

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

Université A/Mira de Béjaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude
En vue de l'obtention de diplôme de Master en Génie Civil
Option Géotechnique

Thème

*Etude de réaligement du quai Central, et du
quai Nord-Ouest du vieux port de Bejaia*

Réaliser par:

M^{elle}: AOUIMEUR Katia

M^{elle}: OULEBSIR Lydia

Encadré par:

M^{elle}: BOUAYAD Dj

Année Universitaire
2014/2015

Remerciements

Tout d'abord, nous exprimons nos remerciements à Dieu le clément qui nous a guidé et nous a donné la force et la patience d'aller au bout de notre objectif.

*Un remerciement chaleureux adressé à M^{elle} **BOUAYAD** notre promotrice d'avoir accepté de diriger ce travail et de contribué à son aboutissement.*

Nous tenons à exprimer notre gratitude aux membres de jury pour avoir accepté de juger ce travail.

*On tient à remercier Mr **Hassen ZIDANI** responsable de service maritime à la 'DTP' de la wilaya de Bejaia, le chef de projet Mr **Farid MOUSSOUNI** de nous avoir accueilli durant ces mois de stage au sein de leur structure.*

On tient à remercier l'ensemble des personnes de la direction des travaux publics de Bejaïa pour leur accueil chaleureux.

*Un remerciement spécial à Mr **Jugurta AIT AMAR** ingénieur chargé de chef de mission, du laboratoire des études maritimes 'LEM', qui n'a pas hésité un seul instant à nous fournir tout ce dont nous avons eu besoin, ainsi que pour ces sacrifices et ces connaissances partagées avec nous.*

Nous tenons à remercier tous nos enseignants et tous ceux qui nous ont aidé durant tout notre cursus universitaire.

Nous tenons à remercier de fond du cœur toute personne qui contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

MERCI

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de djedi, que dieu le garde dans son vaste paradis,

A yema zineb que dieu la garde pour nous en bonne santé,

A mes parents qui ont beaucoup sacrifié pour me voir à ce stade aujourd'hui,

A ma chère sœur: MINA,

A mes chers frères: SOFIANE et BIBOUH,

A mes chers tantes et oncles,

A toute la famille AOUIMEUR,

A mes chères copines: BIZEH, NOUNY, CYLOUCHE, FOUZFOUZ.,

A ma binôme DIDOUCHE ainsi que toute sa famille,

A toute la promotion géotechnique 2015,

A tous ceux qui connaissent KATY TOP.

Des dédicaces spéciales à MASSYLE.

KATIA

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail:

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ainsi que mes deuxièmes parents DANNY, NANA qui ont sacrifié tous leurs vies afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents,

A ma grand-mère que dieu la garde en bon santé,

A mes chers frères et sœurs (Massi, Abderzak, Cylia, Hanane),

A mon oncle Abdelkrim et sa femme Nana douja.,

A Khaled qui ma soutenue durant tous mon parcours universitaire,

A mes cousins et cousines,

A mes tantes et Oncles,

A tous mes amies: Kenza, Meliha, Samira, Souhila, Ouardia,

A toute la famille Oulebsir,

A toute la promotion géotechnique 2015,

A ma binôme Katia qui a accepté de partager ce travaille avec moi et a toute sa famille,

Atous ce qui connaisse Lydia.

LYDIA

Table des Matières

Table des Matières	i
Liste des Figures	vi
Liste des Tableaux	x
Introduction générale	1
1 GENERALITES SUR LES OUVRAGES PORTUAIRES	3
1.1 Définition d'un port	4
1.1.1 Le rôle d'un port	4
1.1.2 Différent types de ports	5
1.1.3 Implantation géographique	5
1.2 Les ouvrages de protection contre la houle (ouvrage extérieures) . . .	6
1.2.1 Les jetées	6
1.2.2 Les digues	6
1.3 Les ouvrages de protection contre la houle (ouvrages intérieur) . . .	8
1.3.1 Les quais	8
1.3.2 Les appontements	16
1.3.3 Les ducs d'Albe	16
2 LES OUVRAGES PORTUAIRES SUR PIEUX	17
2.1 Quais sur pieux	18
2.1.1 Classification des quais sur pieux	18
2.1.1.1 Quais fermé	18
2.1.1.2 Quais semi-ouverts	19
2.1.1.3 Quais ouverts	19
2.1.1.4 Les appontements	19
2.1.2 Elément constitutifs d'un quai sur pieux	20

2.1.2.1	Talus	20
2.1.2.2	Plate-forme	20
2.1.2.3	Pieux	20
2.1.2.4	Défenses d'accostage	20
2.1.3	Réalisation d'un quai sur pieux	21
2.1.3.1	Méthode de réalisation d'un quai sur pieux	21
2.2	Les différents types d'efforts agissant sur les ouvrages d'accostage	22
2.2.1	Charges et surcharges	22
2.2.2	Efforts horizontaux	22
2.2.2.1	Les efforts d'accostage	22
2.2.2.2	Les efforts d'amarrages	22
2.2.2.3	Les efforts dus au vent sur les engins de levage et les superstructures	23
2.2.2.4	Les forces dues à la houle	23
2.2.2.5	Poussée des terres	23
2.2.2.6	Surpression hydrostatique	23
2.2.2.7	Poussée hydrodynamique	23
2.2.2.8	Poussée due au marnage	24
2.2.2.9	Butée de sol	24
2.2.2.10	Efforts sismiques	24
2.2.3	Efforts verticaux	24
2.2.3.1	Poids propres des ouvrages	24
2.2.3.2	Surcharges d'exploitations	24
2.2.3.3	fondation d'un quai	25
2.3	Calcul globale du quai	25
2.3.1	Quai a plate-forme rigide	25
2.3.1.1	La répartition des charges	25
2.3.2	Quai à plate-forme rigide dans le sens longitudinal	26
2.3.2.1	Répartition des charges	26
2.4	Calcul des quais sur pieux	27
2.4.1	Stabilité de l'ensemble	27
2.4.2	Stabilité élémentaire	28
2.5	Les désordres dus au milieu environnant pour les ouvrages portuaires	28
2.5.1	L'altération des bétons	28
2.5.2	Corrosion des armatures du béton	28
2.5.3	Corrosion organique et hydrocarbures	28
2.5.4	L'érosion	29

2.6	facteurs à prendre en considération dans un environnement marin . . .	29
2.6.1	Corosion	29
2.6.2	Contraintes admissibles	30
2.6.3	Flambement	30
2.7	D'élimination de la corrosion marine	30
2.7.1	Les moyens techniques de la surveillance et de l'auscultation . .	31
2.7.2	Réparations possibles sur les pieux	32
3	DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	33
3.1	Présentation du site de projet	34
3.1.1	Historique du Port de Bejaia	34
3.1.2	Situation géographique du port de Bejaia	34
3.1.3	Sismicité de Bejaïa	34
3.1.4	L'infrastructure	35
3.2	Etat actuelle des quais du vieux port de Bejaia	37
3.2.1	Quai nord-ouest	37
3.2.1.1	Dégradations de la Partie aérienne du quai Nord- Ouest	38
3.2.1.2	Dégradations de la Partie sous-marine du quai Nord- Ouest	38
3.2.1.3	Etat des équipements du quai	38
3.2.2	Quai central	38
3.2.2.1	Dégradations de la Partie aérienne du quai central . .	38
3.2.2.2	Dégradations de la Partie sous-marine du quai cen- tral	39
3.2.2.3	Etat des équipements du quai	39
3.2.3	Quai de la Casbah	39
3.2.3.1	Dégradations de la Partie aérienne du quai de la Cas- bah	39
3.2.3.2	Dégradations de la Partie sous-marine du quai de la Casbah	40
3.2.3.3	Etat des équipements du quai	40
3.3	Le choix de la variante	40
3.3.0.4	Les différentes variantes proposées	40
4	RECUEIL ET SYNTHÈSE DE DONNÉES GEOTECNIQUES DU PROJET	45
4.1	Données hydrographiques	46

4.2	Géologie régionale	46
4.3	Géologie locale	47
4.4	Essais de laboratoire	47
4.5	résultats des essais et interprétation	47
4.5.1	Résultat du sondage N°01	48
4.6	Analyse chimique	50
4.6.0.1	Sondage à la lance	50
4.7	Donnée de sol de fondation	50
5	PREDIMENSIONNEMENT DES PALPLANCHES	52
5.1	Définition de la palplanche	53
5.2	Différents types de palplanche	53
5.2.1	Palplanche en bois	53
5.2.2	Palplanche en béton armé	54
5.2.3	La palplanche en acier	54
5.2.4	La palplanche en PVC	57
5.2.5	La palplanche en fibre de verre	58
5.3	Synthèse et comparaison entre les types de palplanches	59
5.4	Choix de type de la palplanche	60
5.4.1	Rideau encastré en pied ancré en tête	60
5.4.2	La méthode analytique de Blum ou de la poutre équivalente	60
5.4.2.1	Présentation du modèle de Blum	61
5.4.2.2	Principe de la " poutre équivalente"	61
5.4.2.3	Détermination de l'effort dans le tirant et de la fiche	62
5.5	Choix d'une palplanche et vérification	62
5.6	Calcul des contraintes	62
5.6.1	Poussée des terres	62
5.6.2	Calcul de la fiche	65
5.6.3	Calcul du moment fléchissant maximum	65
5.7	Choix du type de la palplanche	66
5.7.1	Dimensionnement de la palplanche	66
5.7.2	Les caractéristiques du profil AZ19	66
6	DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE	68
6.1	Pré dimensionnement du quai	69
6.1.1	Navire de projet	69
6.1.2	Description d'un plot	71
6.1.3	Dragage	72

6.1.4	Équipement de quai	72
6.2	Détermination des efforts agissants sur le mur de quai	73
6.2.1	Charge et surcharge	73
6.2.2	Efforts verticaux	74
6.2.3	Effort horizontal	75
6.3	Calcul de la fiche d’ancrage de la palplanche	89
6.4	Choix de fondation	99
6.4.1	Calcul des pieux	100
6.4.1.1	Pré dimensionnement du pieu	100
6.4.2	Les efforts sur les pieux	100
6.5	Calcul de la section d’acier dans le béton	101
6.5.1	Calcul des inerties	101
6.5.2	Le ferrailage des pieux	104
7	CALCUL POUTRE DE COUROUNEMENT ET DU RIDEAU	
	D’ANCRAGE	107
7.1	Les efforts agissant sur la poutre de couronnement	108
7.2	Modélisation de la dalle de couronnement	108
7.3	Rideau d’ancrage	109
7.3.1	Traction à prendre en compte	109
7.3.2	Hypothèse de calcul (rideau d’ancrage)	110
7.3.3	Méthode de calcul	110
7.3.4	Calcul de la hauteur du rideau d’ancrage	111
7.3.5	Détermination de la position d’ancrage	113
7.3.6	Tirant d’ancrage	114
	Conclusion générale	119
	Bibliographie	121
	Annexes	122

LISTE DES FIGURES

1.1	Plan de masse d'un port [18].	4
1.2	Coupe type d'une digue vertical-éléments [6].	7
1.3	Coupe type d'une digue à talus-éléments constitutifs [6].	7
1.4	Coupe type d'une digue mixte-éléments constitutifs [6].	8
1.5	quai en blocs [16].	9
1.6	quai en caisson [16].	10
1.7	quai en rideau de palplanches [17].	12
1.8	quai sur pieux [17].	13
1.9	quai mixte [2].	14
1.10	quai mixte [16].	14
2.1	Quais fermés [3].	18
2.2	Quais semi-ouverts [3].	19
2.3	Quais ouverts [3].	19
2.4	Quai a plate-forme rigide [3].	26
2.5	Quai a plate-forme rigide dans le sens longitudinal [3].	26
2.6	corrosion sur la tête de pieu [14].	29
2.7	Profils de corrosion mesurés sur des pieux [6].	30
2.8	Réparation possible sur les pieux [16].	32
3.1	Plan de masse du port de Bejaia	36
3.2	Les dégradions observée aux niveaux des quais	37
3.3	Variante1: quai en bloc	41
3.4	Variante2: quai en palplanche	41
3.5	Variante3: quai mixte	42
5.1	Les éléments constitutifs de la palplanche [2].	54
5.2	Exemples de rideaux mixtes tubes et en caisson [2].	56
5.3	Exemple de rideau mixte HZ/AZ [2].	56

5.4	Types de raccords [2].	57
5.5	Palplanche en vinyle profils Z et U (PVC) [2].	58
5.6	modélisation de Blum, d'après Schlosser [11].	61
5.7	Relation entre la cote du point de flexion nulle et l'angle de frottement interne [11].	62
5.8	diagramme des contraintes	63
5.9	Diagramme de contrainte " partie AI "	64
5.10	Diagramme des contraintes de la partie " IO "	65
5.11	palplanche AZ19 [4].	67
6.1	Données des navires [8].	70
6.2	bollard [8].	72
6.3	défense [8].	73
6.4	coupes longitudinale d'un plot	74
6.5	La coupe des différentes couches	74
6.6	La vue en plan d'un plot	75
6.7	dimensions de la défense [9].	79
6.8	Poussée des terres [4].	80
6.9	diagramme de contrainte (cas statique)	82
6.10	diagramme de contraintes (cas dynamique)	82
6.11	diagramme des poussées dues à la surcharge (cas statique)	83
6.12	diagramme des poussées dues à la surcharge (cas dynamique)	84
6.13	Poussée hydrodynamique [1].	85
6.14	poussée du au chariot élévateur [16].	86
6.15	vue en plan [16].	87
6.16	Poussé hydrostatique du au marnage	88
6.17	diagrammes des contraintes dans la partie "AI"	92
6.18	Diagramme des contraintes dans la partie " IO "	93
6.19	Système de raccord pieu-palplanche	100
6.20	le déplacement vertical du pieu a l'ELU	103
6.21	le déplacement vertical du pieu a l'ELS	103
6.22	le déplacement vertical du pieu a l'ACC	104
7.1	plot (poutre de couronnement et pieux)	109
7.2	Rideau continue peu profond [15].	111
7.3	diagramme des contraintes poussées butée des terres [15].	111
7.4	position de l'ancrage par rapport au mur de quai [15].	113
7.5	Tirant d'ancrage	114

7.6	L'inclinaison du tirant [15]	115
7.7	articulation du tirant	116
7.8	Les éléments qui constitue le plot	117
9	Sondage 01	129
10	Sondage 02	130
11	Choix du diamètre de défense	134
12	Choix du logeur de défense	135
13	Choix du bollard en fonction de déplacement	136
14	Poids des tubes métalliques	137

LISTE DES TABLEAUX

3.1	Les différents quais du port de Bejaia	36
3.2	Etat des équipements du quai Nord-Ouest	38
3.3	Etat des équipements du quai central	39
3.4	Etat des équipements du quai Casbah	40
3.5	Comparaisons des trois variantes	43
4.1	résultat du sondage N°1	48
4.2	Caractéristique physique et mécanique du site au niveau du sondage N°02	49
4.3	Les résultats d’essais de compression	49
4.4	Résultats d’analyse chimique	50
4.5	tableau de comparaison	50
5.1	synthétique et comparatif des types de palplanches	59
5.2	Résultat des contraintes dues à la poussée des terres	63
5.3	Calcul des forces de pression	64
5.4	Calcul des forces de pression	65
6.1	résultat des contraintes dues à la poussée des terres (cas statique)	81
6.2	résultat des contraintes dues à la poussée des terres (cas dynamique)	82
6.3	résultat des contraintes dues à la surcharge (cas statique)	83
6.4	résultat des contraintes dues à la surcharge (cas dynamique)	84
6.5	Charges et dimensions des roues du chariot	86
6.6	Combinaisons de charge [10].	90
6.7	Cas statique	90
6.8	Cas dynamique	91
6.9	Combinaisons d’action du cas 1 à l’ELU	91
6.10	combinaison d’action du cas 1 à l’ELU	92
6.11	Calcul des forces de pression	93

6.12	combinaison d'action du cas 2 à l'ELU	94
6.13	combinaison d'action du cas 3 à l'ELU	94
6.14	combinaison d'action du cas 1 à l'ELA.	95
6.15	combinaison d'action du cas 2 à l'ELA.	96
6.16	combinaison d'action du cas 3 à l'ELA.	97
6.17	combinaison d'action du cas 1 à l'ELS.	97
6.18	combinaison d'action du cas 2 à l'ELS.	98
6.19	combinaison d'action du cas 3 à l'ELS.	99
7.1	Poussée, butée des terres et surcharges	108
7.2	Poussées, butées des terres et surcharge sur la plaque d'ancrage . . .	118

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les ports sont des acteurs essentiels pour le développement d'un état, d'une région et d'une ville. Ils assurent le relais pour le transport des marchandises et des passagers à travers la mer ou l'océan ; ils sont donc conçus pour supporter les installations nécessaires à la manutention des marchandises et permettre l'accostage des navires en attente, en ravitaillement ou en réparation. Ces ouvrages portuaires (terminaux, quai, ducs d'albe...) utilisent souvent les pieux comme éléments de fondation pour assurer leur résistance vis-à-vis des charges hydrodynamiques.

Les ports sont des acteurs essentiels pour le développement d'un état, d'une région et d'une ville. Ils assurent le relais pour le transport des marchandises et des passagers à travers la mer ou l'océan ; ils sont donc conçus pour supporter les installations nécessaires à la manutention des marchandises et permettre l'accostage des navires en attente, en ravitaillement ou en réparation. Ces ouvrages portuaires (terminaux, quai, ducs d'albe...) utilisent souvent les pieux comme éléments de fondation pour assurer leur résistance vis-à-vis des charges hydrodynamiques.

Depuis la date de construction, et en plus de manque d'entretien, aucun confortement n'a été réalisé sur les quais, une étude d'expertise, réalisée sur les parties terrestre et sous-marin, a fait ressortir des dégradations importantes (cavernes, tassements, fissures, cassure de béton...etc.). Ces désordres peuvent à tout moment entraîner des risques d'effondrement de ces ouvrages.

Devant cet état de fait, le confortement s'avère indispensable pour les maintenir en exploitation, ou la réalisation d'un nouveau quai carrément. Notre mémoire de fin d'étude a pour objectif d'effectuer une étude de réaligement du quai central et du quai Nord-Ouest qui seront adaptés à des nouveaux trafics et à supporter des nouvelles surcharges d'exploitation plus fortes que celles qui ont été utilisées pour leur dimensionnement.

Dans le cadre de notre étude, on s'intéresse en premier lieu aux désordres constatés sur l'ancien quai. Il ressort de ce constat la nécessité de réaliser un nouveau quai de type mixte (pieu-palplanche). Ainsi dans un deuxième temps, on présente le mode d'exécution de ce quai, le calcul des différents efforts auxquels il est soumis et son dimensionnement.

1

GENERALITES SUR LES OUVRAGES PORTUAIRES

Introduction

Les ouvrages portuaires jouent un rôle important dans le développement d'un pays, d'où la construction d'un port maritime est la porte ouverte vers le monde pour les échanges commerciaux entre les pays et les continents à l'effectuation des différentes opérations.

1.1 Définition d'un port

Un port est un ouvrage situé sur le littoral maritime, sur berge d'un lac ou sur un cours d'eau, il est destinée à accueillir des bateaux et des navires. Le terme port désigne le plan d'eau, mais dans son utilisation courante il inclut les digues, les jetées, et les docks qui bordent le plan d'eau (**Figure1.1**).

