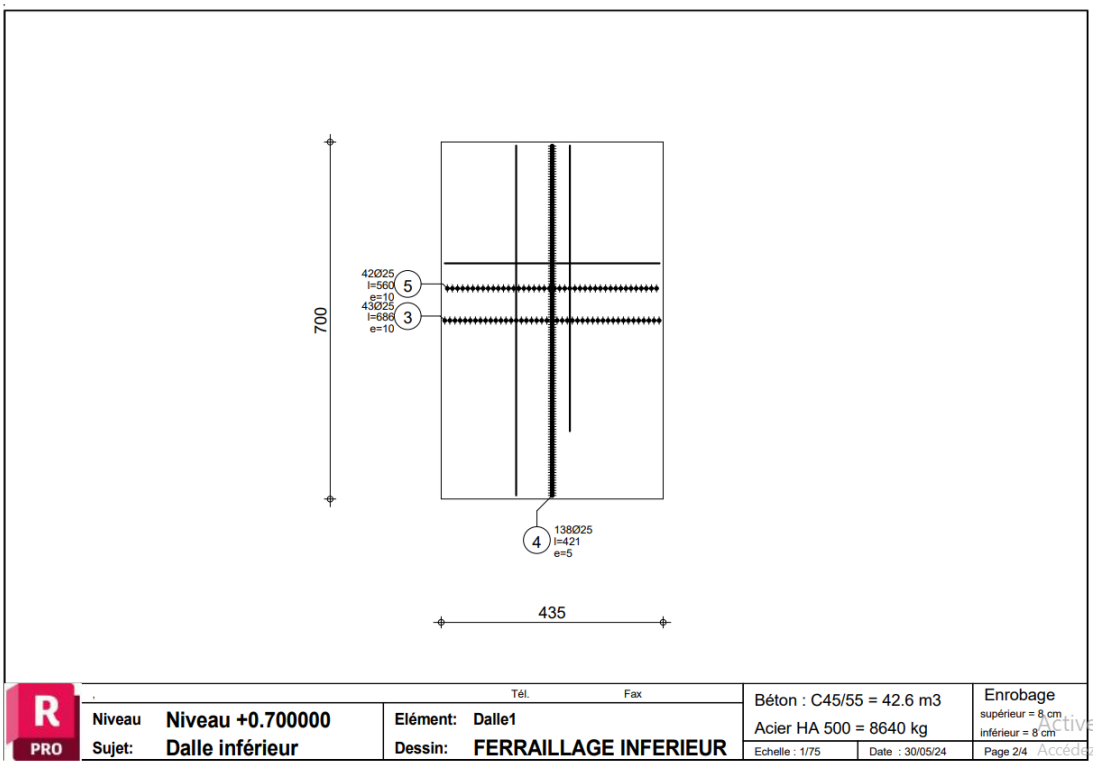


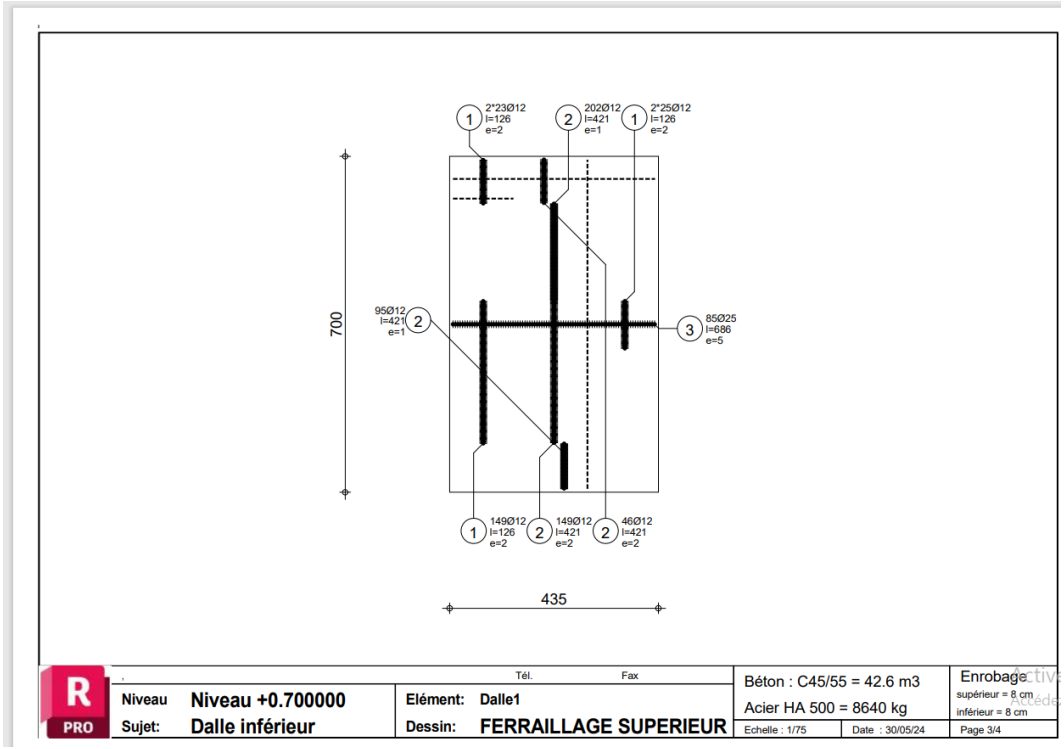




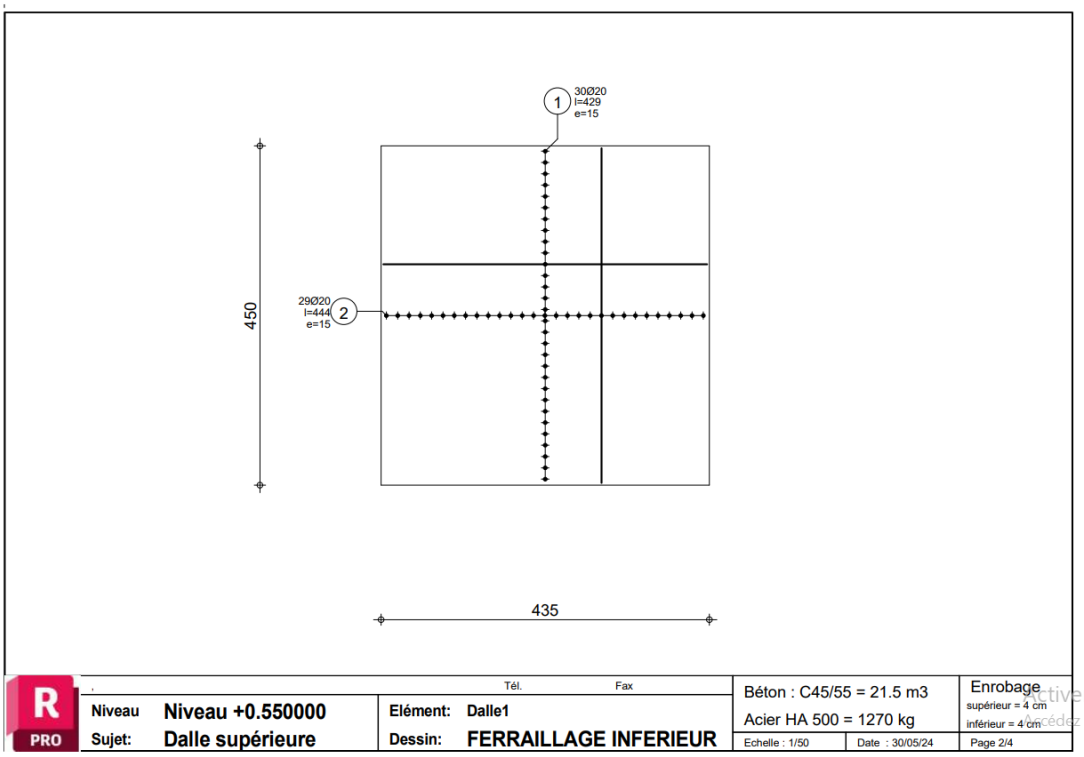
R PRO	Tél.	Fax	Béton : C45/55 = 299 m3	Enrobage	
Niveau: Niveau +0.350000	Elément: Dalle1		Acier HA 500 = 66800 kg	supérieur = 8 cm	
Sujet: Structure53	Dessin: FERRAILLAGE SUPERIEUR		Echelle : 1/200	Date : 29/05/24	Page 3/4