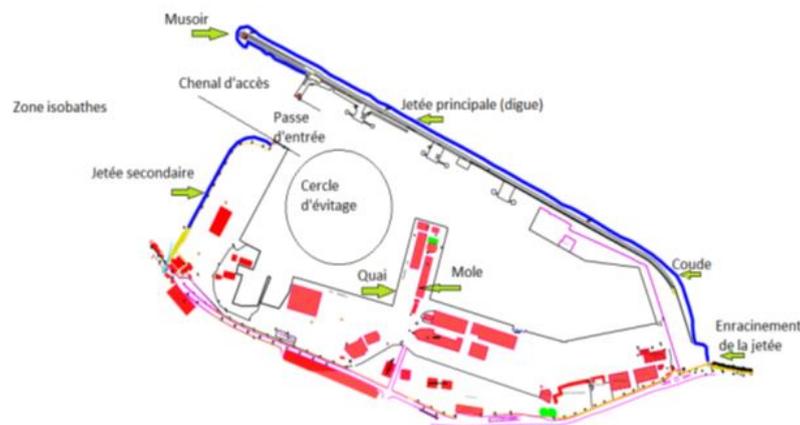


Figure 1.1: Plan de masse d'un port [18].

1.1.1 Le rôle d'un port

- **Rôle industriel:** le port peut comporter des installations destinées à traiter ou transformer les matières premières importées ou exportées.
- **Rôle de marché:** transbordement d'un moyen de transport terrestre à un transport maritime (et inversement) peut s'accompagner d'opérations commerciales faisant du port un lieu de marché. Cette fonction nécessite de grands moyens de stockage et de conditionnement des marchandises. Sur le plan physique, le port permet aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent pour:

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

Selon leurs activités et types de bateaux accueillis, on distingue les ports de commerce, de pêche, de plaisance, et les ports militaires. Il est fréquent qu'un même port combine plusieurs activités, mais elles sont souvent séparées géographiquement dans des bassins différents [4].

1.1.2 Différent types de ports

Un port est destiné à abriter des navires de l'action de la houle. On peut les classer selon leurs localisations, leurs statuts et leurs activités:

- **Les ports militaires:** peuvent comporter soit une rade abritée dans laquelle les navires peuvent mouiller sur leur ancre ou sur des coffres d'amarrage ou des installations aillant les mêmes dispositions que celles d'un port de commerce.
- **Les ports de commerce:** servent à accueillir des navires de commerce ils peuvent également assurer les trafics de voyageurs de marchandises diverses ou spécialisées et de pondéreux en vrac (solides, liquides ou gaz liquéfiés).
- **Les ports de pêche:** sont les plus nombreux dans le monde et de faible importance, leur infrastructure est plus simple que celle d'un port de commerce et offre des facilités particulières pour la commercialisation et conservation du poisson.
- **Les ports de plaisance:** accueillent les bateaux de plaisance, de loisir et de compétition.
- **Les ports de travaux:** certains ports doivent être créés pour l'exécution de grand travaux afin de servir à abriter les engins flottants [4].

1.1.3 Implantation géographique

- **Ports établis dans les rades abritées:** ce sont essentiellement:
 - Des ports militaires;

- Des postes pour le trafic des hydrocarbures établis sur sea- lines ou sur tourelle isolée;
 - Des postes minéraliers en raide foraine;
 - Des postes à passagers ou à marchandises diverses avec transbordement sur engins flottants.
- **Ports extérieurs:** Ils sont établis sur le littoral et sont gagnés sur les eaux, ou creusés dans les terres.
 - **Ports intérieurs:** Ils sont établis sur des fleuves ou rivières, reliés au littoral par un canal maritime, ou établis sur des lagunes et étangs en communication avec la mer.
 - **Ports au large:** En dehors des installations spécialisées pour l'exploitation, le chargement ou le déchargement des hydrocarbures, on peut créer de véritables ports (îlots) détachés du rivage, comportent des postes protégés [4].

1.2 Les ouvrages de protection contre la houle (ouvrage extérieures)

1.2.1 Les jetées

Une jetée est un équipement portuaire perpendiculaire au rivage et ce sont des constructions s'avancant dans la mer pour protéger un port contre les vagues. Elle peut être constituée de: musoir, coude et enracinement (**figure1.1**) [18].

1.2.2 Les digues

Elles sont utilisées pour la protection des ports contre les assauts des houles du large et permettent de réduire l'agitation intérieure. Elles doivent être construites sur des profondeurs très importantes et doivent résister à des vagues d'amplitude importante, on distingue généralement trois type:

- **Digue verticale:** La muraille est constituée par les blocs ou des caissons en béton armé qui résistent par leur poids propre, aux efforts imposés par la houle, ils doivent donc être de grandes dimensions pour être suffisamment lourds.

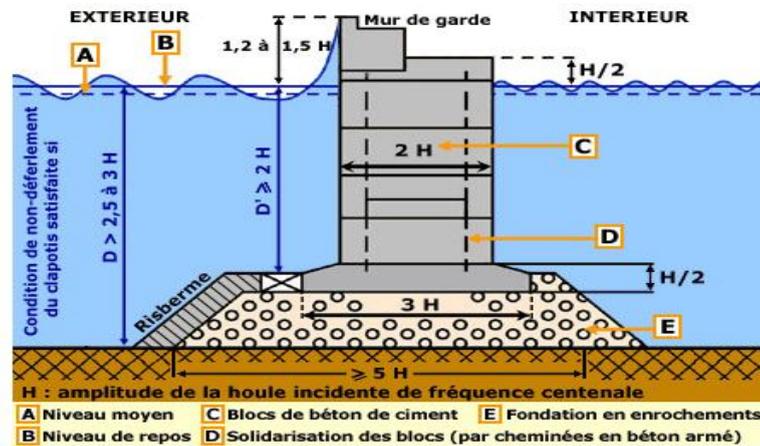


Figure 1.2: Coupe type d'une digue vertical-éléments [6].

- **Digue à talus:** les digues à talus sont réalisées avec des matériaux plus ou moins grossiers, arrangés sous forme d'un trapèze qui va opposer à la houle une résistance d'autant plus efficace que le massif sera élevé et peu poreux.

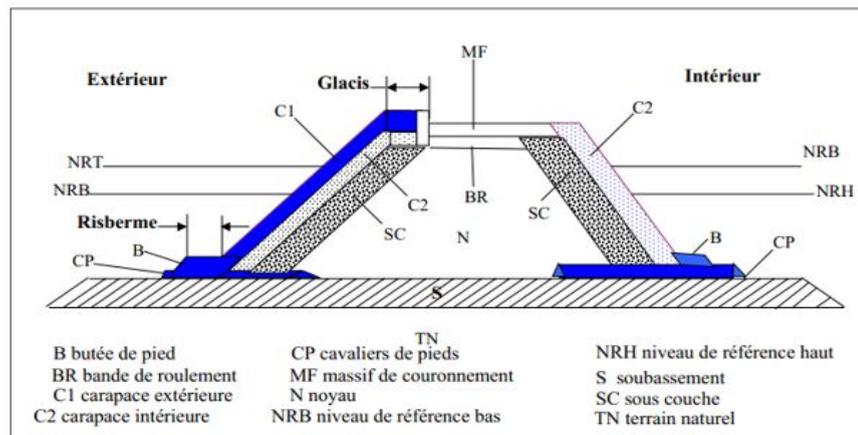


Figure 1.3: Coupe type d'une digue à talus-éléments constitutifs [6].

- **Les digues mixtes:** généralement on utilise les digues mixtes lorsque les profondeurs sont importantes, la partie inférieure est sous forme d'un ouvrage à talus, surmontée par un ouvrage de type vertical. Les dimensions et la structure de l'ouvrage vertical doivent être suffisantes pour résister aux efforts des vagues déferlantes [6].

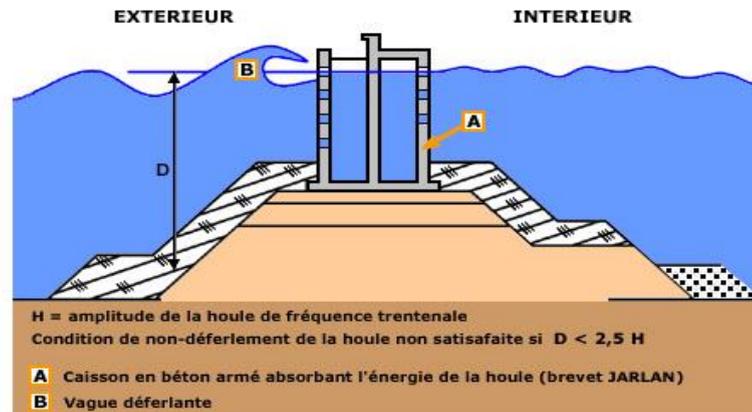


Figure 1.4: Coupe type d'une digue mixte-éléments constitutifs [6].

1.3 Les ouvrages de protection contre la houle (ouvrages intérieur)

1.3.1 Les quais

Ce sont des chaussées aménagées au bord de l'eau dans un port, le long desquelles viennent accoster les navires pour procéder à des opérations de chargements et de déchargements des marchandises, embarquement et débarquement de voyageurs ou procéder aux opérations de réparations des navires.

a) Les fonctions assurées par les quais

Le quai est un ouvrage intérieur du port qui assure les fonctions essentielles qui sont:

- Se munir d'un dispositif d'appui pour permettre l'accostage et l'amarrage des navires;
- Assurer une liaison entre la terre et le navire par l'intermédiaire des terre-pleins;
- Soutenir les terres à la limite de l'eau; les efforts agissant sont: la poussée horizontale des terres et éventuellement la suppression hydrostatique;
- Mur de soutènement du terre-plein des engins de manutention.

b) Classification des quais

Il existe plusieurs types de quais suivant leurs conditions de mise en œuvre et de possibilité d'exécution. Certains sont fondés en surface en fonction des

conditions géotechniques du site et d'autres en profondeur. On peut les classer en trois principales catégories:

1. Quais massifs

Ce sont des ouvrages à fondation superficielle continue dont la stabilité de l'ensemble est assurée par le poids du quai. On distingue:

- Quai en blocs

Ces murs de quais sont constitués en bloc de béton, préfabriqué, empilés les uns sur les autres, le bloc inférieur étant posé sur une assise en enrochements préalablement réglée. Elle tolère de réduire les contraintes élevées introduites par le quai, sur le sol naturel, celui-ci doit avoir une portance élevée et possédant des caractéristiques mécaniques augmentant avec la profondeur. C'est le type de quais traditionnel en méditerranée pour des faibles hauteurs ($\leq 15\text{m}$).

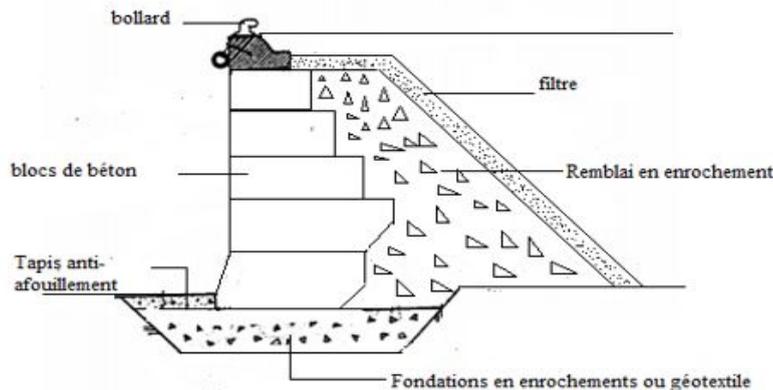


Figure 1.5: quai en blocs [16].

Avantages

- Excellente durabilité due à la conception robuste des blocs;
- Simplicité de la construction;
- Utilisation des matériaux facilement disponibles;
- Contrôle d'exécution relativement facile;
- Bonne réponse aux différents chocs de navire.

Inconvénients

- Sensibles aux déformations de leur assise.

Mode d'exécution

Après dragage, curage, purge éventuelle des couches superficielles contenant des sédiments fins et excavation jusqu'à l'horizon porteur, on interpose une couche de soubassement.

Une couche de réglage, d'une granulométrie plus fine, est ensuite disposée au-dessus du ballast. Une protection spéciale anti affouillements (tapis d'enrochements, matelas géotextile) peut être installée. Un pré chargement du quai est parfois réalisé avant la mise en place de la poutre de couronnement aux fins de maîtriser les tassements ultérieurs.

- Quais en caissons

Les caissons peuvent être préfabriqués partiellement ou totalement. Ils sont utilisés pour constituer des quais continus ou des ouvrages à appuis discontinus et peuvent assurer le rôle de soutien des terres dans le cas des ouvrages continus. Généralement on utilise des caissons en béton armé, ou précontraint, de forme prismatique mais aussi il existe des caissons métalliques.

On distingue trois types de quais en caissons:

- Les caissons amenés par flottaisons et échoués;
- Les caissons havés;
- Les viroles préfabriquées.

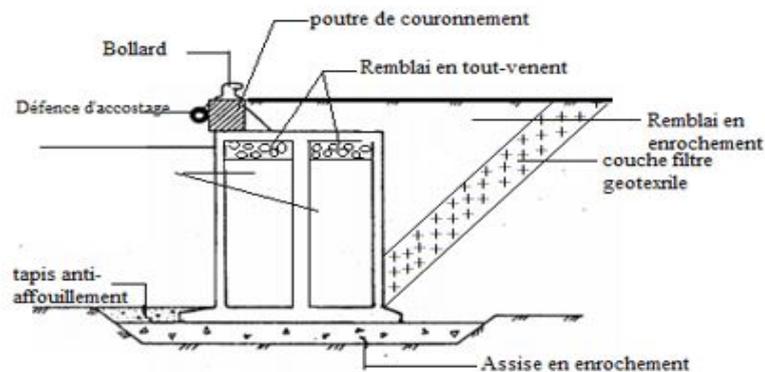


Figure 1.6: quai en caisson [16].

Avantages

- La technique d'exécution est rapide;
- Caissons avec fond: répartissent mieux la charge sous le fond;

- Caissons sans fond: exercent une contrainte plus forte sur le sol de fondation,
- Assure une meilleure résistance au glissement.

Inconvénients

- L'ouvrage est plus sensible aux tassements différentiels;
- La fuite des matériaux de remblai;
- A tendance se déplacer vers la mer sous l'effet des poussées du remblai arrière.

Mode d'exécution

Le caisson est préfabriqué en totalité ou par parties (viroles) dans une forme de radoub ou une cale de travaux, amené sur le site en flottaison puis échoué sur l'assise soigneusement préparée (les viroles sont empilées les unes sur les autres).

A spécifier les conditions de remorquage et d'échouage (vitesse des courants, hauteur de houle ou de l'agitation, schéma de remorquage, état de surface des remblais).

Le caisson peut être construit à sec, soit à l'abri d'un batardeau dans une souille asséchée, soit havé directement à partir de la plate-forme existante (descente en louvoyant).

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.

- Quai en rideau de palplanches

Les quais constitués par un rideau de palplanches métalliques ancré sur un rideau arrière. Sont utilisés lorsque le terrain naturel offre une portance insuffisante pour supporter un ouvrage massif. Mais il possède des caractéristiques géotechniques permettant d'offrir une butée au pied du rideau (coté bassin) capable d'équilibrer la poussée du remblai. C'est le cas des sols sableux, de marnes ou d'argiles suffisamment compactes.

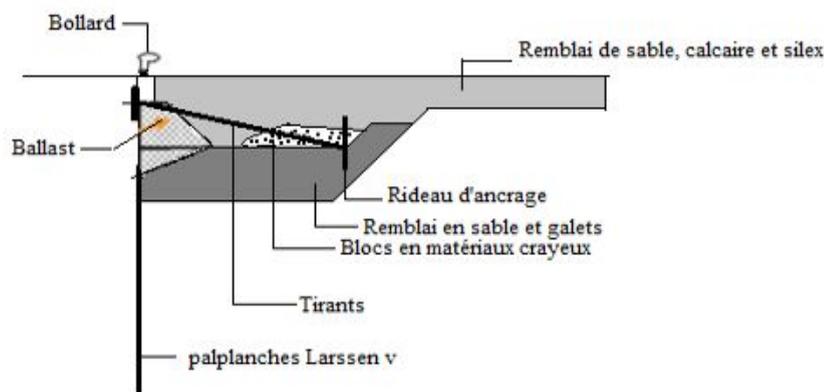


Figure 1.7: quai en rideau de palplanches [17].

Avantages

- Résistance à l'effort de flexion;
- Supporte une partie de remblai arrière et les surcharges d'exploitation;
- Permet de réduire la poussée sur les rideaux de palplanches;
- Facilité et rapidité de mise en œuvre.

Inconvénients

- Risque de la fuite des matériaux fins du sol derrière la plate-forme;
- Sensible à la corrosion;
- Forte nuisances dues aux méthodes de mise en œuvre

Mode d'exécution

Les profilés sont mis en place dans le sol par battage, vibrofonçage et vérinage tel que:

- Le battage consiste à enfoncer un élément rigide dans le sol à l'aide d'une masse frappante.
- le vibrofonçage applique des vibrations verticales aux palplanches pour leur permettre de pénétrer dans certaines couches de sol.
- le vérinage est un système de fonçage silencieux, absence de vibration pendant l'installation.

2. Quais sur pieux

Ce sont des quais constitués par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux (ou piles) en béton ou en acier. La fonction de soutènement, propre aux quais sur pieux, est assurée par la combinaison d'un talus et

d'un rideau - plan ou voile placé en arrière ou en avant du quai, avec ou sans tirants d'ancrage. Des pieux inclinés et la butée offerte par la partie supérieure du remblai permettent de mobiliser une force horizontale suffisante pour équilibrer l'effort engendré par l'accostage et l'amarrage des navires [16].

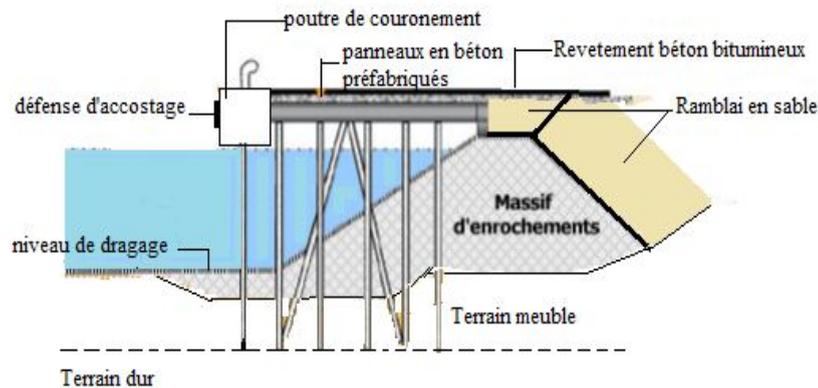


Figure 1.8: quai sur pieux [17].

Avantages

- Assure la fonction d'accostage et d'amarrage;
- Supporte d'importants efforts horizontaux.

Inconvénients

- Pieux en béton peuvent pas atteindre des grandes longueurs;
- Pieux en acier risque la corrosion;
- Risque de flambement et de tassement;
- Erosion du talus sous quai.

Mode d'exécution

Les étapes de construction comprennent:

Des travaux de terrassement préliminaire, le battage des pieux, le coffrage du mur d'arrière-quai, le bétonnage du quai et des pieux, la pose des éléments préfabriqués de la plate-forme, la mise en œuvre et le compactage du remblai arrière-quai, la pose des tirants.

3. Quais mixtes

Le quai "danois" est constitué d'un rideau de palplanches et d'une plate-forme en béton armé fondée sur des pieux en béton ou en acier.

La résistance aux efforts d'accostage est assurée par la poussée du remblai contre le rideau et, éventuellement, par la réaction horizontale de pieux inclinés. Les efforts verticaux sont équilibrés par les réactions verticales des pieux qui supportent la plate-forme et éventuellement, des tubes métalliques insérés dans le rideau de palplanches. Ces quais sont indiqués quand le sol de fondation est de qualité moyenne et qu'il existe une couche de terrain de bonne résistance à une profondeur raisonnable [6].

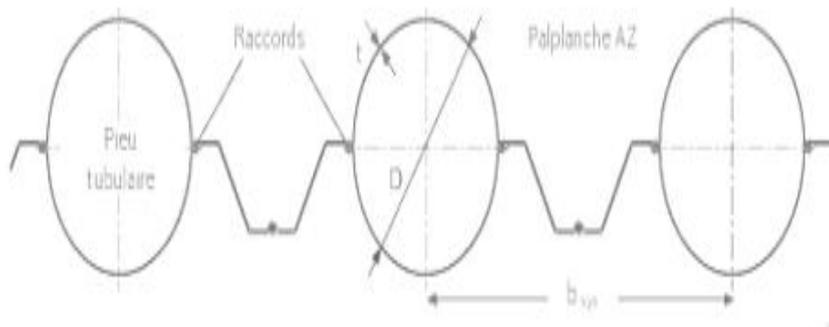


Figure 1.9: quai mixte [2].

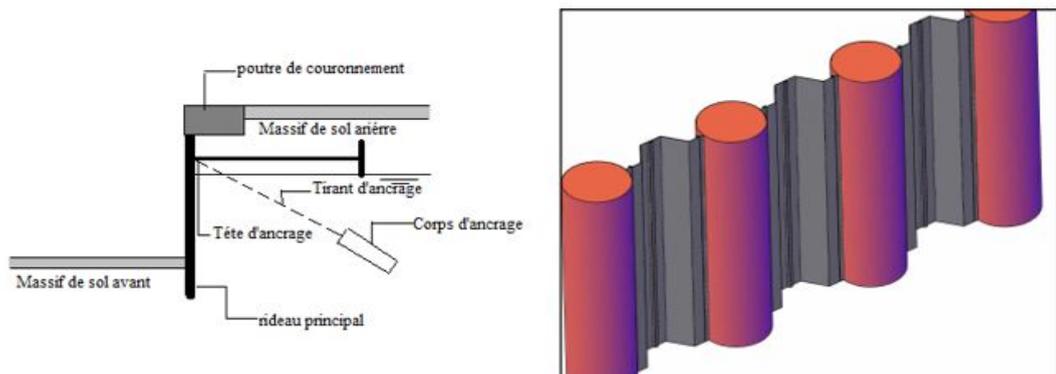


Figure 1.10: quai mixte [16].

Avantages

- Meilleur comportement charge-déplacement et tassement réduit;

- Transmission optimale de la poussée des terres et de la pression hydrostatique;
- Une grande résistance a la flexion.

Inconvénients

- Risque de fuite des matériaux fin du sol derrière la plate-forme;
- Sensibilité à la corrosion;
- Risque de flambement et de tassement;
- Erosion de talus sous quai.

Mode d'exécution

- Battage ou vibrofonçage des chemises métalliques pour pieux, jusqu'à la cote du projet;
- Mise en place des palplanches métalliques en les glissants dans les serrures soudés sur les chemises;
- Forage et bétonnage des pieux;
- Mise en place des tirants d'ancrages;
- Rempiètement à l'arrière du quai;
- Réalisation de la superstructure;

c) Les paramètres de choix du type de quai

1. Géotechnique

la qualité du sol est un élément important pour le choix de type de fondation (fondation profonde ou superficielle).

2. Efforts

- Les efforts appliqués

Faisant intervenir la hauteur du quai (dépendant du tirant d'eau des navires à recevoir). La nature des terres à soutenir, le régime suppression hydrostatique et les surcharges d'exploitation.

- L'agitation

Dans le bassin, les quais proches de l'entrée du port nécessitent un coefficient aussi faible que possible (quais sur pieux à talus ou système non réfléchissant).

- La sécurité

dans le cas d'accostage accidentel d'un navire ou ports de guerres.

- La durée de vie

La durée de vie de l'ouvrage dépend de l'agressivité du milieu ambiant vis-à-vis de l'attaque des matériaux (corrosion).

3. Exécution

L'état du site avant les travaux : La position du quai par rapport au terrain naturel et la réalisation en site terrestre, à sec ou à l'abri d'un batardeau.

1.3.2 Les appontements

ce sont des plates-formes sur pilotis qui permettent aux bateaux d'accoster ou de charger et décharger les marchandises.

1.3.3 Les ducs d'Albe

sont des ouvrages ponctuels permettant l'accostage et/ou l'amarrage des navires. Ils ne disposent pas de plate-forme sur laquelle peuvent être déposés les marchandises ou être installés les engins de manutention.

Conclusion

Ce chapitre est consacré aux généralités sur les travaux portuaires, ou on a présenté les différents types d'ouvrages portuaires et les éléments qui les constituent.

2

LES OUVRAGES PORTUAIRES SUR PIEUX

Introduction

Les ouvrages portuaires sur pieux sont constitués par une plate-forme en béton armé ou en béton précontraint, maintenue par des pieux. On distingue, selon leur conception: Les ouvrages directement accostables et Les ouvrages non accostables.

2.1 Quais sur pieux

Les quais constitués par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux en béton ou en acier, sont utilisés quand le terrain naturel est constitué d'une couche de mauvaise qualité sous laquelle existe une couche de terrain de portance suffisante à une profondeur pas trop importante [17].

2.1.1 Classification des quais sur pieux

Ils peuvent être classés en quatre grandes catégories en fonction de ce qui cache sous leur dalle.

2.1.1.1 Quais fermé

C'est un quai simplement constitué d'un rideau de pal pieux encre en tête, ce rideau a pour fonction de résisté aux efforts horizontaux (la poussé des terres et la traction des amarres sur les bollards).

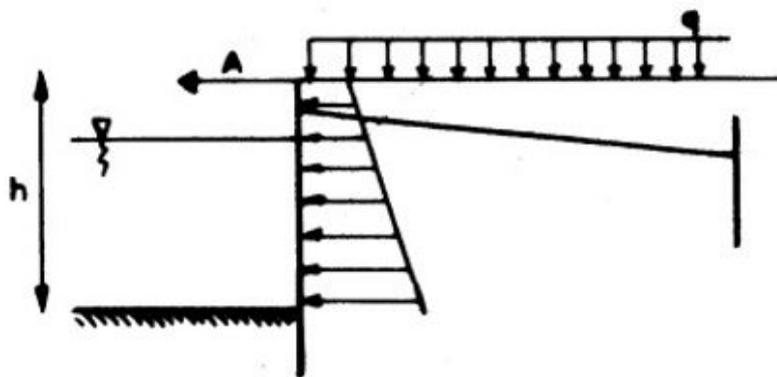


Figure 2.1: Quais fermés [3].

2.1.1.2 Quais semi-ouverts

La partie supérieure du rideau rapporte la réaction d'ancrage sur la dalle et protégé le talus des effets des vagues et des courants.

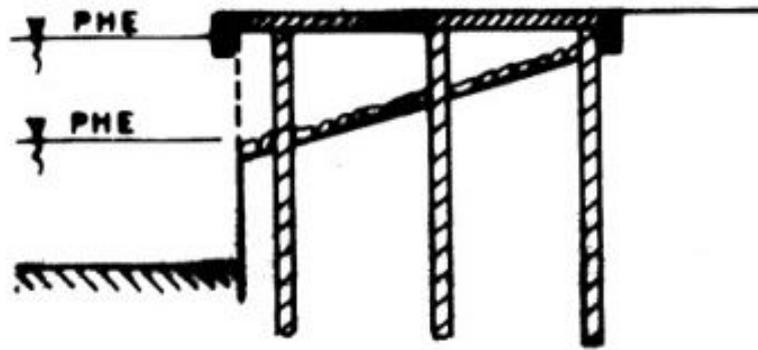


Figure 2.2: Quais semi-ouverts [3].

2.1.1.3 Quais ouverts

Si l'on supprime le rideau avant, on obtient un quai ouvert dans lequel le talus descend jusqu'au niveau du bassin.

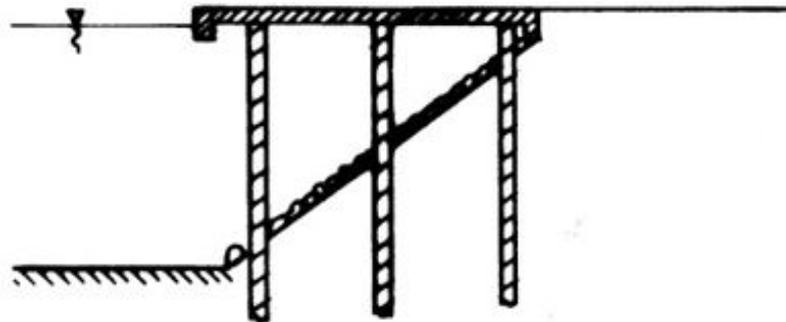


Figure 2.3: Quais ouverts [3].

2.1.1.4 Les appontements

Lorsque l'ouvrage est complètement dissocié de la cote et qu'il n'a pas de fonction de stockage, on a affaire à un appontement, c'est-à-dire à un platelage fondé sur pieux

sur lequel des engins de manutention circulent et ou peuvent accoster des navires [3].

2.1.2 Elément constitutifs d'un quai sur pieux

2.1.2.1 Talus

Le talus est souvent la partie d'un quai sur pieux qui pose le plus de problèmes. Si la pente prévue initialement se révèle instable, il faut reconsidérer la largeur de la dalle et, éventuellement, augmenter le nombre de files de pieux, mettre en place un soutènement ou le surdimensionné s'il était déjà prévu.

2.1.2.2 Plate-forme

On peut distinguer deux types de plate-forme:

- La plate-forme haute: sur laquelle s'appliquent directement les surcharges, et dont l'épaisseur est en général déterminée par sa résistance au poinçonnement.
- La plate-forme basse: la dalle supporte une couche de remblai, dont l'épaisseur est de 50cm à 1m. qui a pour l'effet de répartir les surcharges sur la dalle pour limiter les problèmes de poinçonnement.

2.1.2.3 Pieux

Le pieu est un élément de fondation profonde élancé qui est fait d'un matériau ou d'une combinaison de matériaux tel que le bois, l'acier et le béton. Il reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. On rencontre dans les ouvrages portuaires différents types de pieux qu'on peut classer en deux groupes selon leur exécution avec refoulement de sol et sans refoulement.

2.1.2.4 Défenses d'accostage

Ils sont nécessaires pour assurer la continuité du front d'accostage du couronnement au niveau des basses mers. Ces défenses sont d'autant plus nécessaires que les ouvrages sur pieux ne permettent pas d'amortir la dérive du navire par le lamiage du matelas d'eau compris entre la muraille et un ouvrage à parement continu [4].

2.1.3 Réalisation d'un quai sur pieux

Il consiste à faire reposer le quai portuaire en construction sur des pieux. Il s'agit de pieux en béton, chemisé d'un tube métallique et fiché dans le substratum. L'un des avantages de cette méthode consiste à l'amortissement de la houle à l'entrée du port, grâce à sa conception en enrochement sous quais.

2.1.3.1 Méthode de réalisation d'un quai sur pieux

- **Terrassement**

Consiste le dragage des matériaux meuble sur l'ensemble de la zone avec une pelle hydraulique. Les matériaux ainsi excavés sont chargés dans un chaland pour une évacuation et immersion de ses déblais dans une zone autorisé en mer.

- **Exécution des pieux forés**

- Forage et mise en place d'un tube de travail jusqu'au substratum
- Ancrage par carottage sur la hauteur de scellement déterminée par le calcul.
- Mise en place du tube définitif, à l'abri du tubage de travail permettant ainsi une parfaite maîtrise de sa position en x, y et z.
- Remplissage de l'annulaire entre les deux tubes par un matériau fin.
- Récupération du tubage de travail.
- Curage de l'intérieur du tube définitif après prise du coulis.
- Ferrailage et bétonnage du pieu. Leurs avantages est d'assurer l'ancrage de qualité obtenu par carottage et des structures pratiquement insensible à la corrosion.

- **Réglage des talus et mise en place des enrochements**

A la suite de la réalisation des pieux, les déblais excédentaires sont évacués en décharge et les enrochements sont mise en place à la pelle hydraulique.

- **Mise en œuvre**

La réalisation par mise en place d'une structure préfabriquée. Le coulage de la dalle de compression assure le clavetage de l'ensemble de la structure.

- **Equipements**

les équipements qui sont mis en place seront agréés et identiques aux équipements en place sur les infrastructures existantes, dans la mesure où ceux-ci donnent satisfaction [5].

2.2 Les différents types d'efforts agissant sur les ouvrages d'accostage

2.2.1 Charges et surcharges

La structure de quai est soumise aux efforts suivants:

- Poids propre;
- Poussées des terres;
- Poussé hydrostatique dû au marnage;
- Charge d'exploitation uniformément répartie;
- Effort d'amarrage ou d'accostage;
- Poussé hydrodynamique.

2.2.2 Efforts horizontaux

2.2.2.1 Les efforts d'accostage

La force à ce niveau est générée par l'énergie cinétique due aux chocs des navires. Ainsi qui s'approchant d'un quai avec une certaine vitesse qui lui confère une énergie cinétique. Durant l'accostage, les chocs imposent de violents efforts à l'ouvrage. La vitesse du navire est un paramètre important pour la matérialisation de cette force d'accostage. Et celle-ci dérive de l'équilibre des forces motrices (action du vent, traction des remorqueurs, impulsion de quelques tours d'hélice...) et de la résistance à l'avancement opposée par l'eau.

2.2.2.2 Les efforts d'amarrages

Les marres sont frappées sur des bollards, bornes ou organeaux fixés sur le quai, aux quels clics imposent des forces qui dépendent de:

- L'action du vent sur la voilure du navire;
- l'action des courants sur la carène;
- l'action de l'agitation du plan d'eau.

Les efforts d'amarrage sont exercés par les amarres sur les bollards ou crocs sur lesquels elles sont frappées.

2.2.2.3 Les efforts dus au vent sur les engins de levage et les superstructures

Il y'a des ouvrages d'accostages qui peuvent supporter des engins de levage ou des bâtiments, donc il s'avère important dans cette situation de tenir compte des efforts du vent sur ces superstructures.

Pour l'ouvrage d'infrastructure la direction du vent est la plus favorable et elle est perpendiculaire au poste d'accostage, vers le bassin.

2.2.2.4 Les forces dues à la houle

Cette force est négligés car les quais sont des ouvrages intérieurs et donc ne sont pas exposés aux effets de la houle.

2.2.2.5 Poussée des terres

Les terres (ou remblais) retenues par l'ouvrage d'accostage sont caractérisées par les grandeurs suivants:

ϕ : angle de frottement,

C: la cohésion,

γ : poids spécifique du sol au-dessus du niveau de la nappe (souvent voisin de $1.8 \text{ t}/\text{m}^2$),

γ' : poids spécifique du sol déjaugé (souvent voisin de $1.1 \text{ t}/\text{m}^2$).

Cette poussée des terres peut être calculée par les formules classiques de la mécanique des sols en utilisant Terzaghi, Rankine, Coulomb, Caquot, etc.

2.2.2.6 Surpression hydrostatique

Cette force est occasionnée par la présence de la nappe. Si ce dernier a un niveau, à quelque distance de l'ouvrage, qui est au moins celui du niveau moyen, il en résulte lorsque le niveau du plan d'eau est inférieur à celui de la nappe, des efforts agissant sur l'ouvrage d'accostage dans le même sens que la poussée des terres.

2.2.2.7 Poussée hydrodynamique

Pour les ouvrages immergés, la face avant du parement est soumise en plus des autres effets, à des effets hydrodynamiques pendant le séisme.

2.2.2.8 Poussée due au marnage

En considérant les murs de quai maritimes, on peut dire que la dénivellation maximale en hauteur de marnage de chaque côté du mur est généralement choisie égale ou inférieure à la demi amplitude de la marée.

2.2.2.9 Butée de sol

Certains auteurs (Rankine, Caquot) ont calculé la valeur maximale de la butée que peut offrir un sol de caractéristiques données. Il faut aussi noter que la butée est très sensible l'inclinaison de la contrainte sur l'écran. Le calcul est généralement fait par la théorie de Caquot et Kérisel.

2.2.2.10 Efforts sismiques

Les ouvrages construits dans les zones soumises à des séismes fréquents doivent être conçus pour résister aux effets de ces derniers, ce qui consiste à vérifier la stabilité des ouvrages soumis à une accélération (horizontale et verticale) [5].

2.2.3 Efforts verticaux

2.2.3.1 Poids propres des ouvrages

Le poids propre doit être considéré réduit de la poussée d'Archimède déterminée dans les hypothèses les plus défavorables. C'est important de noter que c'est en pleine mer qu'on a les conditions de stabilité les plus sévères pour ces ouvrages massifs: la réduction du poids diminue, en effet le moment stabilisateur, et augmente le risque de glissement.

2.2.3.2 Surcharges d'exploitations

L'ouvrage est exposé à une surcharge sur lui-même et sur le terre-plein. Par suite ces surcharges doivent être prises en compte dans la mesure qu'elles aggravent les conditions de calculs. Il faut alors forcément tenir en compte des poussées horizontales induites. On tient aussi en compte de ces poussées même si la surcharge est appliquée seulement sur le terreplein. Quelques valeurs couramment admises pour les surcharges uniformément réparties sur les surfaces des ouvrages:

- 4 à 6t/m² pour un trafic de marchandises diverses.
- 6 à 20t/m² pour des trafics pondéreux selon les conditions d'exploitation.

On tient compte de l'effet du vent sur les engins.

2.2.3.3 fondation d'un quai

Ces ouvrages d'accostages appelés aussi ouvrages d'infrastructures des travaux portuaires sont classés en deux catégories selon le type de fondation qu'ils donnent. Les quais-poids présentent tous des fondations continues dont certains sont fondés en surface et d'autre en profondeur en fonction des caractéristiques du sol. Donc les paramètres géotechniques du site influent beaucoup sur le choix du type d'ouvrage. Mais à l'image des quais-poids il y'a d'autres quais qui exigent une fondation discontinue qui sont généralement fondés sur pieux ou sur piles.

2.3 Calcul globale du quai

Le programme de calcul idéal serait donc un programme tridimensionnel, tenant compte de la rigidité de la plate-forme, du comportement élasto-plastique du sol, et d'un système quelconque de charges (ponctuelles, réparties...). Mais il existe des méthodes simplifiées, telle que la méthode bidimensionnelle.

2.3.1 Quai a plate-forme rigide

On peut se contenter d'étudier par des programmes bidimensionnels la rangée i la plus sollicitée.