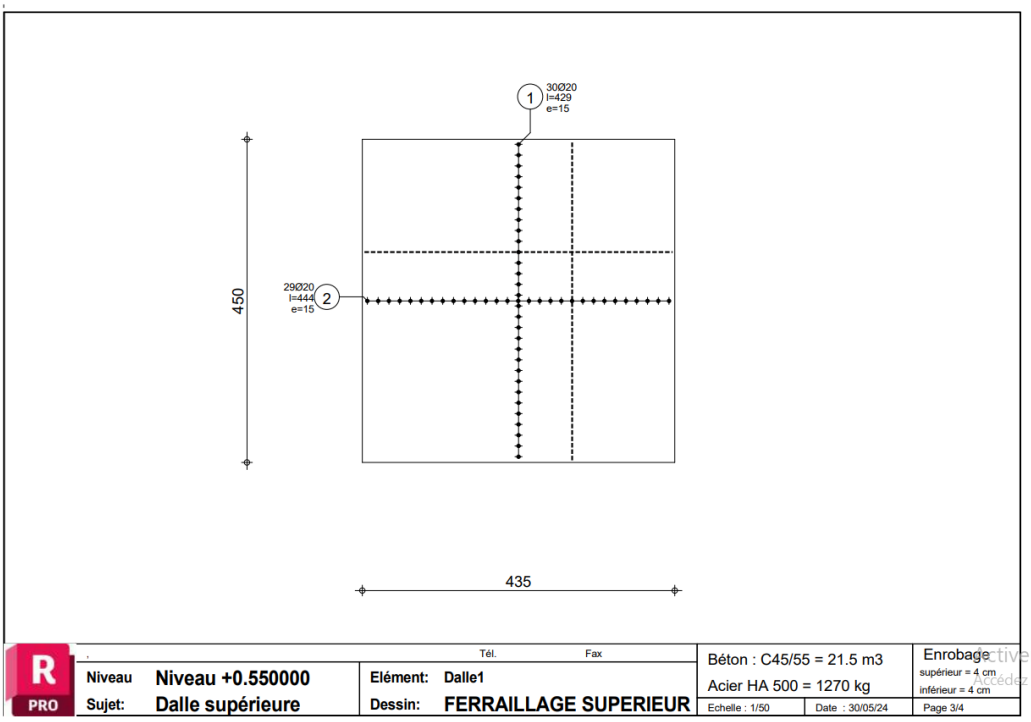
Pos.	Armature		Code	Forme	Acier
1	418Ø25	l=955	00	955	HA 500
2	336Ø25	l=798	00	798	HA 500
3	168Ø25	l=832	00	832	HA 500
4	636Ø20	l=929	00	929	HA 500
5	128Ø20	l=948	00	948	HA 500
6	614Ø20	l=791	00	791	HA 500
7	307Ø20	l=818	00	818	HA 500


42Ø25
l=560
e=10
5
43Ø25
l=686
e=10
3
700
4
138Ø25
l=421
e=5
435
R
PRO
Tél.
Fax
Niveau
Niveau +0.700000
Sujet:
Dalle inférieur
Elément:
Dalle1
Dessin:
FERRAILLAGE INFERIEUR
Béton : C45/55 = 42.6 m3
Acier HA 500 = 8640 kg
Enrobage
supérieur = 8 cm
inférieur = 8 cm
Echelle : 1/75
Date : 30/05/24
Page 2/4


1
2*23Ø12
l=126
e=2
2
202Ø12
l=421
e=1
1
2*25Ø12
l=126
e=2
700
95Ø12
l=421
e=1
2
3
85Ø25
l=686
e=5
1
149Ø12
l=126
e=2
2
149Ø12
l=421
e=2
2
46Ø12
l=421
e=2
435
R
PRO
Tél.
Fax
Niveau
Niveau +0.700000
Sujet:
Dalle inférieur
Elément:
Dalle1
Dessin:
FERRAILLAGE SUPERIEUR
Béton : C45/55 = 42.6 m3
Acier HA 500 = 8640 kg
Enrobage
supérieur = 8 cm
inférieur = 8 cm
Echelle : 1/75
Date : 30/05/24
Page 3/4

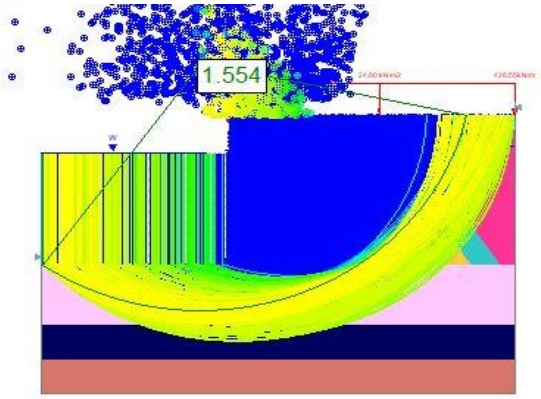
Pos.	Armature		Code	Forme	Acier
1	245Ø12	l=126	00	126	HA 500
2	492Ø12	l=421	00	421	HA 500
3	128Ø25	l=686	00	686	HA 500
4	138Ø25	l=421	00	421	HA 500
5	42Ø25	l=560	00	560	HA 500



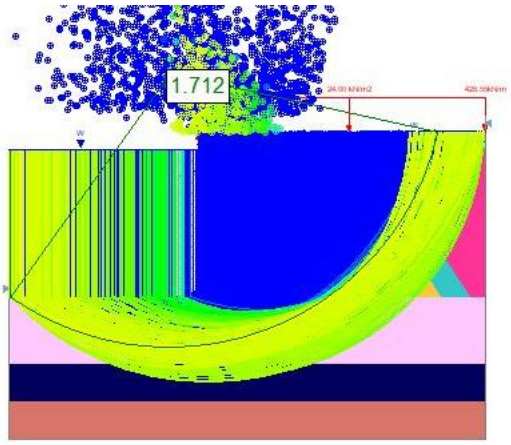


Pos.	Armature		Code	Forme	Acier
1	60Ø20	l=429	00	429	HA 500
2	58Ø20	l=444	00	444	HA 500