2.3.1.1 La répartition des charges

Les charges horizontales seront réparties également par rangée, car la rigidité de la plateforme dans le plan horizontal peut être considérée comme infinie, d'autant plus que les efforts horizontaux sont relativement peu importants.

- Pour les charges verticales uniformes, on considère la bande de quai associée à la rangée i et on calculera la résultante de ces charges.
- Pour les charges verticales ponctuelles F on isolera la poutre longitudinale sur laquelle repose ces charges et on déterminera les réactions d'appuis R des différentes rangées [3].

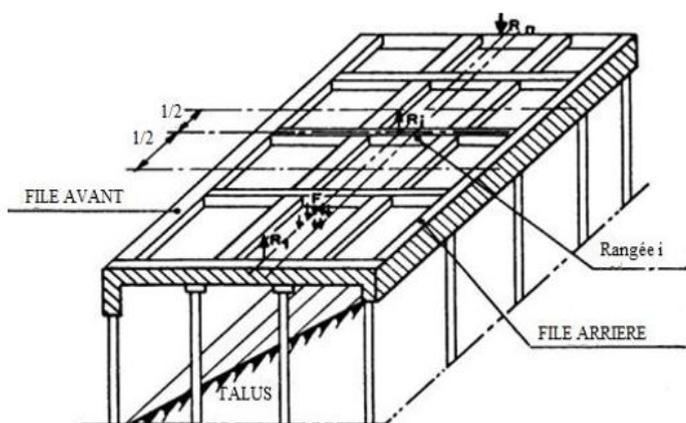


Figure 2.4: Quai à plate-forme rigide [3].

2.3.2 Quai à plate-forme rigide dans le sens longitudinal

2.3.2.1 Répartition des charges

Les charges horizontales seront réparties également par rangée, la rigidité de la plateforme dans le plan horizontal pouvant être considérée comme infinie.

Les charges verticales seront toutes ramenées aux poutres longitudinales en supposant les dalles encastrées dans ces poutres.

Chaque poutre longitudinale sera ainsi chargée et ensuite étudiée de manière classique comme une poutre continue sur appuis, ce qui permet de déterminer les charges sur les pieux des différentes rangées.

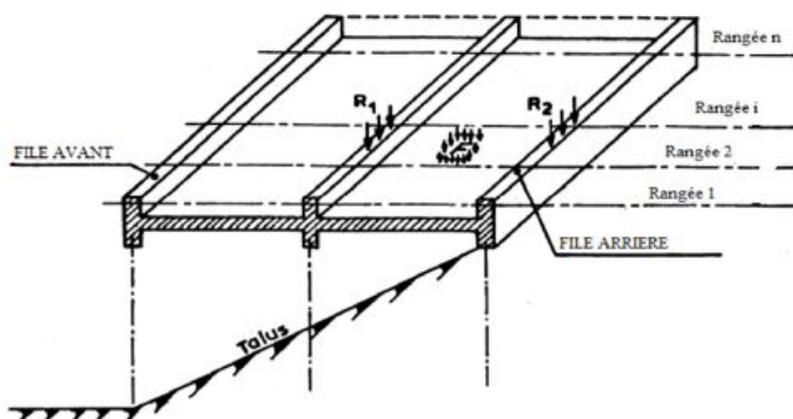


Figure 2.5: Quai à plate-forme rigide dans le sens longitudinal [3].

2.4 Calcul des quais sur pieux

2.4.1 Stabilité de l'ensemble

Les calculs sont conduits suivant la méthode acceptable aux fondations sur pieux. Elle consiste à calculer la charge de chaque pieu, et à vérifier qu'elle est compatible avec la portance du sol, compte tenu d'un coefficient de sécurité d'au moins 2. Le système étant en général hyperstatique, on emploie l'une des méthodes suivantes:

- **Méthode exacte**

On écrit que la résultante et le moment résultant des réactions des pieux équilibrent la résultante et le moment résultant des forces extérieures.

On écrit ensuite que les variations de longueur des pieux sous l'effet de leur charge, suivant la loi d'élasticité et que ces variations sont compatibles avec la rigidité de la plateforme ; dans le cas d'une dalle nervurée, cette rigidité est pratiquement infinie. On dispose alors du nombre d'équations suffisant pour calculer les réactions des pieux.

- **Méthode approchée**

Cette méthode suppose que la rigidité de la plate-forme est infinie. On détermine le centre de gravité géométrique(**G**) des sections des pieux au niveau de la plate-forme, de même que leur moment d'inertie(**I**) par rapport à un axe passant par ce centre et normal à la section transversale de l'ouvrage, la charge verticale N_j du pieu j est: $N_j = S_j \left(\frac{N}{S} \pm \frac{M_{vj}}{I} \right)$

Dans cette formule: N: est la composante verticale de la résultante par rapport à G,

S: la somme des sections des pieux,

S_j : la section du pieu (j) et V_j sa distance à G (compté dans le même sens pour calculer M).

Si l'ouvrage comporte des pieux inclinés, on calcule la part de la composante horizontale (T) de la résultante des forces extérieures absorbé par les pieux, correspondant aux charges verticales N_j , le restant étant absorbé par la flexion des pieux, la buttée du sol ou par un système d'ancrage qu'il est d'ailleurs prudent de concevoir pour absorber la totalité de l'effort horizontale. Le pieu (j) n'est soumis à aucune flexion si la réaction est dirigée suivant son axe, c'est-à-dire si la composante horizontale de la réaction T_j est égale à (i^*N_j) , I étant l'inclinaison du pieu sur la verticale ; le moment de flexion au niveau

h au-dessous de la plate-forme est $M_j = h (T_j - i * N_j)$. On peut admettre en première approximation $T_j = \frac{T}{n}$ avec n : est le nombre de pieu supposés identiques.

2.4.2 Stabilité élémentaire

Connaissant les forces extérieures et les réactions des pieux, on peut alors calculer les efforts et les contraintes de plate-forme par les méthodes classiques de la résistance des matériaux. On détermine la longueur et la section des pieux pour leurs donner une force portante suffisante, les calculs s'effectuent par les formules classiques en mécanique des sols (formules **Caquot Kérisel** ou formule de **Terzaghi**). Il est important toutefois d'effectuer des essais de charges portantes et d'utiliser les essais au pénétromètre pour la construction d'ouvrages lourds. On outre, la concordance entre les dispositions projetées et les conditions réelles in situ doit être vérifiée par la condition de refus au battage (formules de **HOLLONDAIS** ou formules de **HEILEY...**). Il convient de vérifier que le pieu ne risque pas de flamber. Par exemple en appliquant la formule d'Euler pour un semi encastrement du pieu dans le sol, ou encastrement à un niveau assez bas [4].

2.5 Les désordres dus au milieu environnant pour les ouvrages portuaires

2.5.1 L'altération des bétons

Le béton est sensible aux agents chimiques contenus dans l'eau de mer. Ces désordres sont les fissurations soulignées par des traces blanchâtres provoquées par le gonflement des produits de réaction de la pâte de ciment sous l'action de sulfates et des chlorures.

2.5.2 Corrosion des armatures du béton

Indépendamment de l'aspect physico-chimique, deux facteurs favorisent la corrosion : la qualité du béton, et l'épaisseur de recouvrement des armatures en place.

2.5.3 Corrosion organique et hydrocarbures

La corrosion organique se manifeste au niveau des boues et des vases qui se déposent en fond de bassins acide des bétons, avec consommation de la chaux libre



Figure 2.6: corrosion sur la tête de pieu [14].

2.5.4 L'érosion

les causes potentielles d'érosion sont variées et proviennent de l'écoulement rapide des eaux ou des courants tourbillonnaires dans certaines parties de l'ouvrage le plus souvent associés au contact avec des corps en suspension dans l'eau ou flottant, et du choc des navires. L'érosion se poursuit par l'apparition d'éclats de béton, puis l'élimination de la pâte du ciment, et la mise à nu des granulats par départ des matériaux fins ; la fissuration apparaît ensuite en liaison avec la présence des armatures, dont l'enrobage se trouve alors réduit [6].

2.6 facteurs à prendre en considération dans un environnement marin

2.6.1 Corrosion

Avant toute chose, il est nécessaire de prendre conscience de ce que les vérifications à effectuer doivent porter sur le pieu tel qu'il sera ou bout d'un certain temps. Les figures ci-dessous montrent deux profils de corrosion mesurés sur des pieux. On y constate deux extrêmes situés respectivement dans la zone des embruns et dans la partie inférieure de la zone de marnage, et pour le second pieu, un troisième extrême dans le sol.

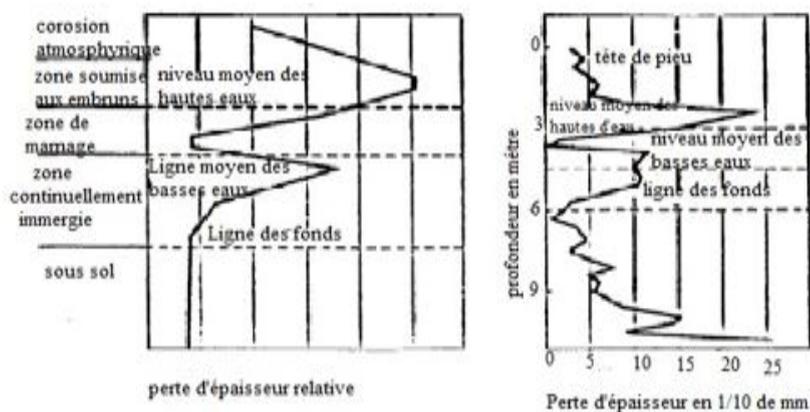


Figure 2.7: Profils de corrosion mesurés sur des pieux [6].

2.6.2 Contraintes admissibles

De manière générale, dans le cadre réglementaire du **fascicule 61-titre V** si une section de tube est soumise à un effort normal N et à un moment fléchissant M , il convient de vérifier que les contraintes restent bien dans le domaine élastique [19].

2.6.3 Flambement

La longueur de flambement : considère une poutre droite de section constante articulée à ces deux extrémités et soumise à un effort normal N ou ce qui revient au même, à une compression uniforme $\sigma_m=N/A$ [6].

2.7 D'élimination de la corrosion marine

La d'élimination de la corrosion marine peut être considérée par le site et par le niveau auquel s'exerce la corrosion sur un ouvrage maritime en acier.

Le site: le site abrité est très différent du site ouvert, dans le port le risque de corrosion n'est pas le même quand le niveau d'eau est constant et quand il s'agit d'un bassin à flot.

Le niveau: on distingue trois niveaux spécifiques:

- **Zone des embruns**

Toujours redoutable pour les installations en mer, plus particulièrement dans la partie qui se confond avec le sommet de la zone de marnage et qui est impliquée dans le déferlement de la houle. Cette zone possède en taux de corrosion très élevé, et cela pose le problème de la protection des ouvrages

métalliques, avec la difficulté de maintenir un bon revêtement dans cette zone qui n'est pas immergée mais toujours humide.

- **Zone immergée**

En immersion permanente, un peu au-dessous du niveau moyen de basse mer, il existe également un risque de corrosion assez marqué, dû à l'aération différentielle dont le processus est le suivant : à marée montante, l'eau vient recouvrir des parois fraîchement aérées et qui ont donc absorbé superficiellement une certaine teneur en oxygène. Il s'ensuit une tension d'électrode de cette paroi (aéré) plus positive (cathode) que celle de la paroi immergée (anode), et la différence de potentiel peut atteindre 0.1V, provoquant ainsi une véritable corrosion électrochimique de la zone non aérée.

- **Zone en fiche**

En règle générale, les parties en fiche ou en contact avec le remblai ou les faces internes des pieux, ne subissent qu'une corrosion négligeable, car il se forme à la surface de l'acier un composé ferro-silicieux très dur qui bloque toute attaque ultérieure. De plus, l'action de l'oxygène est limitée dans le temps et en niveaux.

2.7.1 Les moyens techniques de la surveillance et de l'auscultation

La surveillance d'un ouvrage est une opération courante et obligatoire qui a pour but d'assurer sa pérennité en permettant de détecter ou mieux, de prévenir, les anomalies ou désordres qui pourraient se manifester. L'auscultation de l'ouvrage ou d'une partie de l'ouvrage est une opération particulière qui est en principe nécessaire dans certaines situations. Une modification significative des charges de service est demandée ou si une modification de l'environnement de l'ouvrage doit être réalisée, aussi des déformations plus importantes, voire des désordres, se manifestent dans les parties visibles de l'ouvrage et sont susceptibles d'en compromettre l'usage.

Parmi ces moyens techniques de la surveillance et de l'auscultation on peut citer: Distance-mètre à fil invar, le fissuro-mètre à vernier, inclinomètre vertical, nivellement à vis micrométrique, piézomètre ouvert, sonde de pression interstitielle, capteur de pression totale des terres, capteur de force de type glötzl, les centrales d'acquisition.

2.7.2 Réparations possibles sur les pieux

Les réparations sont effectuées selon les différentes zones. Dans la zone située à partir du niveau de la plus basse mer on met la peinture pour des raisons de facilité la mise en œuvre. La protection cathodique permet de lutter contre la corrosion sur l'ensemble du pieu immergé. On met en place une coquille lorsque l'épaisseur du pieu est insuffisante ou lorsqu'il y a perforation pour permettre de compenser la perte de matériau. Le contact entre le pieu et la dalle est une zone fragile, elle est traitée avec des mortiers pour assurer une perméabilité en tête de pieu [15].

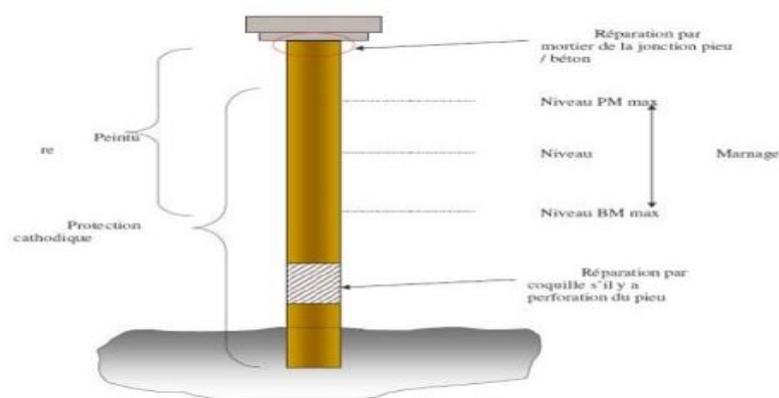


Figure 2.8: Réparation possible sur les pieux [16].

Conclusion

Dans ce chapitre, on présente les différents ouvrages portuaire sur pieux a savoirs les quais ainsi quelles différents efforts aux quel ils sont soumis. Les désordres constatés sur les pieux sur les ouvrages portuaires leur origine et l'agressivité du milieu marin donc il est primordial de connaitre les moyens de réparations suivant les zones sensibles à traiter.

3

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

3.1 Présentation du site de projet

3.1.1 Historique du Port de Bejaia

Le port de Bejaïa à l'arrivé des Français était un chenal fermé par la porte sarrasine (encore fort conservée). Le site était constitué de l'avant-port actuel. Les Français pénétrèrent en 1833. Ils réalisèrent les premiers ouvrages en 1834. Les ouvrages de protection furent commencés en 1870, en 1879 ceux d'accostage, le port marchands fut achevé en 1911.

En 1922, on traça physiquement les configurations de l'avant-port et l'arrière port. C'est en entre 1958 et 1960 que furent construite les installations nécessaires à la réception des pétroliers dans l'avant-port.

Les premiers travaux, 670 km de conduite de pétrole de Hassi-Messaoud au port de Bejaia ont été débutés en août 1958, cette conduite a été achevée le 25 août 1959, le premier décembre 1959 a été chargé le premier pétrolier vers la France.

3.1.2 Situation géographique du port de Bejaia

Le port de Bejaïa est un port naturel situé sur une ouverture entre les montagnes de Kabylie, à environ 1,5 Km au sud de cap carbon, et du côté Ouest par le golf de Bejaia, à environ 250 Km de la capital Alger.

Le port de Bejaïa a une situation géographique privilégiée qui est, en fait, un relais entre l'Est et le Centre du pays, ainsi qu'une zone d'ouverture sur la mer pour l'arrière-pays. Il dessert un hinterland important et très vaste. La ville et le port de Bejaïa disposent de dessertes routières reliant certaines villes du pays, de voies ferroviaires et d'un aéroport international, le port est délimité par:

- au nord par la route nationale RN 09.
- au sud par les jetées de fermeture et du large sur une longueur de 2750 m.
- à l'est par la jetée Est.
- à l'ouest par la zone industrielle de Bejaïa.

3.1.3 Sismicité de Bejaïa

Après le séisme de Boumerdes (21 mai 2003), le RPOA subdivise le territoire en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité:

- Zone 0: Sismicité négligeable.

- Zone 1: Sismicité faible.
- Zone 2 et 2 b: Sismicité moyenne.
- Zone 3: Sismicité élevée.

Suivant cette classification sismique notre zone d'étude se classe dans la zone 2, qui correspond à la zone de sismicité moyenne.

3.1.4 L'infrastructure

Le port de Bejaïa est formé de trois bassins:

- Bassin de l'avant-port, destiné à traiter les navires pétroliers, ce bassin d'une superficie de 75 hectares est doté de trois postes à quai d'une longueur totale de 770 m et d'un tirant d'eau allant de 11,5 m à 12,90 m ;
- Bassin du vieux port, dont la superficie est de 26 hectares et les profondeurs de quai varient entre 6,10 et 7,40 m. Sa passe est large de 120 m et draguée à 10 m ;
- Bassin de l'arrière port, accessible par une passe large de 120 m, dragué à 10 m ; sa superficie est de 60 hectares et les tirants d'eau varient entre 7,50 m et 9,30 m.

Table 3.1: Les différents quais du port de Bejaia

Nom du quai	N° des postes à quai	Bassins	Profondeur (m)	Longueur (ml)
Port pétrolier	01 à 03	Avant-port	11,5 à 13,5	250, 260 et 260
Quai central	06 et 07	Vieux port	08	98
Quai Nord-Ouest	9 à 11	Vieux port	08	273
Quai de la Casbah	12 et 13	Vieux port	08	257
Quai passe Casbah	14	Passé Casbah	8.5	146
Quai Sud-Ouest	15 et 16	Arrière port	10	230
Quai de la Gare	17 à 19	Arrière port	10	530
Nouveau Quai	21 à 24	Arrière port	12	750

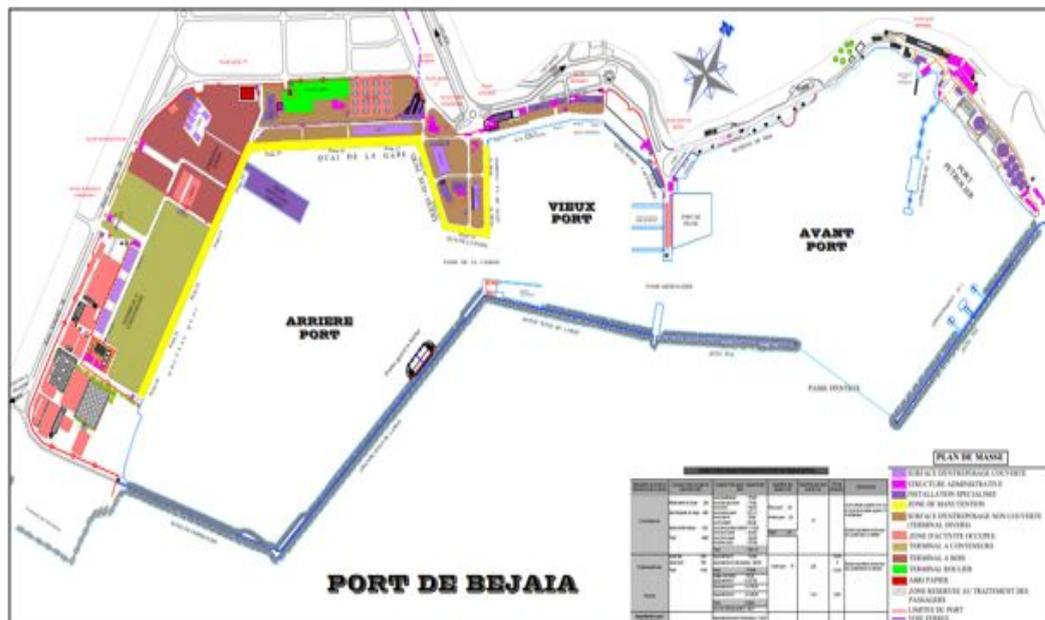


Figure 3.1: Plan de masse du port de Bejaia

3.2 Etat actuelle des quais du vieux port de Bejaia

Les quais du vieux port de Bejaia, ont été construits en 1910, par des blocs de maçonnerie, utilisés pour la réception des navires de commerce et des cars féries, son linéaire de 628 m est reparti comme suit:

- Quai de la Casbah d'une longueur de 257 m, utilisé pour le trafic de passagers (cars ferries) et le divers.
- Quai central d'une longueur de 98 m utilisé pour la réception des navires de commerce et le divers.
- Quai nord-ouest d'une longueur de 273 m, utilisé principalement pour la réception des navires de commerce.

Depuis la date de construction, aucun confortement ni renforcement n'a été réalisé sur ces quais, une étude d'expertise réalisée au début des années 80 par le LTPEst a fait ressortir des dégradations importantes (cavernes, tassement, fissures, éclatement béton du mur de couronnement... etc).



Figure 3.2: Les dégradations observée aux niveaux des quais

3.2.1 Quai nord-ouest

Ouvrage assurant la jonction entre le quai de la casbah et le quai central, le quai Nord-Ouest à une longueur de 273 mètres linéaires, il est constitué d'un empilement

de quatre blocs artificiel en béton de maçonnerie reposant sur une assise en moellons de 3 à 70Kg. La superstructure est constitué d'un couronnement en béton dont la cote d'arase est 1,98 ZH (zéro hydrographique).

3.2.1.1 Dégradations de la Partie aérienne du quai Nord-Ouest

- Surface supérieur et bordures du quai fissurées.
- Parement du quai en état précaire, présentant un déchaussement des pierres de maçonnerie constituant les blocs, avec présence de fissures et de petites cavités.

3.2.1.2 Dégradations de la Partie sous-marine du quai Nord-Ouest

- Présence d'affouillements dans plusieurs endroits.
- Présence des joints ouverts à différentes des profondeurs.
- Fonds composés d'argile vaseuse apparition de pieds de quai.

3.2.1.3 Etat des équipements du quai

Table 3.2: Etat des équipements du quai Nord-Ouest

Nombre de bollards existant	Etat des bollards	Nombre de défenses existantes	Etat des défenses
12	12 En bon état	16 défenses en pneus usagés	Vétustes
		06 défenses en Elastomère gonflable 1.45 x 0.70	Bon état

3.2.2 Quai central

Situé dans le prolongement du quai Nord-Ouest, le quai central présente un front d'accostage composé par un empilement de quatre (04) blocs artificiels en béton de maçonnerie reposant sur une assise en moellons de 3 à 70 kg. La superstructure est constitué d'un couronnement en béton dont la cote d'arase est +2,00 ZH.

3.2.2.1 Dégradations de la Partie aérienne du quai central

Les mêmes désordres que le quai Nord-Ouest ont été observés sur le quai central.

3.2.2.2 Dégradations de la Partie sous-marine du quai central

- Présence d'affouillements dans plusieurs endroits.
- Fonds composés d'argile vaseuse apparition de pieds de quai.

3.2.2.3 Etat des équipements du quai

Table 3.3: Etat des équipements du quai central

Nombre de bollards existant	Etat des bollards	Nombre de défenses existantes	Etat des défenses
02	02 en bon état	02 défenses cylindriques 1.45 x 0.70	Bon état

3.2.3 Quai de la Casbah

Elément composant le môle du bassin du vieux port, le quai de la Casbah présente un front d'accostage constitué par un empilement de blocs artificiels en maçonnerie ayant comme assise un matelas en moellons de 3 à 70 kg.

La superstructure est constitué d'un couronnement en béton dont la cote d'arase est + 1,90 ZH en moyenne.

3.2.3.1 Dégradations de la Partie aérienne du quai de la Casbah

L'analyse des levés effectués permet de relever les constatations suivantes:

- Partie du quai rempli en palplanches.
- Bordure du quai dégradée avec armatures apparente sur 450 mètres linéaires.
- Bordure du quai endommagée sur 10 mètres linéaires.
- Parement du quai en état précaire, présentant un déchaussement des pierres de maçonnerie constituant les blocs, avec présence de fissures et de petites cavités.
- Surface supérieur et bordures du quai fissurées.
- Présence des joints ouverts à différentes des profondeurs.
- Présence d'une conduite d'eaux usées sur le parement.

3.2.3.2 Dégradations de la Partie sous-marine du quai de la Casbah

Au même titre que le quai Nord-Ouest et le quai central, le quai de la Casbah présente les dégradations suivantes :

- Présence d'affouillements dans plusieurs endroits.
- Présence des joints ouverts à différentes des profondeurs.
- Fonds composés d'argile vaseuse, apparition de pieds de quai.

3.2.3.3 Etat des équipements du quai

Table 3.4: Etat des équipements du quai Casbah

Nombre de bollards existant	Etat des bollards	Nombre de défenses existantes	Etat des défenses
12	12 En bon état	14 défenses en pneus usagés	Vétustes
		06 défenses en Elastomère gonflable 1.80 x 1.00	Bon état

3.3 Le choix de la variante

Le choix du type de quai se fait en tenant compte de plusieurs facteurs, dans le but de mieux évaluer notre projet on a fait une comparaison entre trois variantes.

3.3.0.4 Les différentes variantes proposées

Quai en bloc:

Ces murs de quais sont constitué en bloc de béton, préfabriqué, empilés les uns des autres, le bloc inférieur étant posé sur une assise en enrochements préalablement réglée

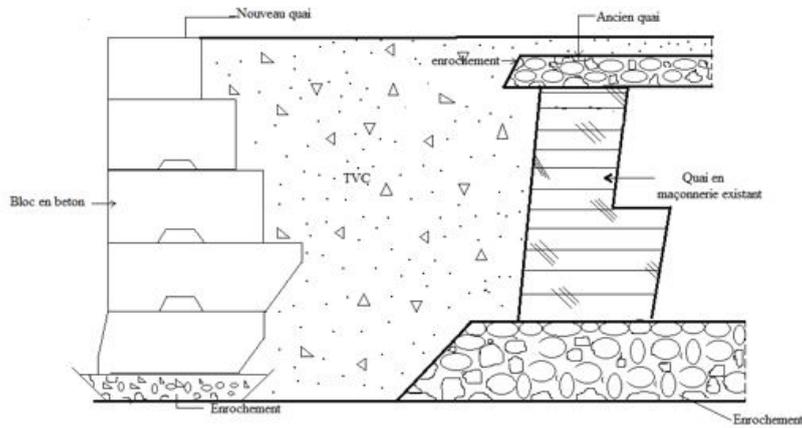


Figure 3.3: Variante1: quai en bloc

Quai en palplanches:

Sont constituées par des palplanches métalliques posées verticalement. Elles résistent bien à l'effort de traction normal par contre elle ne supporte pas les efforts de flexion. Il est déconseiller de l'utiliser dans un talus instable, car les vibrations du terrain provoquée par battage risque de mouvoir et d'entraîner le pied des palplanches.

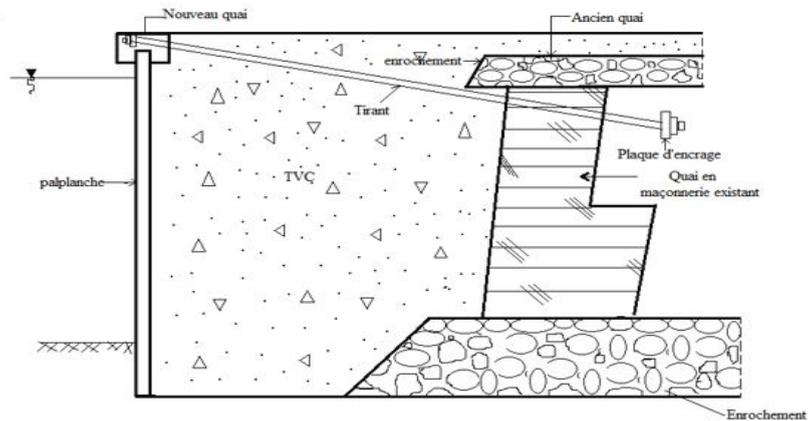


Figure 3.4: Variante2: quai en palplanche

Quai mixte:

Le rideau mixte est une paroi combinée constitué de:

- Pieux en béton qui résiste à la compression, utilisés comme éléments porteurs.
- Palplanche pour la réalisation d'un rideau qui retient un massif de terre.

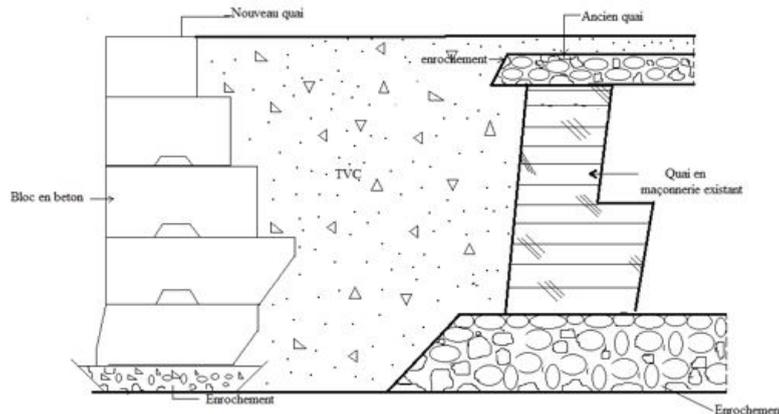


Figure 3.5: Variante3: quai mixte

Comparaison des variantes

Pour le choix final, on fait une comparaison entre les trois variantes, et on tenant compte de l'influence des facteurs suivants:

- L'espace occupé sur le bassin.
- Les moyens de la mise en œuvre.
- Le cout de construction.
- La réalisation par des moyens nationaux
- Les délais de la réalisation.
- La nature du sol.
- Le meilleur transfert des efforts.
- La résistance à des hautes pressions d'eau.
- Le maintien du massif de terre.

Notons que:

(+) → aspect positif pour la variante.

(-) → aspect négatif pour la variante.

Table 3.5: Comparaisons des trois variantes

	Variante1	Variante2	Variante3
L'espace occupé sur le bassin	-	+	+
Les moyens de la mise en œuvre	+	+	+
Coût de construction	-	-	+
La réalisation par des moyens nationaux	+	-	-
Les délais de la réalisation	+	+	-
La nature du sol	-	+	+
Le meilleur transfert des efforts	-	-	+
La résistance à des hautes pressions d'eau	-	+	+
Le maintien du massif de terre	-	-	+

Avec:

- variante1: quai en blocs.
- variante2: quai en palplanches.
- variante3: quai mixte.

Conclusion

L'inspection a mis en évidence des désordres pouvant à tout moment entraîner des risques d'effondrement de ces ouvrages. Il a été constaté que: des déformations d'ensemble dues au tassement apparus lors du levé topographique, des décalage ou disjonctions importants des blocs les uns par rapport aux autres, la présence de multitudes affouillements, cavernes et joints ouverts, des dégradations du parement en maçonnerie immergé.

Devant cet état de fait, le confortement ou la réalisation de nouveaux quais carrément du vieux port de commerce, s'avère indispensable pour son maintien à l'exploitation. Ainsi, l'étude d'un nouveau quai qui est projetée constitue l'objectif de notre travail de fin d'études. Le choix du type de quai se fait en tenant compte de plusieurs facteurs, outre la faisabilité technique d'un procédé, on doit considérer la mise en œuvre qui lui est liées ainsi que son aspect économique. La comparaison ce fait selon

le plan techno-économique.

D'après l'analyse multi critique, la variante la plus adaptée à notre cas est celle d'un quai mixte.

4

RECUEIL ET SYNTHÈSE DE DONNÉES GEOTECHNIQUES DU PROJET

Introduction

Dans ce chapitre on présente les reconnaissances et les caractéristiques géotechniques du site où sera réalisé le nouveau quai ces caractéristiques sont déterminées essentiellement à partir des essais de laboratoire.

4.1 Données hydrographiques

- **Les marées**

Elles sont peu sensibles dans le golf de Bejaia comme d'ailleurs dans toute la méditerranée. On observe des oscillations du niveau de la mer qui dépendent beaucoup plus du régime des vents et de la pression atmosphérique que des phases de la lune.

Les variations du plan d'eau à Bejaia, tout comme sur l'ensemble de la cote Algérienne sont faibles. Les mesures effectuées mettent en évidence, une marée de période de 12 heures et de faible amplitude (50cm environ). Les surélévations d'eau peuvent toutefois atteindre exceptionnellement 0.4 à 0.6 m.

- **La houle**

Leur effet est sans importance pour le projet, l'agitation est faible au niveau du bassin du vieux port.

- **Les vents**

Leurs effets est également secondaire, car ils interviennent essentiellement dans le calcul des contraintes dans les superstructures portuaires, où il existe des grues ou portiques, ce qui n'est pas le cas dans notre projet.

4.2 Géologie régionale

De point de vue géologique, la région de Bejaïa appartient au domaine des tabors occidentaux qui comprend:

- Le socle cristallophyllien et sa couverture sédimentaire tertiaire.
- Les flysch crétacés et tertiaires qui affleurent de part et d'autre de la plaine.
- Les nappes épi-telliennes : Berk-Gouraya, Barbacha et Bouhamza

4.3 Géologie locale

La géologie au niveau du port est constituée essentiellement par:

- Des dépôts alluvionnaires anciens et récents : basses terrasses, sable et argile vaseuse de la vallée de la Soummam,
- Des dépôts marins vases, argiles, limons, sables, graviers, galets et blocs,
- Un faciès marno-shisteux avec de nombreuses lentilles de conglomérats de la bordure sud djebel Gouraya d'âge sénonien.

4.4 Essais de laboratoire

Dans le cadre du réaligement du quai centrale et nord-ouest du vieux port de Bejaïa, trois sondages ont été réalisés par le laboratoire " Soummam " dont le but de déterminer les caractéristiques géotechniques de la formation géologique qui va servir d'assise pour les fondations des nouveaux quais.

Sur les échantillons provenant des sondages carottés, les essais réalisés au laboratoire ont porté essentiellement sur:

- Essais physiques d'identification
 - La teneur en eau naturelle;
 - La densité sèche;
 - L'analyse granulométrique;
 - L'analyse par sédimentation;
 - Limites d'Aterberg.
- Essais mécaniques
 - Cisaillement à la boîte de casa grande;
 - Essai de compressibilité à l'œdomètre.
- Analyse chimique

4.5 résultats des essais et interprétation

Des prélèvements d'échantillons ont été effectués à différentes profondeurs afin de déterminer les caractéristiques géotechniques des différentes couches. Les essais de

laboratoire étaient effectués sur des échantillons intacts prélevés dans des différents sondages.

4.5.1 Résultat du sondage N°01

Les résultats des essais effectués sur les échantillons du sondage N°1 sont résumés dans la table 4.1

Table 4.1: résultat du sondage N°1

Sondage N°01		25.30 - 25.60 m	26.00 - 26.40 m	28.00 - 28.30 m	33.60 - 33.90 m
Teneur en eau w (%)		28.05	40.75	12.52	9.80
Densité sèche γ_d (t/m)		1.55	1.42	2.10	2.05
Densité humide γ_h (t/m)		1.99	2.00	2.63	2.25
Degré de saturation (Sr%)		105.41	25.93	125.93	88.57
Indice des vides		0.71	0.86	0.26	0.29
Granularité Et Sédimentométrie	2mm	99	99	51	67
% Tamisât	80 μ	79	92	29	41
Limite	WL %	/	/	47.27	43.30
D'atterberg	WP%	/	/	24.26	21.09
	IP	/	/	23.01	22.21
Compressibilité A l'odomètre	Pc (bars)	/	1.36	3.03	/
	Cc (%)	/	13.95	20.26	/
	Cg (%)	/	1.60	1.20	/
Indice de consis- tance	Ic	/	/	1.51	1.51
Cisaillement à La Boite	C_{uu} (bars)	0.2	/	/	0.2
de Casagrande	φ_{uu}^o	12.52	/	/	39.18

Les sondages carottés présentés dans l'annexe ont révélé que le sous-sol du site est constitué par les formations lithologiques suivantes:

- **0-14.5m:** Des remblais hétérogènes formés essentiellement par des bétons cyclopéens.
- **14.5-27m:** Des sables limono -argileux légèrement vaseux.
- **27-36.7m:** Des marnes argileuses schisteuses avec des débris fins de marnes compactes à filonnets de calcite.

Table 4.2: Caractéristique physique et mécanique du site au niveau du sondage N°02

Sondage N°02		27,64 - 27,80	30,34 - 30,70	30,70 - 31,00	31,00 - 31,20	31,20 - 31,67	31,87 - 32,00
Teneur en eau w%		7.08	8.06	8.96	7.36	10.68	9.48
Densité sèche $\gamma_d(t/m^3)$		2.23	2.23	2.16	2.19	2.14	2.18
Densité humide $\gamma_h (t/m^3)$		2.388	2.405	2.253	2.353	2.365	2.385
Degré de saturation (Sr%)		99.65	112.01	104.54	93.27	117.84	116.07
Cisaillement a la boite	C_{uu} (bars)	0.35	/	/	0.56	/	/
	φ_{uu}^o	10.03	/	/	13.71	/	/
Sondage N°02		32,00 - 32,17	32,17 - 32,57	35,74 - 36,00	36,00 - 36,40	36,40 - 36,67	36,40 - 36,67
Teneur en eau w%		6	10.12	7.05	9.74	5.97	
Densité sèche $\gamma_d(t/m^3)$		2.29	2.19	2.21	2.14	2.26	
Densité humide $\gamma_h (t/m^3)$		2.425	2.410	2.367	2.351	2.397	
Degré de saturation (Sr %)		100.41	127.18	94.12	108.92	92.22	
Cisaillement a la boite	C_{uu} (bars)	/	/	0.2	/	/	
	φ_{uu}^o	/	/	12.52	/	/	

Cette dernière formation constitue le toit du faciès marno-schisteux elle présente des densités élevées, des teneurs en eau naturelles faibles à moyennes elle est classée parmi les argiles plastiques avec des limites de liquidités qui varient entre 43 et 47 %, ces sols sont moyennement compressibles et non gonflants. Les essais de cisaillements rectilignes non consolidés, non drainés, ont donné des valeurs suivantes:

- $0.2 < C_{uu} < 0.56$
- $10.03 < \varphi < 13.71$

Les essais œdométriques n'ont pas pu être effectués par le sondage N°2 à cause de la présence est de débris de roche.