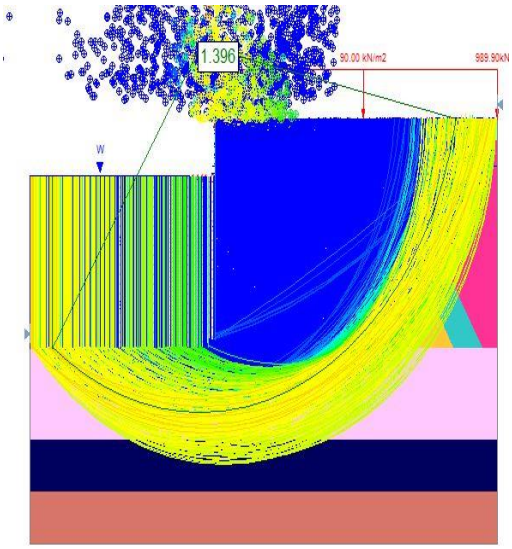
Annexe : Schéma slide



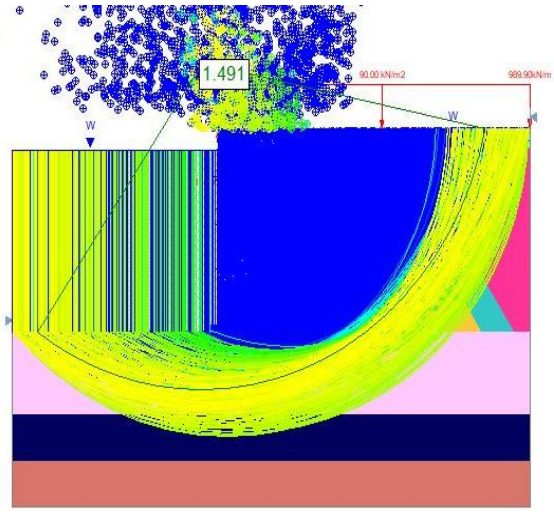
ELA BM



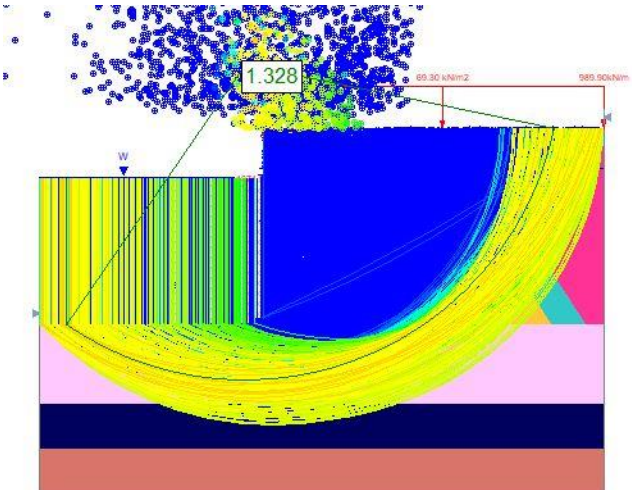
ELA HM



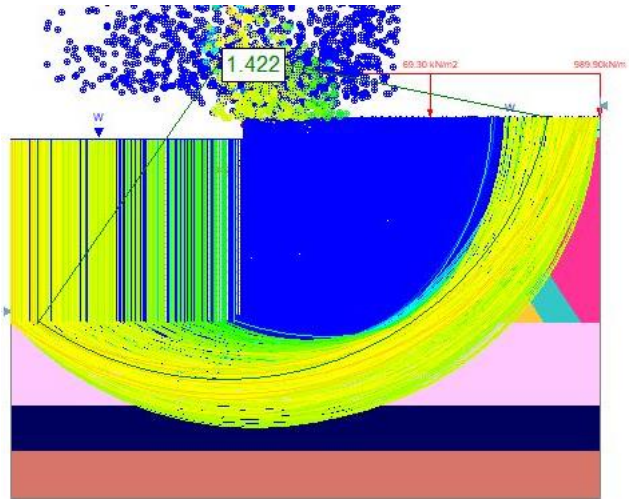
ELU 1 BM



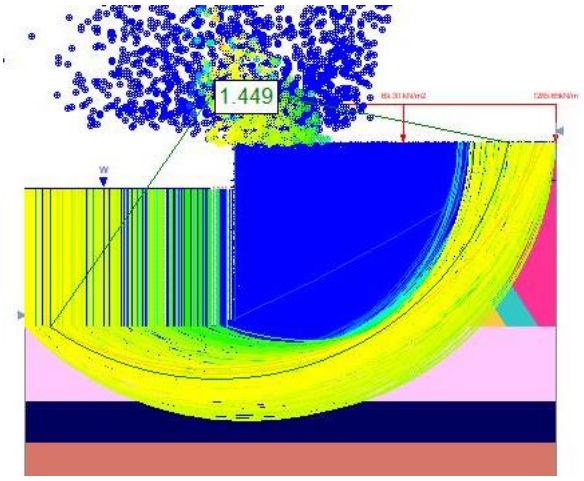
ELU 1 HM



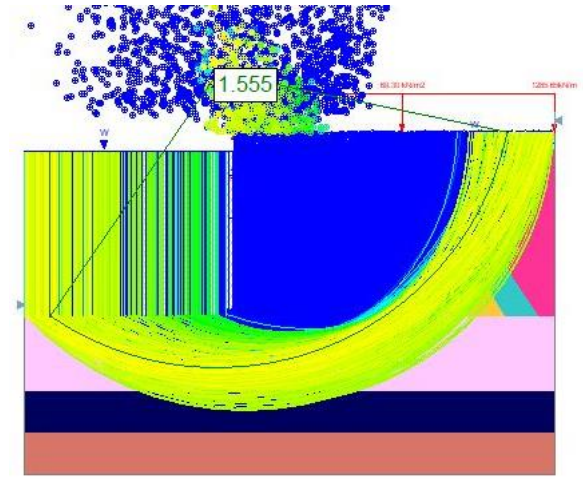
ELU 2 BM



ELU 2 HM



ELU 3 BM



ELU 3 HM

Annexe : Schéma Plaxis

Définition des éléments de sols :

Le choix de la loi de comportement peut dépendre de la complexité du modèle, des données disponibles et des exigences spécifiques de l'analyse.

➢ Modèle de Mohr-Coulomb :

Tableau 47 Caractéristique des matériaux posées utilisées dans logiciel Plaxis

Matériaux	γ_{sat}	γ_{unsat}	$k_x/k_y(\frac{m}{s})$	E^{ref}	υ	c^{ref}	φ	ψ
Enrochement 10-100kg	21	18	10^{-8} à 10^{-6}	40	0.3	20	40	5
Remblai compacté	21	20	10^{-4} à 10^{-2}	80	0.4	20	35	3
Filtre granulaire	21	18	10^{-3} à 10^{-1}	30	0.4	5	35	3
Remblai d'emprunt	21	18	10^{-6} à 10^{-3}	30	0.35	50	35	3
Sable de remplissage	21	16	10^{-5} à 10^{-3}	30	0.3	0	30	3
Ballast de remplissage	21	18	10^{-4} à 10^{-2}	50	0.35	0	35	3

➢ Linéaire élastique :

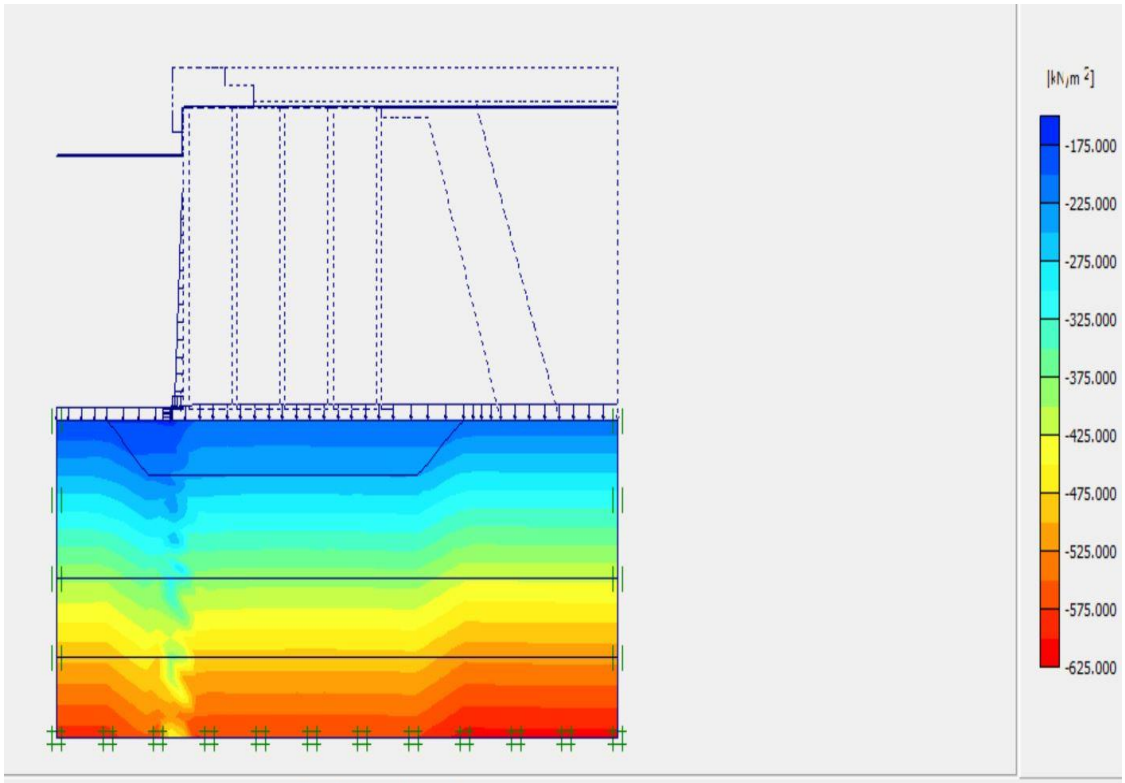
Tableau 48 Caractéristique de béton et utilisées dans logiciel Plaxis