Formation marno-calcaires

Des essais à la compression simple ont été réalisés sur des échantillons dont l'élanement (H / D) + 2.

Les résultats présentés dans le tableau 4.3 montrent des résistances moyennes qui sont de l'ordre de 38 à 46 bars.

Table 4.3: Les résultats d'essais de compression

Désignation	H/D	R_C	C_U (bars)
Ech 01 25.20-25.40	02	38	19
Ech 02 33.00-33.30	02	46	23
Ech 03 35.50-36.70	02	40	20

4.6 Analyse chimique

Les résultats de l'analyse chimique montrent que ces sols ne sont pas agressifs pour les bétons de fondations d'après la table 4.4 .

Table 4.4: Résultats d'analyse chimique

Désignation	Teneurs en anions de sulfate			
	% insoluble	% carbonate	% gypse	So ₄ -mg/kg
Sc1 (20/20.3m)	66.11	25.19	Néant	Néant
Sc1 (26.7/27m)	77.7	48.60	Néant	Néant

★ Spécifications:

Circulaire du ministère de l'habitat N° 83/04 du 04/12/1983.

Table 4.5: tableau de comparaison

SO ₄ ⁻	<2000mg/kg	Agression nulle	X
SO ₄ ⁻	2000 à 6000 mg/kg	Agression faible	/
SO ₄ ⁻	6000à 12000 mg/kg	Agression modérée	/
SO ₄ ⁻	>12000 mg/kg	Agression forte	/

4.6.0.1 Sondage à la lance

Afin de déterminer l'épaisseur de la vase molle l'entreprise cosider a procédé à un sondage à la lance, mais en utilisant un matériel rudimentaire non conforme à ce genre de travaux (tige d'acier au lieu d'une lance normalisée), les résultats communiqués par l'entreprise ont été contesté par le LEM. Suite à cette opération ils ont enregistré une épaisseur de la vase molle qui varie de 30cm jusqu'à parfois 1.40m.

4.7 Donnée de sol de fondation

Selon la norme NF.P 18 301 et NF.P 18 304 le calcul des efforts agissants sur le quai, la connaissance des données suivantes est inévitable:

- Le poids volumique du béton sec (émergé) : $\gamma_b = 2,4t/m^3$
- Le poids volumique du béton immergé déjaugé : $\gamma'_b = 1,4t/m^3$
- Le poids volumique du béton armé : $\gamma_{ba} = 2,5t/m^3$
- Le poids volumique de l'eau de mer $\gamma_w = 1,03t/m^3$

- L'angle de frottement interne de l'argile Sablo- graveleuse avec bloc de schiste $\phi = 30^\circ$

Pour le calcul de la portance du sol, les données sont les matériaux de carrière (TVC et enrochement):

- Le poids volumique des enrochements émergé $\gamma_b = 1,8 \text{ t/m}^3$
- Le poids volumique des enrochements immergé $\gamma' = 1,1 \text{ t/m}^3$
- L'angle de frottement interne des enrochements $\phi = 38^\circ$.
- La cohésion $C = 0,00 \text{ t/m}^2$

Ces valeurs sont valables aussi bien pour le cas statique que pour le cas dynamique:

- L'accélération de la gravitation $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- L'accélération sismique horizontale : $a_h = k_h \times g$.
- L'accélération sismique verticale : $a_v = k_v \times g$.

La ville de Bejaïa est située dans la zone IIa, d'après le RPOA version 2008 k_h et k_v prennent les valeurs suivantes: ($k_h = 0,20$, $k_v = 0,3k_h$). Pour le calcul, on a choisi une stratification composé 2 couches, tel que:

- La couche qui se trouve de la cote 0.00 à -9.00 m a les caractéristiques suivantes:
 - $\phi = 38^\circ$,
 - $C = 0 \text{ (t/m}^2\text{)}$,
 - $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$.
- La couche intermédiaire de la cote -9.00 à f m a les caractéristiques suivantes:
 - $\phi = 29^\circ$,
 - $C = 0 \text{ (t/m}^2\text{)}$,
 - $\gamma' = 0.9 \text{ t/m}^3$

Conclusion

Les sondages effectués le long du quai ont montré que le substratum, constitué de marnes shisteuses, présente un pendage important orienté vers le quai sud ouest. (c'est-à-dire sa profondeur augmente du sondage S1 (34m) vers le sondage S2 (37m)). C'est dans cette couche que vont être ancrés les fondations sur pieux de notre quai.

5

PREDIMENSIONNEMENT DES PALPLANCHES

Introduction

La nécessité de chercher de nouvelles techniques de réalisation des ouvrages et l'augmentation du taux des dégâts des structures sous l'influence de plusieurs paramètres ont poussé les ingénieurs et les chercheurs à utiliser des modes efficaces, utiles et économiques de construction, tels que les palplanches, qui ont trouvé une vaste utilisation dans le domaine du bâtiment et des travaux publics.

5.1 Définition de la palplanche

Largement utilisées dans les applications géotechniques, les palplanches sont des lames métalliques enfoncées verticalement dans le sol. Flexibles de par leur faible épaisseur [11].

Dans le langage courant, la palplanche est souvent définie comme un " profilé métallique " mais la palplanche ne désigne pas seulement le profilé acier mais bien un profilé de section spécifique fait dans divers matériaux tels que le béton, le bois, ou le PVC. De plus, il ne faut pas confondre " palplanche " et " rideau de palplanche " qui désigne l'ensemble structurel formé par les palplanches assemblées entre elles. Cette partie vise à faire la distinction entre les différents types de palplanches afin qu'aucune possibilité ne soit écartée de notre synthèse [1].

5.2 Différents types de palplanche

5.2.1 Palplanche en bois

La palplanche en bois est utilisée depuis des centaines d'années. Il peut être utilisé pour des rondins placés dans le sol afin d'agir comme barrage brut, ce qui correspond à l'ancêtre de la palplanche.

Le bois reste un matériau fragile notamment lors de sa mise en œuvre par battage. Il faut favoriser son utilisation dans des terrains homogènes et non rocheux [2].

★ Mise en œuvre et profilés

Elles sont mises en œuvre par emboîtement les unes dans les autres au moyen de rainures ou " languettes ". De manière générale, elles sont taillées en biseau en pied pour faciliter l'emboîtement lors de la mise en place. Leur largeur varie entre 15 et 25 cm et la longueur d'une palplanche peut atteindre plus de 8 mètres.

5.2.2 Palplanche en béton armé

Le béton armé fut utilisé pour concevoir des palplanches plus résistantes face à la flexion imposée par la poussée des terres. Il ne représente plus aucun avantage face à l'apparition de la palplanche en acier sur le marché.

Pour éviter la fissuration lors du battage, il faut favoriser son utilisation dans des terrains homogènes et non rocheux [2].

5.2.3 La palplanche en acier

La palplanche en acier qui existait depuis 1910, devint intéressante uniquement à partir de 1960 et remplaça aussitôt la palplanche en béton dans tous ses domaines d'application.

Tous types de terrain à l'exception des terrains rocheux [2].

★ Mise en œuvre et profilés

La palplanche en acier est obtenue à partir d'une tôle laminée à froid (pour les épaisseurs inférieures à 9 mm) ou à chaud façonnée au profil désiré. Leur mise en œuvre se fait par emboîtement des extrémités de chaque palplanche appelée " serrures " ce qui constitue un rideau de palplanche.

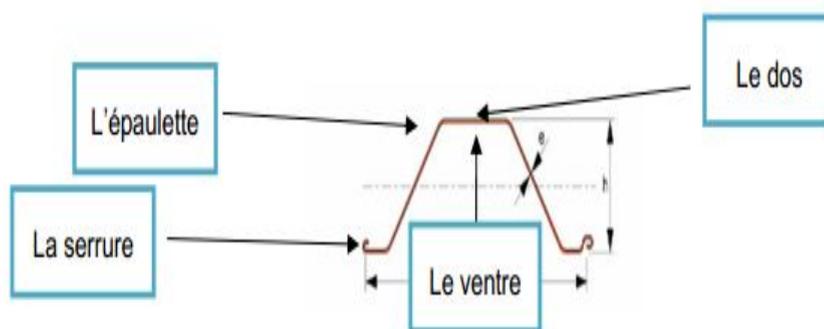


Figure 5.1: Les éléments constitutifs de la palplanche [2].

a) Les profilés en Z

- Profil économique.
- Rapidité de mise en œuvre.
- Bon rapport résistance/faible poids.

- Moment d'inertie élevé ce qui limite les déformations.

Ils sont utilisés pour les renforcements des berges pour reprendre des efforts de flexion [2].

b) Les profils en U

- Ils sont plus utilisés grâce à leur diversité et de leurs systèmes d'attaches hautement étanches.
- Ils offrent une bonne résistance à la corrosion favorisée par l'épaisseur d'acier au point critique.

Ces profilés sont souvent utilisés pour un battage dans un espace réduit et peuvent être réutilisés facilement grâce à leur forme symétrique pour prendre les efforts de flexion [2].

c) Les palplanches plates

- Ces palplanches trouvent leur utilité dans la stabilité des terres qui sont destinées à la réalisation de rideaux cylindrique généralement fermé.
- Ces palplanches sont très utilisées dans le cas de terrain où l'ancrage est rendu difficile par la présence de roche ou pour des excavations de grande profondeur.

Elles s'utilisent principalement pour reprendre les efforts de traction horizontale [2].

d) Les rideaux mixtes tubes ou caissons

Un rideau mixte est un assemblage de deux profilés de palplanche ou de la palplanche et le tube métalliques, qui résiste à la haute pression donc aux hautes profondeurs.

Les tubes ou caissons constituent les éléments principaux qui reprennent les efforts horizontaux mais aussi les charges verticales de structure. Les palplanches intercalaires permettent de transmettre les efforts horizontaux de la poussée des terres et hydrostatique aux tubes ou caissons [2].

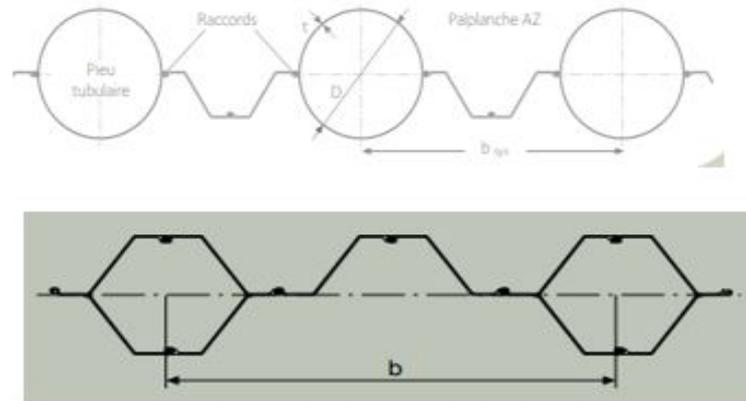


Figure 5.2: Exemples de rideaux mixtes tubes et en caisson [2].

e) **Les rideaux mixtes HZ/AZ**

L'assemblage de profilés en Z et d'HEB forme un rideau mixte. Les profilés en H sont utilisés comme éléments porteurs et les palplanches intermédiaires AZ utilisées comme éléments intercalaires. Ce type d'assemblage permet non seulement de reprendre les efforts de poussée des terres et hydrostatiques, mais aussi de reprendre une charge verticale importante [2].

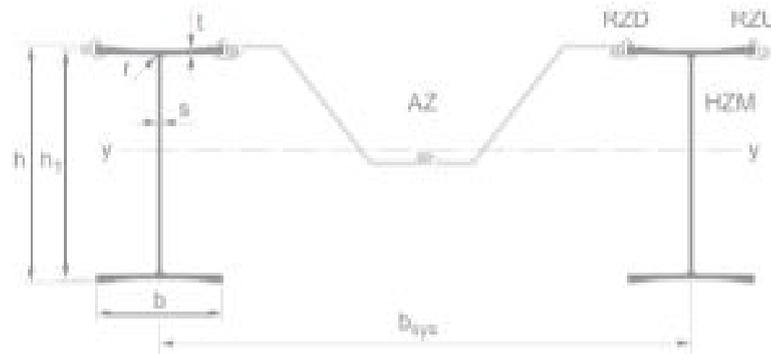


Figure 5.3: Exemple de rideau mixte HZ/AZ [2].

f) **Système de raccord**

Un système de raccord au niveau des angles est nécessaire bien que les palplanches admettent un degré de rotation lors de leur mise en place. Il existe principalement quatre clefs de fermeture qui s'utilisent en fonction du degré de l'angle ou de la position des palplanches pour la fermeture à savoir,

Dos/Dos, Ventre/Dos ou Ventre/ventre. Il peut arriver que dans certains cas aucune clef de fermeture ne soit utilisée, l'utilisation d'une palplanche coupée sur toute une longueur qui sera soudée directement sur le rideau permettra sa fermeture, c'est une technique moins onéreuse mais généralement plus longue. Il est également possible de mettre en place des palplanches avec un raccord pré-soudé [2].

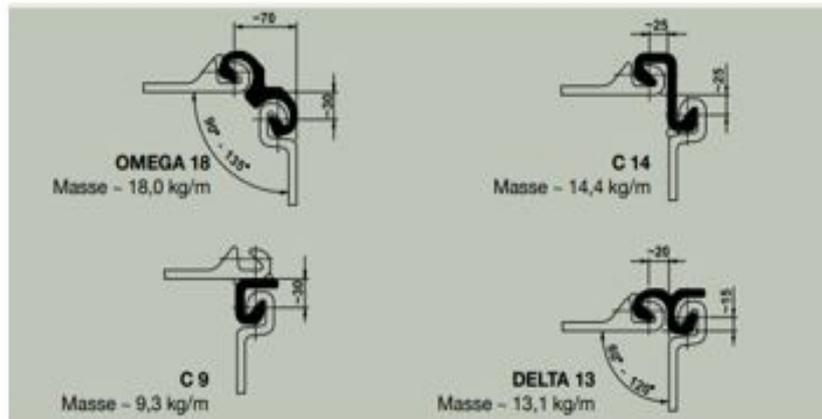


Figure 5.4: Types de raccords [2].

5.2.4 La palplanche en PVC

La palplanche en PVC à base de résine de plastique est apparue en complément à la palplanche en acier dans certains domaines, de plus elle apporte une solution à la corrosion des palplanches en acier tout en conservant un domaine d'application vaste et une facilité de mise en œuvre dans les zone de faible profondeurs.

Ce type de palplanches s'utilise dans des terrains non rocheux [1].

* Mise en œuvre et profilés

La mise en œuvre des palplanches PVC est la même que pour l'acier à savoir l'emboîtement de profilés grâce à des serrures pour former un rideau de palplanches. La gamme de profilé est encore en plein développement et peu d'industriels proposent encore des palplanches PVC dans leurs catalogues puisque cela nécessite une toute nouvelle unité de production pour une demande encore faible dans le domaine de la palplanche. Néanmoins on retrouve sensiblement les mêmes profilés c'est-à-dire des profils Z, U et plats [1].

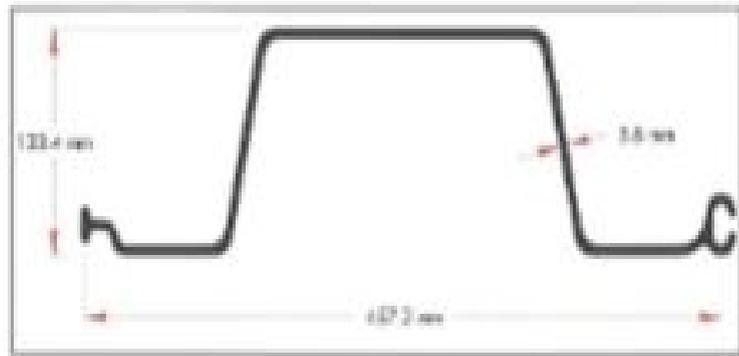


Figure 5.5: Palplanche en vinyle profils Z et U (PVC) [2].

5.2.5 La palplanche en fibre de verre

La palplanche en fibre de verre a suivi celle du PVC pour les mêmes raisons mais en apportant une résistance bien plus importante que celle du PVC.

Ce type de palplanche s'utilise dans des terrains non rocheux. La mise en œuvre des palplanches en fibre de verre est identique à celle en PVC [1].

5.3 Synthèse et comparaison entre les types de palplanches

Table 5.1: synthétique et comparatif des types de palplanches

Types	Bois	Béton armé	Acier	PVC	Fibre de verre
Terrains	Sol pulvérulent et argileux	Sol pulvérulent et argileux	Schiste calcaire, argiles et pulvérulents	Schiste calcaire, argiles et pulvérulents	Schiste calcaire, argiles et pulvérulents
Domaines d'utilisation	Batardeau, Quai d'accostage	Employé avant l'utilisation des palplanches en acier	Réalisation d'ouvrage en site aquatique ou en présence d'eau. tous types d'ouvrage (batardeau, blindage, murs de soutènement)	Réalisation d'ouvrage en site aquatique ou en présence d'eau principalement quais d'accostage et protection de berge	Réalisation d'ouvrage en site aquatique ou en présence d'eau principalement quais d'accostage et protection de berge
Profils	Trapézoïdale Rectangulaire	Rectangulaire	U , Z, plat, mixte, Caisson, HZ.	U, Z, plat	U, Z, plat.
Avantages	Economique, Esthétique, Elasticité, Réparation	Résistance	Solidité, Durabilité, Elasticité, Facilité, Rapidité, mise en œuvre, 100% recyclable	Très bonne résistance, Esthétique, Durabilité, 100% recyclable, Résistance à l'environnement	Haute résistance, Esthétique, Durabilité, 100% recyclable, Résistance à l'environnement
Inconvénients	Durabilité, Résistance à l'environnement	Fissuration lors du battage Faible	coût, Corrosion, Nuisances sonores à la mise en place	Fluctuation du cours du PVC. Augmentation des coûts de production, Nuisances sonores à la mise en place	Coût, Nuisances sonores à la mise en place

Longévité	Trantaine d'années sans traitement	50 ans	De 5 à 100 ans en fonction de l'environnement et du traitement anti-corrosion.	+/- 50 ans	+/- 70 ans
Solution de traitement	Application préventives ou curatives de substance active	Béton haute performance	Contre corrosion (revêtements, protection cathodique, sur épaisseur)	Aucune connue	Acunne connue
Principaux fabricants	Aucun spécialisés dans les palplanche	Aucun	Arcelor Mittal, Larssen, Altrifer, Sacilor, Delmag France	Altifer	Altifer Jlin-ternational

5.4 Choix de type de la palplanche

5.4.1 Rideau encastré en pied ancré en tête

Le rideau est encastré en pied dans la couche de sable, et il est ancré en dans la couche résistante.

C'est la méthode analytique de Blum ou de la poutre équivalente qui va être utilisé, Blum (1931) analyse l'effet de l'allongement de la fiche sur la répartition de la pression des terres, ces méthodes L'objectif du dimensionnement du rideau est de déterminer la fiche nécessaire ainsi que le module d'inertie nécessaire qui permettront le choix du type de profilé.