Matériaux	Type de matériaux	γ_{unsat}	k_x/k_y	E^{ref}	υ
béton	Undrained	24.45	10^{-8} à 10^{-6}	36000	0.2

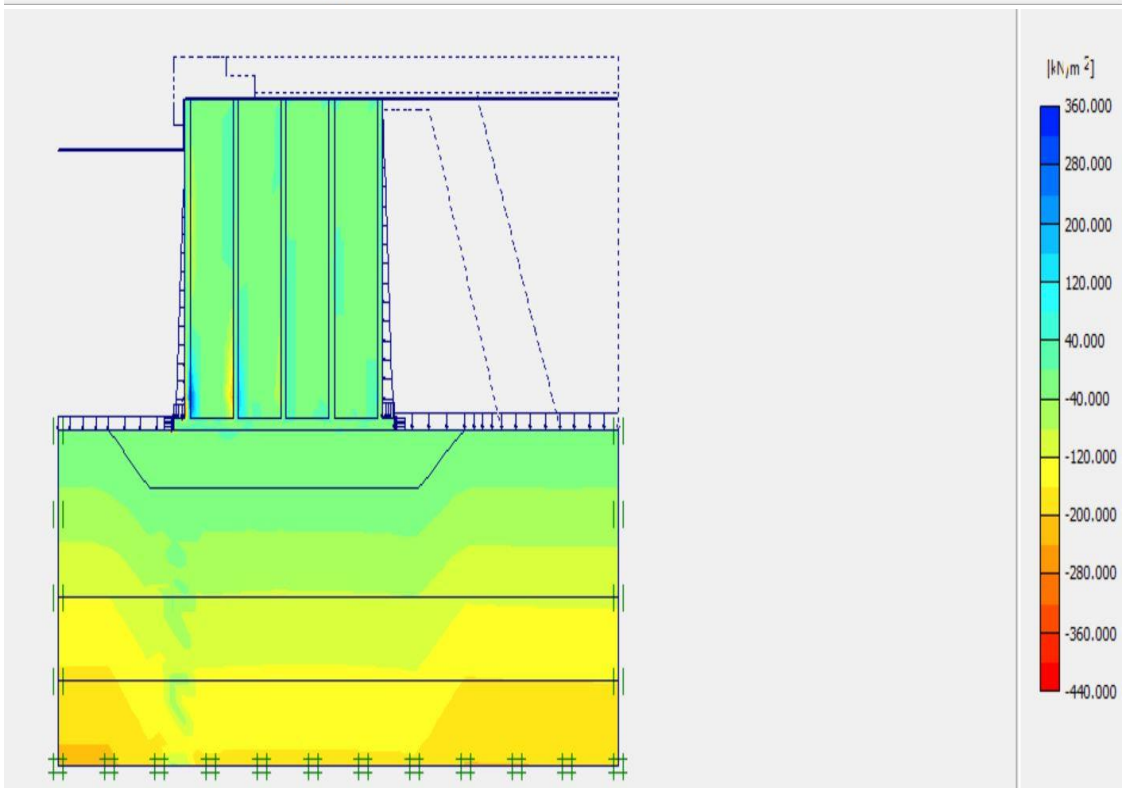
➢ Hardeningn Soil :

Tableau 49 Caractéristique d'enrochement 1-50kg et les matériaux de remplissage utilisé dans logiciel Plaxis

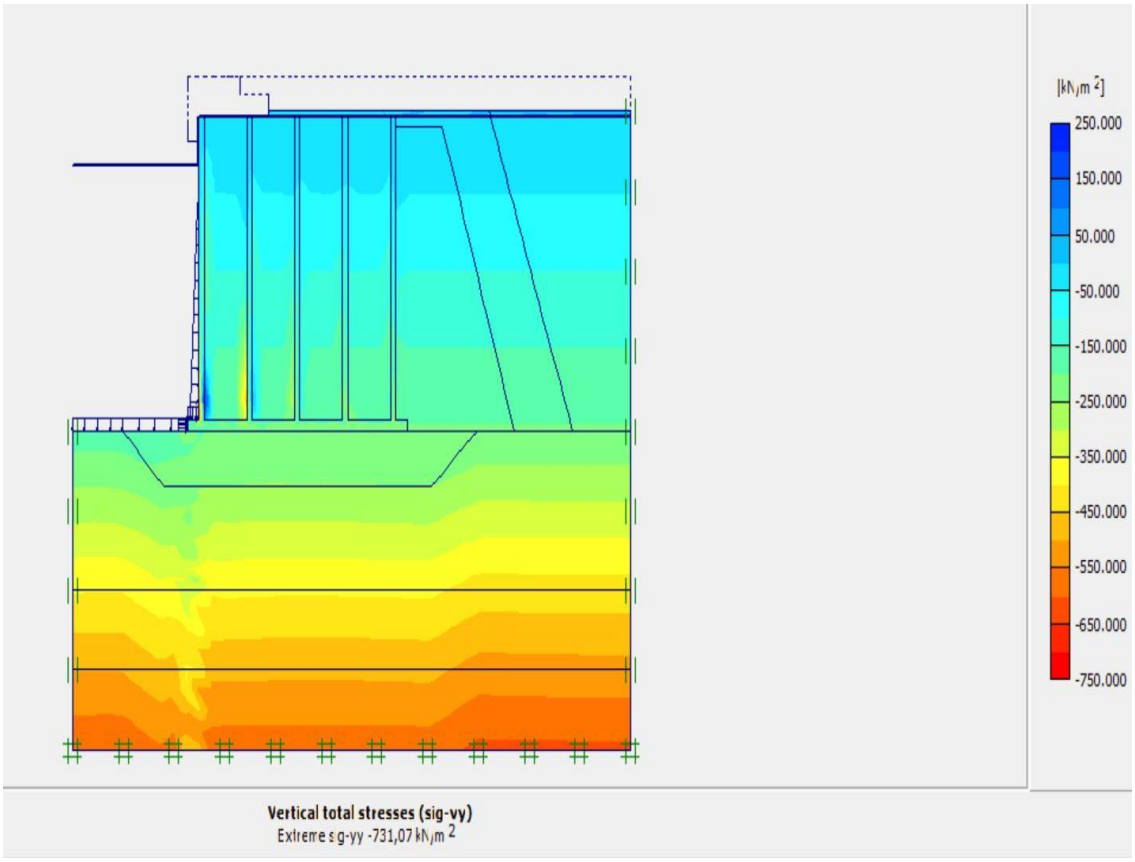
Matériaux	γ_{sat}	γ_{unsat}	k_x/k_y	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	υ	c^{ref}	φ	ψ
Sable moyenne(0-10)	21.655	20	10^{-5} à 10^{-3}	12.5	12.5	37.5	0.4	0	32	3
Sable fine (10-15)	19.41	18	10^{-5} à 10^{-3}	30	30	60	0.35	70	37	3
Sable marneux(15-dessous)	18.23	18	10^{-5} à 10^{-3}	30	30	60	0.35	70	37	3
Enrochement 1-50kg	21	18	10^{-7} à 10^{-5}	50	50	150	0.3	20	42	5