5.4.2 La méthode analytique de Blum ou de la poutre équivalente

Cette méthode s'applique dans le cas de sols pulvérulents, lorsque la fiche de la palplanche est suffisamment importante pour que le rideau soit complètement encastré.

5.4.2.1 Présentation du modèle de Blum

Cette méthode permet d'analyser l'effet de l'allongement de la fiche sur la répartition de la pression des terres, du moment et du déplacement de l'écran. Blum remarque ainsi qu'un très grand allongement de la fiche ne produit pas d'augmentation significative de l'encastrement et estime que la longueur optimale d'encastrement est celle pour laquelle la tangente à la déformée en pied passe par le point d'ancrage [11].

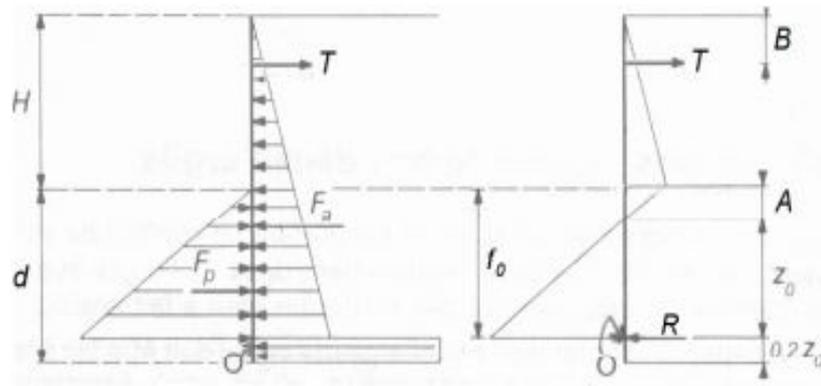


Figure 5.6: modélisation de Blum, d'après Schlosser [11].

Blum propose dans cette méthode, de simplifier les calculs en prenant pour hypothèse une force localisée passant par le centre de rotation qui représenterait les efforts de contrebutée. Cette hypothèse est compensée par une majoration de la fiche déterminée notée " f_0 " de 20% soit la fiche totale notée " f " : $f = f_0 \times 1,2$. Le problème ainsi posé possède 3 inconnues : la force d'ancrage notée " T ", la longueur de la fiche f_0 et la résultante de contre butée " R ".

5.4.2.2 Principe de la " poutre équivalente "

. Blum admet que dans un rideau, les point de moment nul " I " et de pression nulle " ε " sont voisins: il propose de les confondre ; cette méthode s'appelle " la méthode de la poutre équivalente " de la méthode de Blum.

A partir des études expérimentales, Blum a démontré que sa position est définie par le nombre sans dimension " x " qui dépend de l'angle de frottement interne du matériau. La détermination de x qui nous permet d'obtenir le point d'application du moment nul en I . I se trouvera à $H + x \times H$ de la tête des palplanches.

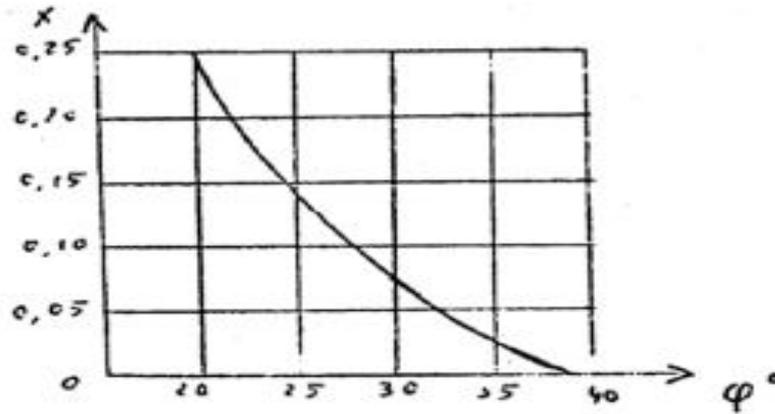


Figure 5.7: Relation entre la cote du point de flexion nulle et l'angle de frottement interne [11].

5.4.2.3 Détermination de l'effort dans le tirant et de la fiche

Par résolution de l'équilibre des forces sur les deux poutres, on détermine T, F, R et z_0 la valeur de la fiche non pondérée (ou f_0) obtenue en calculant la somme des moments par rapport à 0 qui doit être égale à 0. Il faudra alors appliquer une pondération à la valeur de f_0 de 20% pour obtenir la valeur définitive de la fiche. Un coefficient de 1,3 est appliqué à l'effort trouvé pour le tirant [11].

5.5 Choix d'une palplanche et vérification

Le choix de la palplanche sera déterminé par la valeur du moment maximal que doit reprendre cette palplanche tel que:

$$M_{max} \leq M_{rsistant} \longrightarrow M_{max} \leq \sigma_{adm} \times I/V \longrightarrow I/V \geq M_{max}/ \sigma_{adm}$$

Avec: $\sigma_{adm} = 2/3 \sigma_e$.

Où σ_e est la limite élastique de l'acier (la nuance d'acier en MPa). La détermination de I/V mini permet de choisir une palplanche [11].

5.6 Calcul des contraintes

5.6.1 Poussée des terres

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma \times h + q \\ \sigma_h &= \sigma_v \times K_a \\ K_a &= \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ [11].} \end{aligned}$$

Table 5.2: Résultat des contraintes dues à la poussée des terres

	Profondeur(m)	h(m)	Ka	σ_h (t/m ²)
Couche 01	0-1.8	0	0.237	1.1
		1.8		1.81
Couche 02	1.8-10.8	0	0.237	1.81
		9		3.98
	poussée	0	0.346	6.16
Couche 03	10.8-f	f		0.31f+6.16
	Butée	0	2.89	0
	10.8-f	f		2.64f

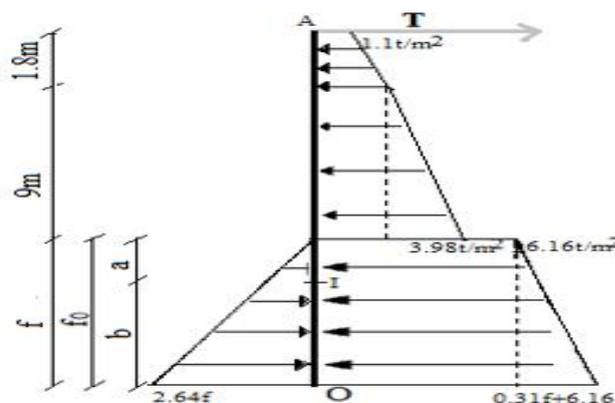


Figure 5.8: diagramme des contraintes

L'écran sera étudié selon la méthode de BLUM et la méthode des poutres équivalentes, en décomposant la poutre " OA " en deux parties

- **Partie " AI "**

Avec $L_{AI} = h+a$

Ou h= hauteur du mur de quai et $a=0.1 \times h$ pour des sols qui ont $25^\circ < \varphi < 35^\circ$.

On a une couche de tout venant de carrière qui a un angle de frottement de 38° , du coup la méthode de Blum ne peut être appliquée, on utilisera la méthode de Blum modifié pour déterminer la valeur de a.

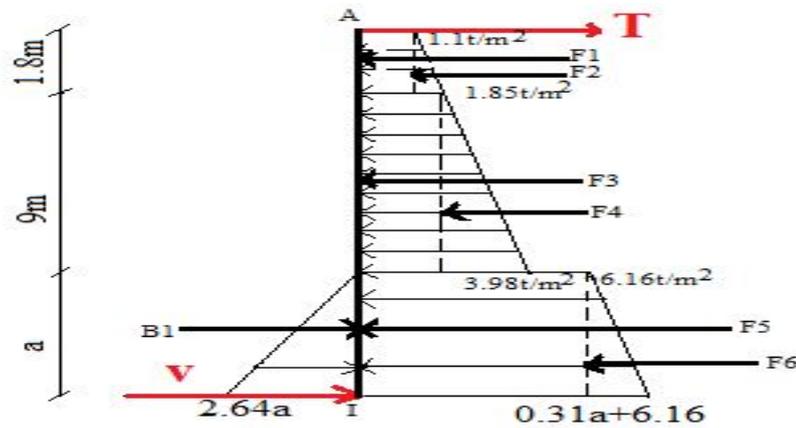


Figure 5.9: Diagramme de contrainte " partie AI "

Détermination de a :

$$2.64a = 0.30 a + 6.16, a = 2.63 \text{ m}$$

Table 5.3: Calcul des forces de pression

	Intensité F_i (t/ml)	Bras de levier y_i (m)	$M= F_i * y_i$ (t.m)
F_1	1.98	12.53	24.80
F_2	0.67	12.2	8.17
F_3	16.65	7.1	118.21
F_4	9.58	5.6	53.64
F_5	16.20	1.75	28.35
F_6	0.81	1.46	28.35
B_1	6.94	1.46	1.18
Tirant	A1	13.4	A1*13.4

Calcul de la force du tirant T1:

$$\sum M/I=0, T1=16.73 \text{ t/ml.}$$

Calcul de la réaction V:

$$\sum F/H=0, V=22.22 \text{ t/ml.}$$

• Partie " IO "

$$L_{IO}= b$$

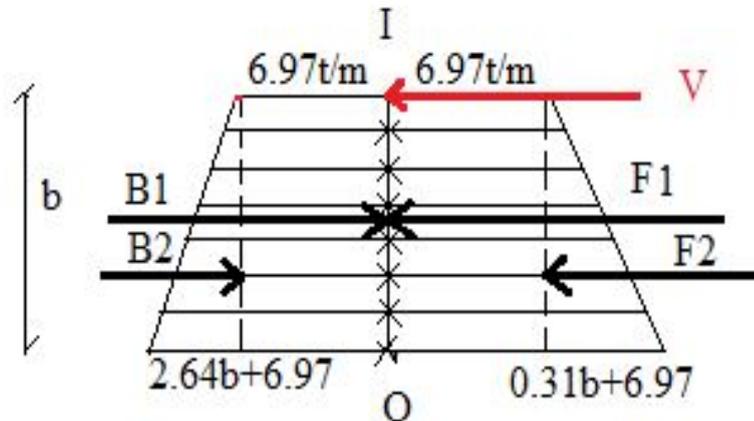


Figure 5.10: Diagramme des contraintes de la partie " IO "

Table 5.4: Calcul des forces de pression

	Intensité F_i (t/ml)	Bras de levier y_i (m)	$M= F_i * y_i$ (t.m)
F_1	$6.97*b$	$b/2$	$3.48*b^2$
F_2	$0.15*b^2$	$b/3$	$0.05*b^3$
B_1	$6.94*b$	$b/2$	$3.48*b^2$
B_2	$1.32*b^2$	$b/3$	$0.44*b^3$
V	17.63	b	$17.63*b$

Calcul de la hauteur b:

$$\sum M/o=0$$

$$-0.39b^3 + 22.22b = 0$$

$$b(0.39b^2 - 22.22) = 0$$

$$b = 7.54m$$

5.6.2 Calcul de la fiche

$$f_0 = 7.54 + 2.63 = 10.17m$$

$$f = f_0 + 0.2 * f_0 = 12.21m$$

5.6.3 Calcul du moment fléchissant maximum

Le moment fléchissant est maximum quand l'effort tranchant est nul

Partie " AI ":

$$\sum F/X = 0$$

$$T = -1.17z^2 + 6.16z + 12.15 = 0$$

$$T=0 \longrightarrow Z=6.79\text{m}$$

$$D'o\grave{u} M_{max} = \sum M/6.79 = 71.66\text{t.m}$$

5.7 Choix du type de la palplanche

5.7.1 Dimensionnement de la palplanche

Après avoir calculé le moment maximum qui agit sur la palplanche, nous devons choisir le type de la palplanche approprié et ses dimensions et cela en calculant le module de flexion élastique 'w'.

$$w = \frac{M_{max}}{\sigma}$$

Pour une nuance d'acier E 400 on a: $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_e = 266.66 \text{ MPa}$

$$w = \frac{M_{max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{716.6}{2,6.10^5} = 2756.15 \text{ cm}^3$$

En utilisant le catalogue des palplanches du constructeur Arcelor-Métal on a choisi des palplanches en profil AZ19 qui ont les avantages suivants:

- Un rapport module de résistance/ poids extrêmes important.
- Un moment d'inertie élevé, limitant les flèches et permettant l'utilisation d'aciers à haute limite d'élasticité pour des solutions particulièrement économiques.
- Une grande largeur, autorisant des cadences de battage remarquables.
- Une bonne résistance à la corrosion, l'épaisseur d'acier étant maximale aux points critiques [2].

5.7.2 Les caractéristiques du profil AZ19

La palplanche est de classe 2 (palplanche double) qui possède les caractéristiques suivantes:

- Longueur utile b=630m.
- Hauteur h= 381mm.
- Epaisseur t= 10.5mm
- Section = 164 cm²/m
- Masse de la palplanche= 162 kg/m.

- Moment d'inertie = $46600 \text{ cm}^4/\text{m}$
- Module de flexion élastique = $2756.15 \text{ cm}^3/\text{m}$.
- Moment statique = $1140 \text{ cm}^3/\text{m}$.
- Module de flexion plastique = $2275 \text{ cm}^3/\text{m}$ [2].

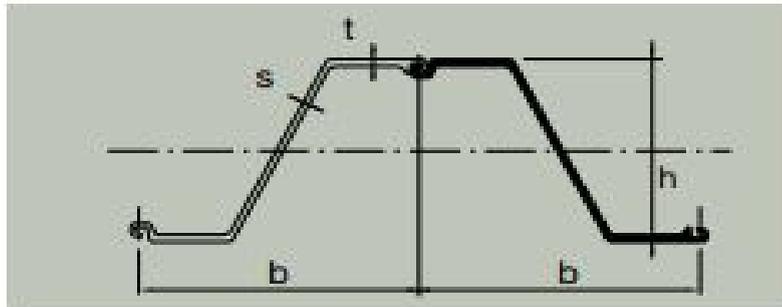


Figure 5.11: palplanche AZ19 [4].

Conclusion

Dans ce chapitre, on a calculé la fiche de la palplanche en considérant uniquement les poussés des terres, on a calculé le moment maximal dans la palplanche, qui nous permis de choisir une palplanche de type AZ19.

6

DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Introduction

Pour effectuer une étude d'un quai, il est impératif de déterminer les différents efforts qui agissent sur le mur de quai, qui peuvent être dus aux: poussées des terres, surcharges d'exploitation, à la poussée hydrostatique et hydrodynamique, à l'effort de traction sur les bollards, à l'énergie d'accostage absorbée par l'ouvrage, et à l'effort sismique.

6.1 Pré dimensionnement du quai

6.1.1 Navire de projet

Il est nécessaire de connaître les caractéristiques du navire de projet qui constitue le plus grand navire qui accoste sur le quai:

- La longueur hors tout pour positionner les organes d'accostage et d'amarrage.
- Le creux pour le dimensionnement et la position de la poutre de couronnement.
- Les tirants d'eau (avant - arrière) pour déterminer la hauteur libre.
- Ainsi que les dimensions de capacité du navire.

Ces données vont nous servir pour le calcul de l'énergie d'accostage et les tensions des amarres.

Pour notre étude le plus grand navire susceptible de fréquenter le quai dans les conditions normales d'exploitation est un navire de 8000 DWT (Dead Weight Tonnes), dont les caractéristiques sont:

- poids: 8000t (déplacement 11000t)
- longueur: 125m.
- largeur: 17m.
- Tirant d'eau: 7,5m.

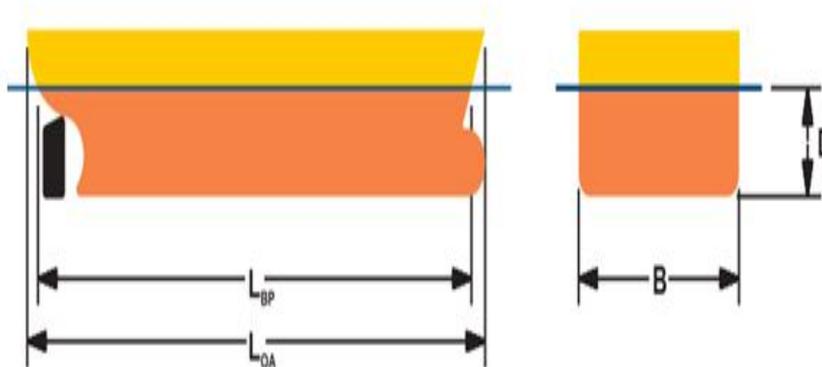


Figure 6.1: Données des navires [8].

- L_{OA} : longueur Hors tout (m);
- L_{BP} : Longueur entre perpendiculaires (m) ;
- B: le largeur du navire;
- D: Tirant d'eau.

a) Hauteur du quai

Pour déterminer la hauteur du quai, on est amené à faire le calcul en deux étapes:

★ Niveau supérieur:

Vu que la marée atmosphérique est faible de l'ordre de 0.5m, le niveau supérieur est approximativement pris entre 1,5 et 2m, mais pour des raisons de conformité de la cote d'arase avec tous les autres niveaux des quais déjà construits, on prend cette hauteur égale à 1,80m.

★ Niveau inférieur:

- Le tirant d'eau de navire est de 7,5m;
- Le pied de pilote : valeur comprise entre 0,5 et 1m, elle est proportionnelle à la nature du sol, ainsi qu'à l'importance de l'agitation au droit du quai. Pour notre cas on prend 0.7m;
- L'assiette est de 0.3m;
- La plus basse mer est de 0.5m;
- Le niveau inférieur est a -9 m.

D'où la hauteur totale du tirant d'eau est de $9+1.8=10.8$ m

Niv inf + Niv sup = $9+1,8=10,8$ m

b) Longueur

Le projet consiste à procéder à un réalignement du quai central du vieux port de commerce de Bejaïa, sur une longueur de 335m.

c) Largeur

La largeur est obtenue en tenant compte de:

- La hauteur du quai;
- Le type d'ouvrage projeté;
- la pente d'équilibre du talus;
- la disposition des fils des pieux.

Pour notre projet, le réalignement des deux quais va engendrer un rempiétement, du coup un avancement du quai avec une distance variable qui sera remblayée par un tout venant de carrière (TVC). Cet espace nous sera bénéfique en gagnant un grand espace pour les engins de manutentions et de marchandises.

On aura une seule file de pieux, et une dalle de couronnement d'une largeur de 2m.

6.1.2 Description d'un plot

Pour des raisons de réalisation et d'évaluation des travaux du point de vue économique, le quai de 355m est divisé en plusieurs plots identiques d'une longueur de 25m chacun.

Cet ordre de grandeur est préalablement recommandé par le (BAEL 99) tenant compte des effets de retraits, des variations température extérieure pour les éléments de construction compris entre joint distant de 25m dans les régions humides et tempérées.

a) Joints

Le rôle primordial du joint est de permettre aux plots adjacents le déplacement libre sans contacte préjudiciable sous l'action des secousses, du phénomène de retrait et les effets thermiques, évitant ainsi le désordre pouvant surgir dans la structure, tout en assurant une certaine souplesse à cette dernière. On distingue deux types de joints:

- Joint permettant la liaison entre deux parties de béton préalablement durci.

- Joint assurant la bonne adhérence d'un béton frais sur le béton ancien.