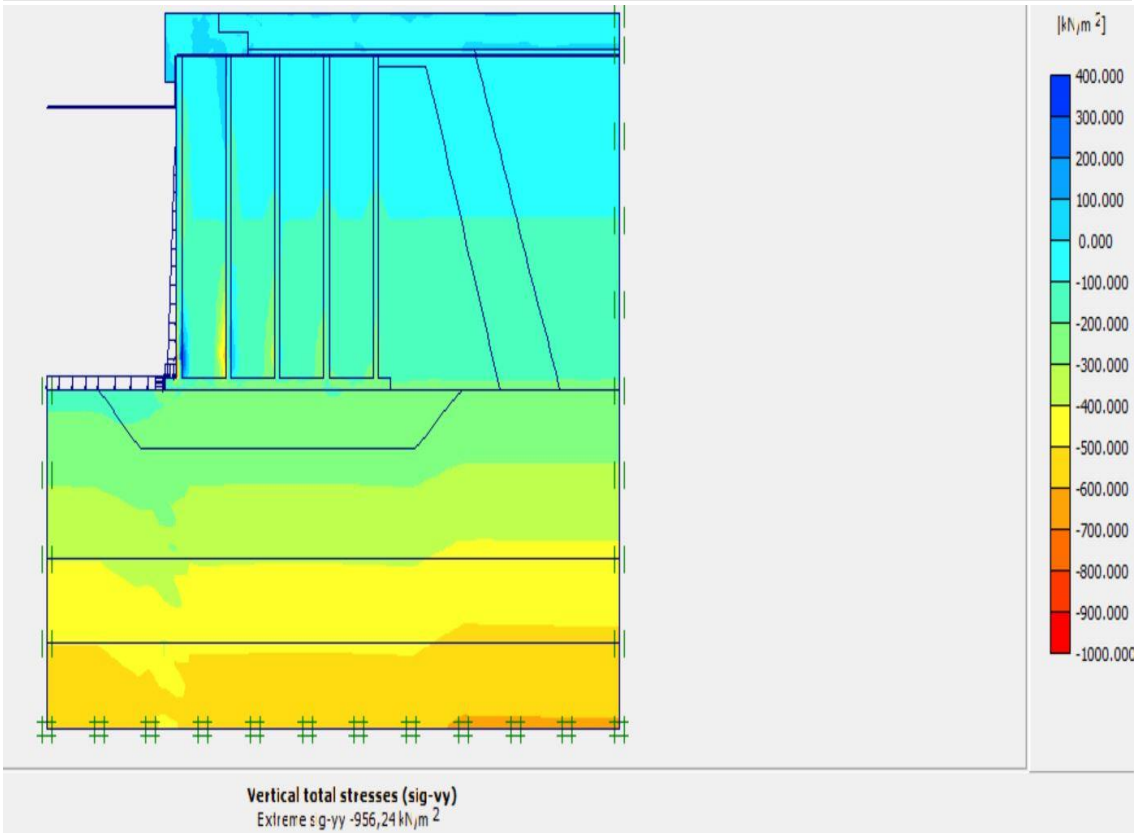
Vertical total stresses (sig-vy)
Extreme sig-yy -610,28 kN/m²



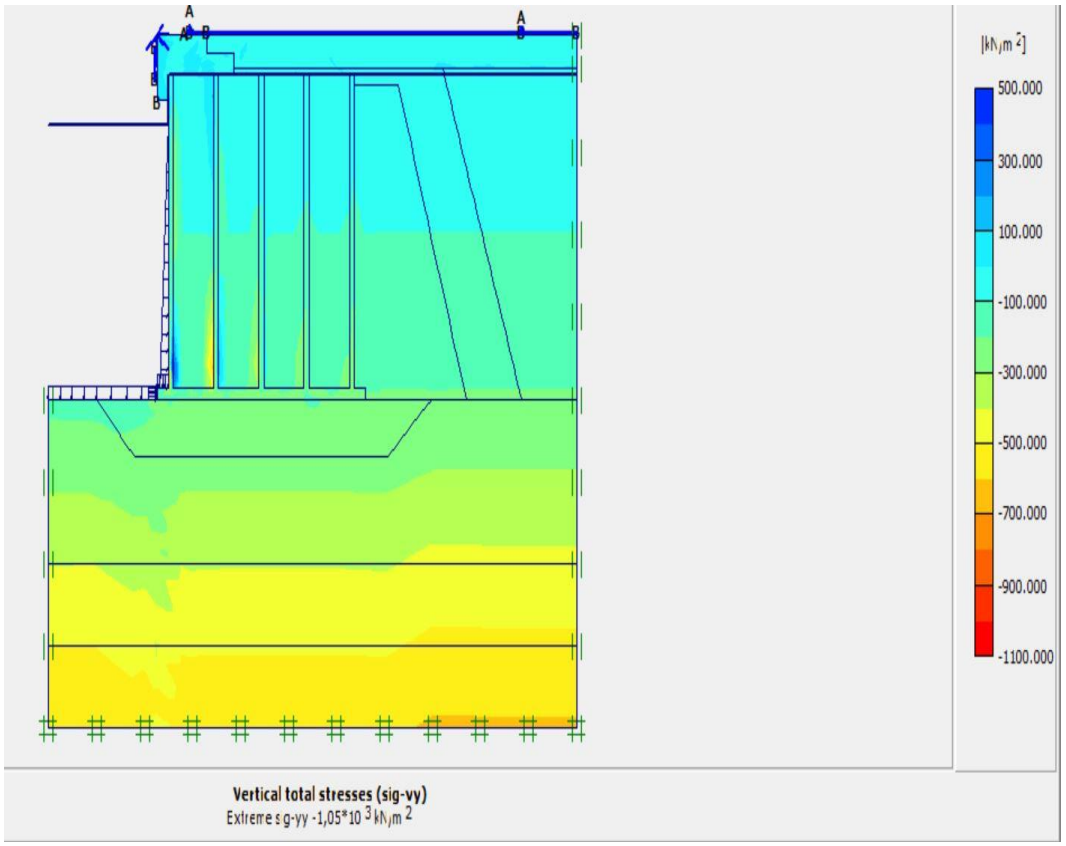
Vertical effective stresses (sig'-yy)
Extreme sig'-yy -438,28 kN/m²



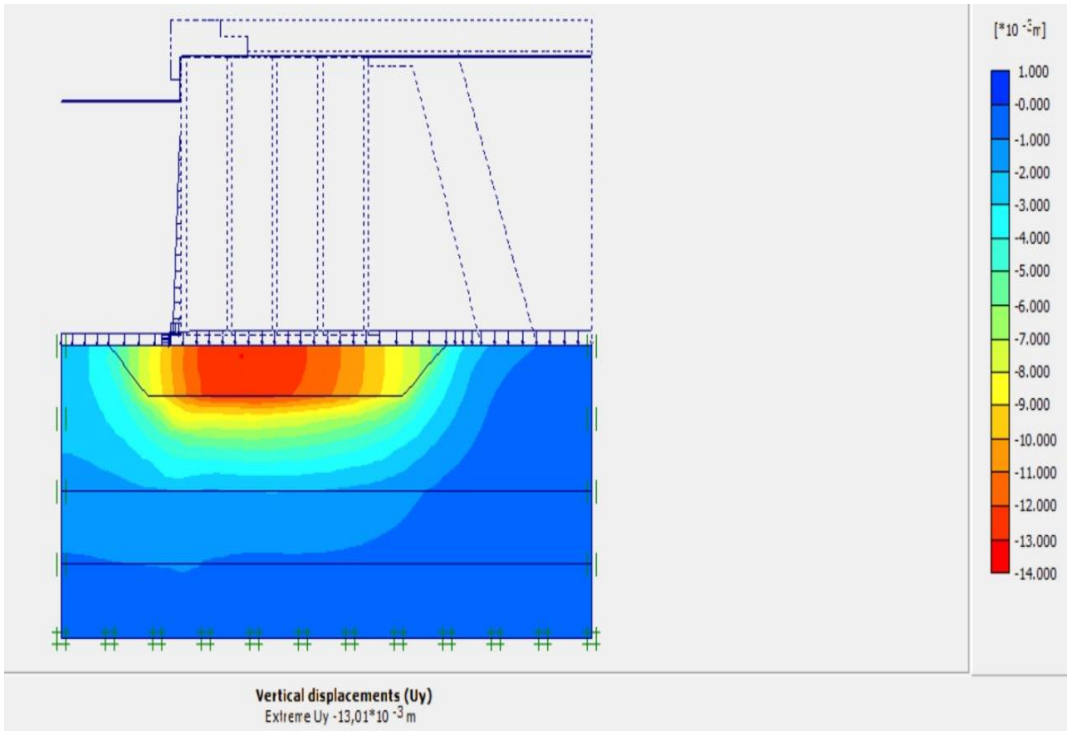
Vertical total stresses (sig-vy)
Extreme s g-yy -731,07 kN/m²



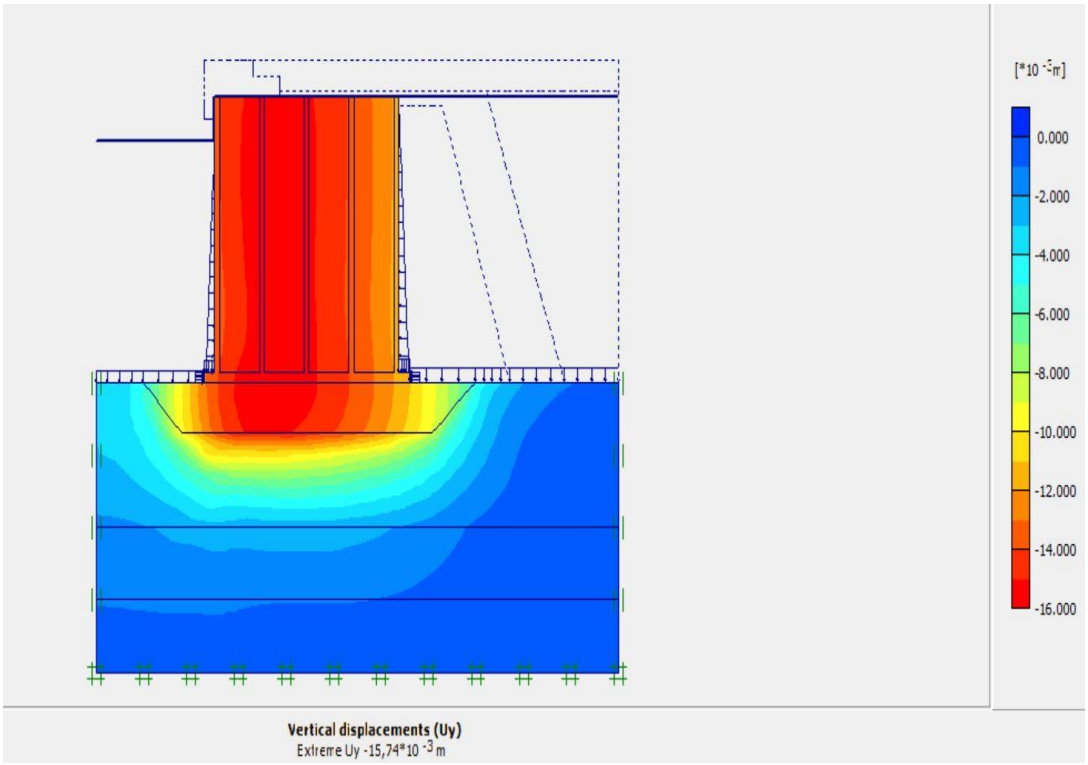
Vertical total stresses (sig-vy)
Extreme s g-yy -956,24 kN/m²

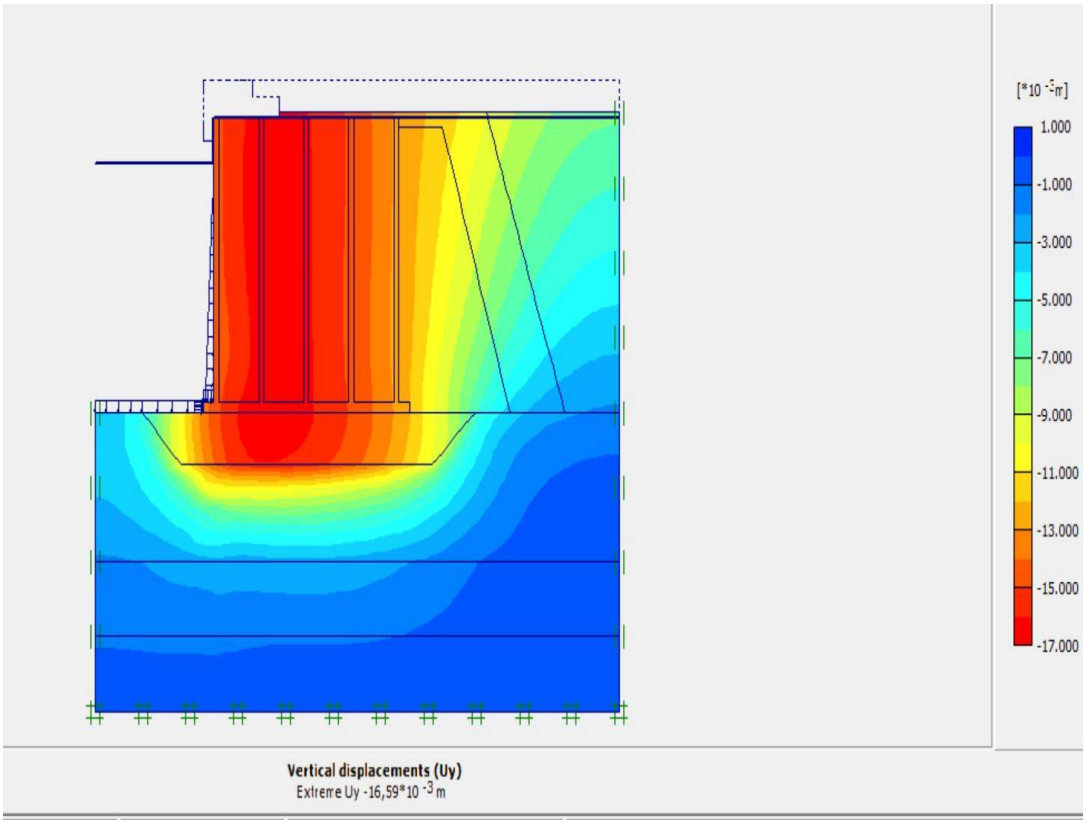


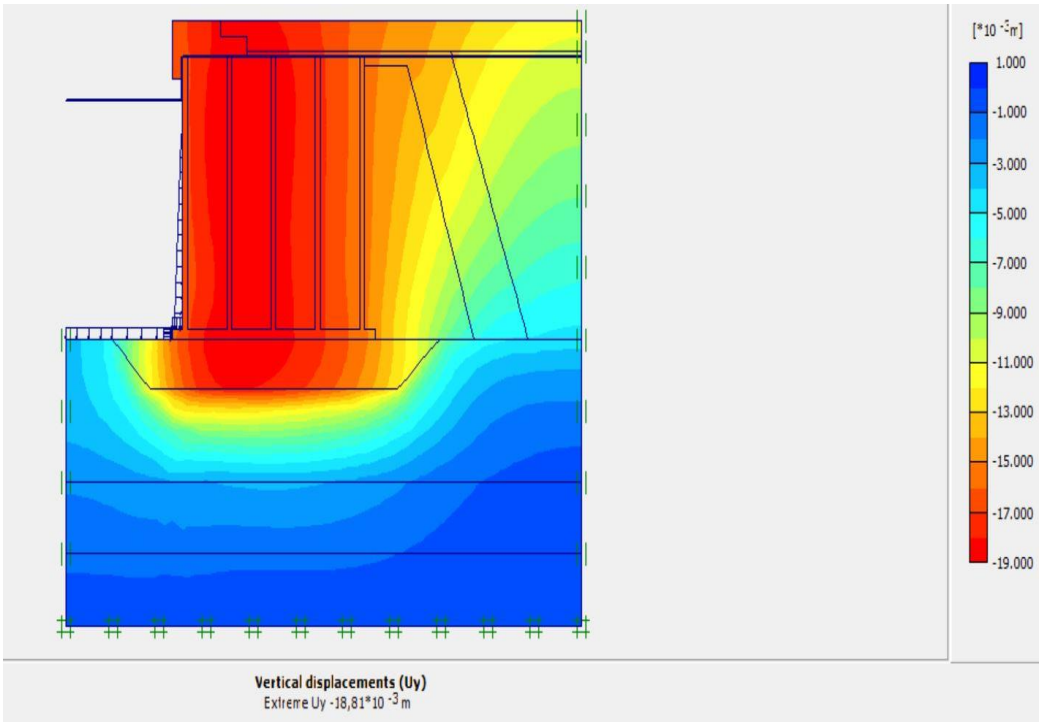
Vertical total stresses (sig-vy)
Extreme sig-yy -1,05*10 ^{3} kN/m ^{2}



Vertical displacements (Uy)
Extreme Uy -13,01*10 $^{-3}$ m


[*10 -3 m]
0.000
-2.000
-4.000
-6.000
-8.000
-10.000
-12.000
-14.000
-16.000
Vertical displacements (Uy)
Extreme Uy -15,74*10 -3 m


[*10 -3 m]
1.000
-1.000
-3.000
-5.000
-7.000
-9.000
-11.000
-13.000
-15.000
-17.000
Vertical displacements (Uy)
Extreme Uy -16,59*10 -3 m


[*10 -3 m]
1.000
-1.000
-3.000
-5.000
-7.000
-9.000
-11.000
-13.000
-15.000
-17.000
-19.000
Vertical displacements (Uy)
Extreme Uy -18,81*10 -3 m

Annexe : Données liquéfactions

Idriss (1999) a proposé une relation simple pour le coefficient r_d à la profondeur z et à la magnitude de moment du séisme M_w

$$r_d = e^{(\alpha_z + \beta_z M_w)}$$

Avec :

$$\alpha_z = -1.012 - 1.126 \sin(\frac{z}{11.73} + 5.133)$$

$$\beta_z = 0.106 - 0.118 \sin(\frac{z}{11.28} + 5.142)$$

Ces équations sont applicables pour une profondeur $z \leq 34\ m$

La méthode d'essai Standard Pénétration Test consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un mouton de 63.5 kg à une hauteur de 760 millimètres pour conduire les incréments successifs de l'échantillonneur (trois incréments de 150 millimètres) ; Le nombre des coups exigés pour conduire l'échantillonneur est enregistré pour chaque incrément (150 millimètres).

L'essai SPT nous permet de déterminer la valeur de N qui représente la compacité du sol et par laquelle on calcule le coefficient CRR (Cyclic Resistance Ratio). Ce coefficient est donné par SEED sur les graphes ci-dessous :

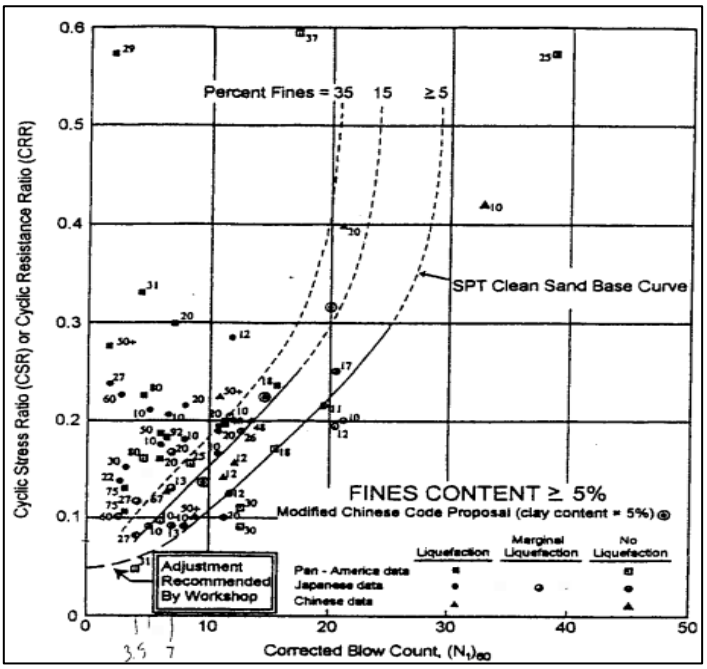


Figure 81 Graphe de CRR en fonction du nombre de coups corrigé

La détermination de CRR à partir du paramètre N de l'essai SPT et du % de fines, nécessite l'introduction de facteurs correcteurs afin de normaliser la valeur de N. Les valeurs de N

obtenus pour différentes couches sont présentées dans l'annexe.

$$(N_1)_{60} = N.C_N.C_E.C_B.C_R.C_S$$

Avec :

- N : le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT ;
- C_N : est la correction de la contrainte de sols sus-jacents ; on prend $\mathbf{C_N = 1.7}$
- C_E : est la correction du taux d'énergie de la masse ; $\mathbf{C_E = 1}$
- C_B : est la correction du diamètre du forage ; $\mathbf{C_B = 1.05}$
- C_R : est la correction de la longueur du train de tiges ; $\mathbf{C_R = 1}$
- C_S : est la correction du carottier avec ou sans revêtement ; $\mathbf{C_S = 1}$
- $(N_1)_{60}$: 60 représente le pourcentage d'énergie moyen délivré par le marteau ;

Ces coefficients sont résumés dans le tableau suivant :

FACTEUR	EQUIPEMENT VARIABLE	TERME	LA CORRECTION
Contrainte effective	/	C_N	$(P_a / \sigma'_v)^{0,5}$ $C_N \leq 1,7$
Contenue de l'énergie	Mouton de battage torique Mouton de sûreté Mouton de battage type automatique	C_E	0,5 à 1,0 0,7 à 1,2 0,8 à 1,3
Diamètre de forage	65 à 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1,0 1,05 1,15
Longueur de la tige	< 3 m 3 à 4 m 4 à 6 m 6 à 10 10 à 30	C_R	0,75 0,8 0,85 0,95 1,0
Méthode de prélèvement	Echantillon standard Echantillon sans recouvrement	C_S	1,0 1,1 à 1,3

Figure 82 Tableau des coefficients de correction

La courbe de référence étant construite pour un sable propre, une autre correction pour le nombre de coup $(N_1)_{60}$ est à prendre en compte. Seed et Idriss proposent la formule suivante :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta.(N_1)_{60}$$

Tableau 50 Facteurs de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60cs (Seed et Idriss, 1997)

FC (%)	α	β
FC ≤ 5%	0	1.0
5% ≤ FC≤ 35%	$\exp\left(1.76 - \left(190/FC^2\right)\right)$	$[0.99 + (FC^{1.5}/1000)]$
FC ≥ 35%	5.0	1.2

Avec : FC est le pourcentage des fines de diamètre inférieure à 8 µm 5, **(**Les pourcentages FC déterminés pour différentes couches sont présentés dans l'annexe)

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de SPT, pour un sol non cohésion avec n'importe quel contenu fin (FC) :

$$CRR_{7,5} = exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25,4}\right)^4 - 2,8\right)$$

Si le rapport de la contrainte cyclique CSR est plus grand que le rapport de la contrainte de résistance cyclique CRR, alors la liquéfaction pourrait se produire pendant le séisme, et vice versa. Le facteur de sécurité (FS) est défini comme suit :

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR}.CM$$

Avec CM : un coefficient dépendant de la magnitude qui est 6 dans notre cas. Selon l'EUROCODE 8 Partie 5 pour une magnitude de 6 le coefficient $CM = 2.2$

SCQ12

Profondeur (m)	N	$(N_1)_{60}$	Poids volumique(KN\m^3)	FC (%)	Alpha(N1)	Béta(N1)	$(N_1)_{60cs}$	Contrainte effective(KN\m^2)	Contrainte totale(KN\m^2)	CtCv	CRR7.5	Alpha (rd)	Béta(rd)	rd	CM	CSR	FS	PL
1.5	9.00	16.07	21.18	7.00	0.12	1.01	16.32	31.77	203.78	6.41	0.17	-0.06	0.01	0.98	2.20	0.39	0.96	0.59
2	9.66	17.24	21.18	7.00	0.12	1.01	17.51	42.36	214.37	5.06	0.18	-0.09	0.01	0.97	2.20	0.30	1.31	0.30
2.5	10.33	18.44	21.18	7.00	0.12	1.01	18.72	52.95	224.96	4.25	0.19	-0.12	0.01	0.96	2.20	0.25	1.68	0.14
3	11.00	19.64	22.47	13.00	1.89	1.04	22.25	64.19	236.20	3.68	0.24	-0.15	0.02	0.95	2.20	0.21	2.43	0.04
3.5	12.30	21.96	22.47	13.00	1.89	1.04	24.65	75.42	247.43	3.28	0.28	-0.18	0.02	0.94	2.20	0.19	3.29	0.01
4	13.66	24.38	22.47	13.00	1.89	1.04	27.17	86.66	258.67	2.98	0.35	-0.21	0.02	0.93	2.20	0.17	4.57	0.00
4.5	15.00	26.78	22.47	28.00	4.56	1.14	35.04	97.89	269.90	2.76	1.12	-0.25	0.03	0.91	2.20	0.15	infini	0.00
5	16.16	28.85	22.47	28.00	4.56	1.14	37.39	109.13	281.14	2.58	1.93	-0.28	0.03	0.90	2.20	0.14	infini	0.00
5.5	17.32	30.92	22.47	28.00	4.56	1.14	39.75	120.36	292.37	2.43	3.81	-0.32	0.03	0.89	2.20	0.13	infini	0.00
6	18.50	33.02	20.61	33.00	4.88	1.18	43.83	130.67	302.68	2.32	18.03	-0.36	0.04	0.88	2.20	0.12	infini	0.00
6.5	19.00	33.92	20.61	33.00	4.88	1.18	44.89	140.97	312.98	2.22	29.46	-0.40	0.04	0.86	2.20	0.12	infini	0.00
7	19.50	34.81	20.61	33.00	4.88	1.18	45.94	151.28	323.29	2.14	5.02E+01	-0.45	0.05	0.85	2.20	0.11	infini	0.00
7.5	20.00	35.70	18.00	30.00	4.71	1.15	45.92	160.28	332.29	2.07	4.95E+01	-0.49	0.05	0.84	2.20	0.11	infini	0.00
8	25.00	44.63	18.00	30.00	4.71	1.15	56.22	169.28	341.29	2.02	1.42E+05	-0.53	0.06	0.82	2.20	0.10	infini	0.00
8.5	30.00	53.55	18.00	30.00	4.71	1.15	66.52	178.28	350.29	1.96	4.55E+11	-0.58	0.06	0.81	2.20	0.10	infini	0.00
9	35.40	63.19	18.00	24.00	4.18	1.11	74.17	187.28	359.29	1.92	2.04E+19	-0.63	0.07	0.80	2.20	0.09	infini	0.00
9.5	33.00	58.91	18.00	24.00	4.18	1.11	69.42	196.28	368.29	1.88	1.71E+14	-0.67	0.07	0.78	2.20	0.09	infini	0.00
10	30.00	53.55	17.64	34.50	4.95	1.19	68.82	205.10	377.11	1.84	4.67E+13	-0.72	0.08	0.77	2.20	0.09	infini	0.00

SCQ15

Profondeur (m)	N	$(N_1)_{60}$	Poids volumique(KN\m^3)	FC (%)	Alpha(N1)	Béta(N1)	$(N_1)_{60\,cs}$	Contrainte effective(KN\m^2)	Contrainte totale(KN\m^2)	CtCv	CRR7.5	Alpha (rd)	Béta(rd)	rd	CM	CSR	FS	PL
1.5	6.00	10.71	18.00	6.00	0.03	1.00	10.79	27.00	199.01	7.37	0.12	-0.06	0.01	0.98	2.20	0.44	0.61	0.88
2	6.00	10.71	18.00	6.00	0.03	1.00	10.79	36.00	208.01	5.78	0.12	-0.09	0.01	0.97	2.20	0.34	0.79	0.75
2.5	6.00	10.71	18.00	5.00	0.00	1.00	10.73	45.00	217.01	4.82	0.12	-0.12	0.01	0.96	2.20	0.28	0.95	0.59
3	7.00	12.50	18.00	5.00	0.00	1.00	12.51	54.00	226.01	4.19	0.14	-0.15	0.02	0.95	2.20	0.24	1.23	0.35
3.5	8.60	15.35	18.00	5.00	0.00	1.00	15.37	63.00	235.01	3.73	0.16	-0.18	0.02	0.94	2.20	0.21	1.63	0.16
4	10.30	18.39	18.00	5.00	0.00	1.00	18.41	72.00	244.01	3.39	0.19	-0.21	0.02	0.93	2.20	0.19	2.15	0.06
4.5	12.00	21.42	18.00	18.00	3.23	1.07	26.08	81.00	253.01	3.12	0.32	-0.25	0.03	0.91	2.20	0.18	3.99	0.01
5	12.00	21.42	18.00	18.00	3.23	1.07	26.08	90.00	262.01	2.91	0.32	-0.28	0.03	0.90	2.20	0.16	4.34	0.00
5.5	12.00	21.42	18.00	18.00	3.23	1.07	26.08	99.00	271.01	2.74	0.32	-0.32	0.03	0.89	2.20	0.15	4.68	0.00
6	12.00	21.42	22.36	31.00	4.77	1.16	29.67	110.18	282.19	2.56	0.47	-0.36	0.04	0.88	2.20	0.14	7.42	0.00
6.5	18.00	32.13	22.36	31.00	4.77	1.16	42.12	121.36	293.37	2.42	8.82	-0.40	0.04	0.86	2.20	0.13	infini	0.00
7	24.00	42.84	22.36	31.00	4.77	1.16	54.58	132.54	304.55	2.30	2.70E+04	-0.45	0.05	0.85	2.20	0.12	infini	0.00
7.5	30.00	53.55	22.36	31.00	4.77	1.16	67.03	143.72	315.73	2.20	1.21E+12	-0.49	0.05	0.84	2.20	0.11	infini	0.00
8	30.00	53.55	20.95	11.00	1.21	1.03	56.18	154.20	326.21	2.12	1.36E+05	-0.53	0.06	0.82	2.20	0.11	infini	0.00
8.5	30.00	53.55	20.95	11.00	1.21	1.03	56.18	164.67	336.68	2.04	1.36E+05	-0.58	0.06	0.81	2.20	0.10	infini	0.00
9	31.00	55.34	20.95	11.00	1.21	1.03	58.01	175.15	347.16	1.98	1.07E+06	-0.63	0.07	0.80	2.20	0.10	infini	0.00
9.5	30.00	53.55	20.95	11.00	1.21	1.03	56.18	185.62	357.63	1.93	1.36E+05	-0.67	0.07	0.78	2.20	0.09	infini	0.00
10	30.00	53.55	20.95	11.00	1.21	1.03	56.18	196.10	368.11	1.88	1.36E+05	-0.72	0.08	0.77	2.20	0.09	infini	0.00
10.5	30.00	53.55	20.03	9.00	0.56	1.02	55.02	206.11	378.12	1.83	4.16E+04	-0.77	0.08	0.76	2.20	0.09	infini	0.00
11	34.00	60.69	20.03	9.00	0.56	1.02	62.28	216.13	388.14	1.80	3.34E+08	-0.82	0.09	0.74	2.20	0.08	infini	0.00
11.5	38.00	67.83	20.03	9.00	0.56	1.02	69.54	226.14	398.15	1.76	2.22E+14	-0.87	0.09	0.73	2.20	0.08	infini	0.00
12	42.00	74.97	21.10	20.00	3.61	1.08	84.54	236.69	408.70	1.73	8.27E+34	-0.92	0.10	0.72	2.20	0.08	infini	0.00
12.5	38.00	67.83	21.10	20.00	3.61	1.08	76.83	247.24	419.25	1.70	4.87E+22	-0.96	0.10	0.70	2.20	0.07	infini	0.00
13	34.00	60.69	21.10	20.00	3.61	1.08	69.13	257.79	429.80	1.67	9.00E+13	-1.01	0.11	0.69	2.20	0.07	infini	0.00
13.5	30.00	53.55	21.10	20.00	3.61	1.08	61.42	268.34	440.35	1.64	9.36E+07	-1.06	0.11	0.68	2.20	0.07	infini	0.00