Pour cela un espace de 1cm lui est réservé entre chaque deux plot.

b) Plate-forme (poutre de couronnement)

Une poutre horizontale dite poutre de couronnement de forte section (2m de largeur, 1,4m de hauteur) du côté du bassin est prévue pour protéger le front d'accostage contre les chocs accidentels (défenses, bollards) et autres équipements.

6.1.3 Dragage

Vue les données topographiques en bathymétrie du site de projet, une opération de dragage s'impose pour mettre au même niveau la profondeur nécessaire pour l'accostage des navires et qui est de -9m.

Vu la formation géologique du sol, dont la vase occupe la couche supérieure, il est recommandé d'utiliser une drague suceuse permettant le refoulement direct par conduites flottantes, ce moyen de dragage assure généralement d'une façon rapide et économique l'exécution des travaux.

6.1.4 Equipement de quai

a) Bollard

Les bollards utilisés sont manufacturé de 50t en traction horizontale et verticale disposés tous les 12.5m [8].

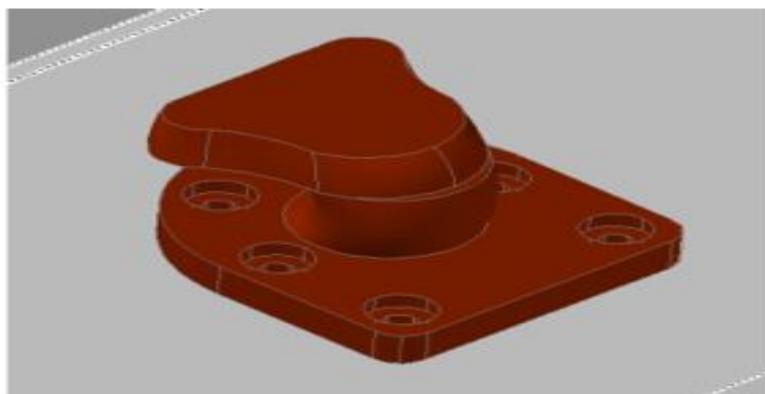


Figure 6.2: bollard [8].

b) Défense

Les défenses seront constituées en caoutchouc de type cylindrique leurs dimensions seront calculées ultérieurement [8].

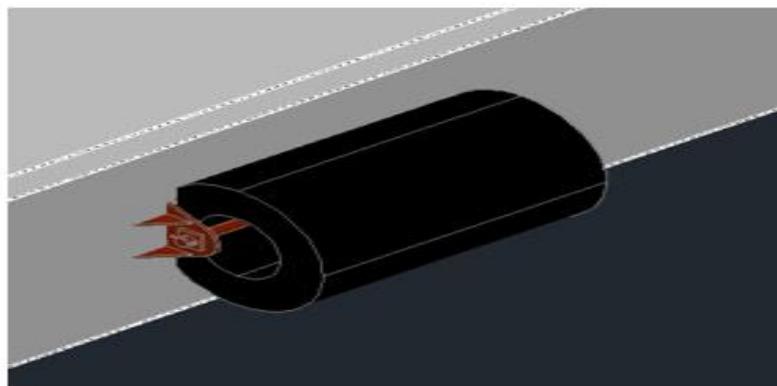


Figure 6.3: défense [8].

c) Echelles de sécurité

Elles sont en acier galvanisé, elles sont accessibles facilement et comportent une prise pour les mains encastrée dans la poutre de couronnement.

6.2 Détermination des efforts agissants sur le mur de quai

6.2.1 Charge et surcharge

La structure de quai est soumise aux efforts suivants:

- Son poids propre,
- Marnage: 0.5m,
- Bollard: la force maximale est de 50 t,
- Charge d'exploitation uniformément répartie : 5 t/m^2 ,
- Chariot élévateur de 40pieds,
- Séisme: les accélérations considérées sont : $k_h = 0.20$ et $k_v = \pm 0.06$ (RPOA 2008)

6.2.2 Efforts verticaux

a) Poids propre des éléments du quai

Le poids propre doit être considéré réduit de la poussée d'Archimède déterminée dans les hypothèses les plus défavorables. C'est important de noter que c'est en pleine mer qu'on a les conditions de stabilité les plus sévères pour ces ouvrages massifs: la réduction de poids diminue, en effet le moment stabilisateur, et augmente le risque de glissement.

Dans notre étude, le calcul est fait pour un plot de 25m de long.

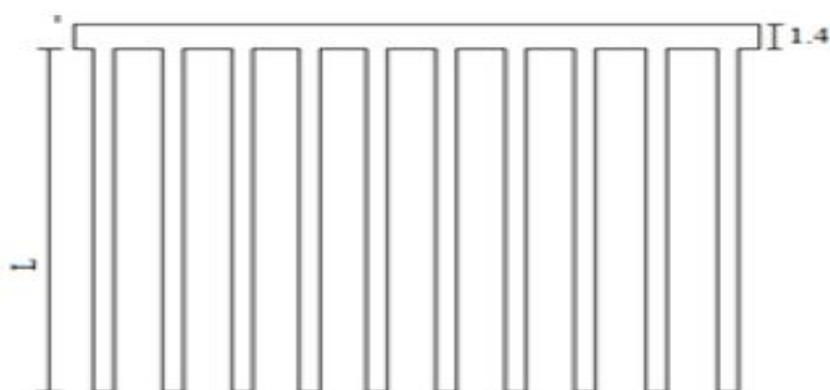


Figure 6.4: coupes longitudinale d'un plot

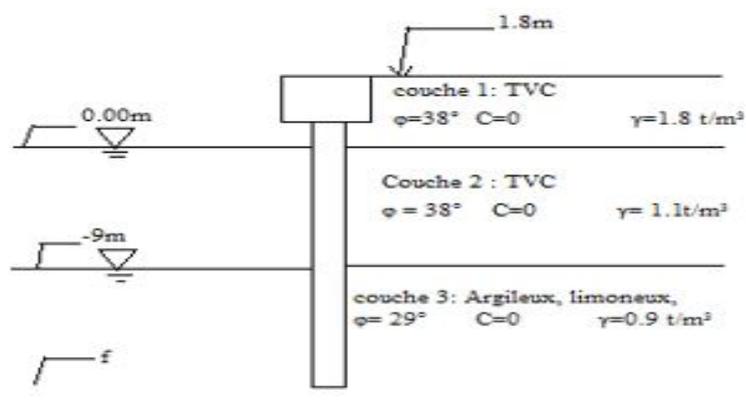


Figure 6.5: La coupe des différentes couches

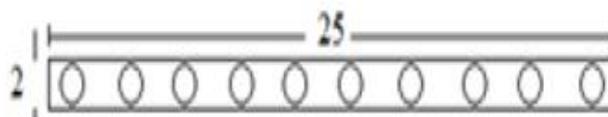


Figure 6.6: La vue en plan d'un plot

b) Surcharges d'exploitation

De par son exploitation, l'ouvrage est exposé à une surcharge sur lui-même et sur le terre-plein. Par la suite ces surcharges doivent être prises en compte dans la mesure où elles aggravent les conditions de calcul. Il faut alors forcément tenir compte des poussées horizontales induites. On tient aussi compte de ces poussées même si la surcharge est appliquée seulement sur le terre-plein. Quelques valeurs couramment admises pour les surcharges uniformément réparties sur les surfaces des ouvrages:

- 4 à $6t/m^2$ pour un trafic de marchandises diverses;
- 6 à $20t/m^2$ pour des trafics pondéraux selon les conditions d'exploitation.

On tient compte de l'effet du vent sur les engins, la valeur de cette sur charge. Pour notre cas on prendra une surcharge de $5t /m^2$.

6.2.3 Effort horizontaux

a) Les efforts d'accostages

Ce sont violents efforts causés par un choc lors de l'accostage du navire, elles sont dus à une énergie cinétique qu'elle lui est conférée par la vitesse d'approche au quai ; une autre partie de cette énergie est absorbée par:

- La rotation du navire autour de son centre de gravité;
- La déformation de la coque du navire;
- Le mouvement du roulis du navire (choc produit à un niveau différent du centre de gravité).

Ceux-ci nécessitent l'installation de dispositifs de sécurité pour la protection de l'ouvrage.

★ Choix du type de défense

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. Cette énergie absorbée (E_d) est fonction de la taille du navire et de sa vitesse d'accostage elle représente une fraction de la somme des énergies cinétique du bateau et de l'eau entraînée.

$$E_d = C \times E_t = C \times (E_n + E_e) \quad [16].$$

E_d : énergie absorbée par la défense;

E_t : énergie total $= (E_n + E_e)$;

E_e : énergie cinétique de l'eau entraînée;

E_n : énergie cinétique du bateau;

C: fraction de répartition.

★ Energie cinétique du navire

La vitesse du navire lui confère une énergie cinétique, donc on peut considérer l'origine du temps l'arrêt des machines, donc l'énergie cinétique du navire est:

$$E_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{D}{g} V^2 \quad [16].$$

g: la pesanteur $g=9.81 \text{ m/s}^2$.

V: vitesse de dérive au moment de l'accostage (m/s).

E_n : énergie cinétique du navire (t.m)

D: déplacement du navire (en tonnes) qui est donné par:

$$D = L \times l \times t \times \alpha \times \gamma_w$$

L: longueur du navire $L=125\text{m}$;

l: largeur du navire $l=17\text{m}$;

t: le tirant d'eau $t=7.5\text{m}$;

α : coefficient prismatique pour les cargos $\alpha=0.7$;

γ_w : masse volumique de l'eau de mer $\gamma_w = 1.03\text{t/m}^3$.

Alors: $D = 125 \times 17 \times 7.5 \times 0.7 \times 1.03$

Donc: $D = 11490 \text{ t}$.

★ Vitesse du navire

On cherche dans ce cas le tonnage du navire le plus élevé pour des raisons de sécurité et de confort, donc à obtenir la vitesse la plus faible possible.

Dans la réalité, la vitesse restera tributaire de nombreux paramètres tels que:

- La configuration des lieux;
- Le perfectionnement des moyens de guidage;

- L'habilité des équipages;
- La qualité manœuvrière du navire;
- Les conditions météorologiques (vitesse du vent, visibilité);
- L'urgence d'accostage.

On peut considérer que les vitesses d'accostages sont généralement comprises entre 0,05 m/s (gros pétroliers assistés de remorqueurs) et 0,8 m/s (navire faible tonnage).

Dans notre cas on prend $V=0,25$ m/s unité assistées par des remorqueurs [16].

$$E_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{D}{g} V^2 = \frac{1}{2} \times \frac{11490}{9,81} \times (0,25)^2$$

D'ou: $E_n = 36.60$ t.m

► **Energie cinétique de l'eau entraînée E_e**

Le volume d'eau entraînée est assimilé à un cylindre de longueur " L " (longueur du navire) et de diamètre " t " (tirant d'eau du navire).

$$E_e = \frac{1}{2} \cdot \frac{t^2 \pi}{4} \times L \times \frac{\gamma_w}{g} \times V^2$$
 [17].

$$E_e = \frac{1}{2} \times (7.5)^2 \times \frac{3.14}{4} \times 125 \times \frac{1.03}{9.81} \times (0.25)^2$$

D'ou: $E_e = 18.11$ t.m

► **Energie cinétique totale E_t**

$$E_t = E_n + E_e = 36.60 + 18.11 = 54.71 \text{ t.m}$$

L'énergie que l'ouvrage d'accostage absorbe pendant le choc est inférieure à l'énergie cinétique totale du navire, une part de cette dernière étant absorbée par la rotation du navire autour de son centre de gravité, une part de l'énergie cinétique peut également être absorbé par la déformation de la coque du navire, une autre part est absorbée par le volume d'eau entre le navire et le quai et l'inertie de cet ouvrage.

► **Energie absorbée par les défenses E_d**

L'énergie absorbée par les défenses ne sera qu'une fraction de l'énergie totale, cette fraction est déterminée par le coefficient de répartition C.

$$E_d = C \times E_t$$
 [8].

► **Calcul du coefficient de répartition C**

$$C = C_M \times C_E \times C_S$$
 [8].

• **Facteur de masse C_M**

Ce facteur exprime la pression secondaire qu'exerce l'eau contre la paroi quand il est freiné par les défenses. $C_M = \frac{D+D_1}{D}$

D: déplacement du navire déjà calculé $D=11490$ t

D_1 : tonnage supplémentaire.

$$D_1 = \frac{\pi}{4} \times t^2 \times L \gamma_w$$

$$D_1 = \frac{\pi}{4} \times 7.5^2 \times 125 \times 1.03 = 5685.11 \text{ t}$$

$$C_M = \frac{11490 + 5685.11}{11490} = 1.49$$

Donc: $C_M = 1,49$

• **Facteur d'excentricité C_E**

$$C_E = \frac{K^2}{A^2 + K^2}$$

K: rayon de révolution du navire.

A: distance entre le centre de gravité au point d'impact.

tel que: $A = \frac{L}{4}$

L: étant la longueur du navire.

$$K = 0.2 L;$$

$$C_E = \frac{(0.2L)^2}{(0.25L)^2 + (0.2L)^2} = \frac{0.2^2}{0.25^2 + 0.2^2}$$

Alors: $C_E = 0.39$

• **Coefficient de souplesse C_s**

Il représente le rapport entre la rigidité du navire et celle des défenses, ce coefficient dépend de la nature élastique de la coque du navire.

C_s varie de 0.8 (coques élastiques) à 1 (coques très rigide), Par mesure de sécurité, on prendra une Valeur de 0.9, Le coefficient de répartition C qui a pour valeur:

$$C = C_M \times C_E \times C_s = 1.49 \times 0.39 \times 0.9$$

Alors: $C = 0.52$

L'énergie absorbée par les défenses sera donc:

$$E_d = C \times E_t = 0,52 \times 54.71$$

Alors: $E_d = 28.44 \text{ t.m}$

Les valeurs les plus proches dans le tableau du catalogue FANTEK (annexe 06) donnant l'énergie absorbée par la défense et la réaction correspondante pour une déflexion égale à 50% par 1 ml.

Pour cette énergie: 50% de E_d est transmet directement à l'ouvrage et 50% qui reste est absorbé par la défense.

Donc les 50% de E_d soit, égale à 14.22 tm.

On prend la défense de dimensions suivantes:

- Diamètre intérieur: $D_{int} = 700 \text{ mm}$.
- Diamètre extérieur: $D_{ext} = 1200 \text{ mm}$.
- Longueur de la défense: $l = 1000 \text{ mm}$.

Ces défenses sont espacées d'un pas de 12.5 m généralement 1/10 de la longueur du navire.

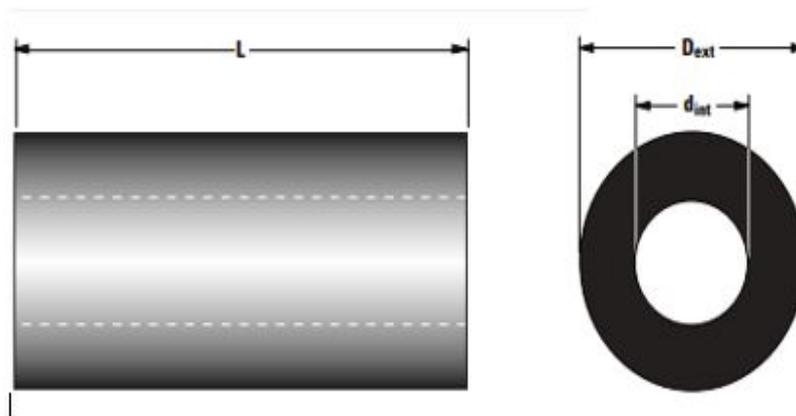


Figure 6.7: dimensions de la défense [9].

L'effort d'accostage introduit par les défenses est déterminé par la formule suivante:

$$F_a = \frac{2 \times E_d}{d} \quad [9].$$

d: déplacement autorisé par les défenses.

Pour les défenses cylindriques on prend:

$$d = (D_{ext} - D_{int}) \times 90\%$$

$$d = 0.5 \times 0.9 = 0.45$$

$$F_a = \frac{2 \times 15.1}{0.45} = 67.11 \text{ t}$$

Finalement la force F à prendre en compte pour le calcul de la super structure sera:

$$F = 1.2, F_a = 1.2 \times 67.11 = 80.53 \text{ t}$$

L'effort d'accostage est de $F = 80 \text{ t}$.

$$F = \frac{80}{12.5} = 6.4 \text{ t}$$

Calcul des poussées

Les forces horizontales agissantes sur un mur de soutènement sont:

P: la poussée des terres;

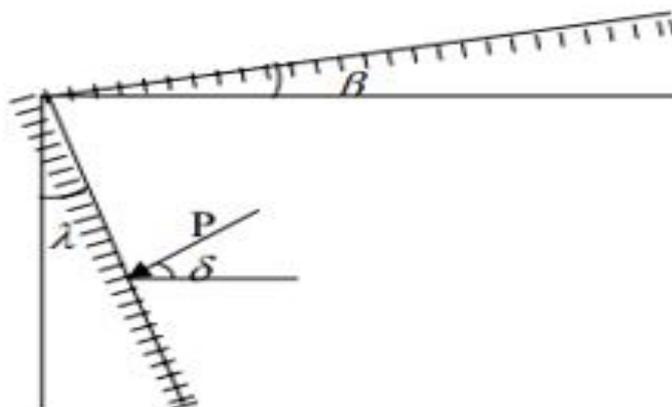


Figure 6.8: Poussée des terres [4].

Notons que:

- L'inclinaison du talus sur l'horizontale: β ($^\circ$).
- L'inclinaison du mur (côte sol) sur la verticale: λ ($^\circ$).
- L'angle de frottement sol-mur ou l'obliquité de la poussée sur le mur: δ ($^\circ$).
- Le poids volumique du sol: γ (t/m^3).

Le calcul d'un mur de soutènement est une analyse statique et dynamique du problème, ou il est question d'éventuelle sollicitation d'origine sismique. Pour cela, on fait appel à l'approche de " MONONOBE " et " OKABE " qui est une transposition de l'équilibre de " COULOMB - RANKINE " existant à l'état statique, à celui qui pourrait se développer en dynamique.

L'approche de " MONONOBE " et " OKABE " se réduit au cas statique en faisant subir fictivement à l'ensemble sol - mur une rotation de θ , pour qu'ainsi la nouvelle verticale coïncide avec la résultante des forces de masse appliquées au remblai sous l'action du séisme.

Calcul du coefficient de poussée:

- **Cas statique:**

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

Notons que:

φ : angle de frottement interne.

β : angle d'inclinaison de terre-plein avec l'horizontale.

λ : l'angle d'inclinaison de l'écran avec la verticale.

δ : angle de frottement du sol sur l'écran (angle d'inclinaison de la

poussée).

Pour notre cas:

$\beta=0^\circ$ $\lambda=0^\circ$ $\delta=0^\circ$: mur lisse.

- **Cas dynamique:**

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

Avec: $\theta = \text{Arct}\left[\frac{K_h}{1 - K_v}\right]$

D'après le RPOA (2008), Bejaïa est classée dans la zone "IIa" dont:

$$K_h = 0.20 \quad K_v = 0.3 \times K_h = 0.06$$

θ : Inclinaison sur la verticale de la résultante des forces de masse.

Pour notre cas:

$$\beta=0^\circ, \lambda=0^\circ, \theta=12.01^\circ$$

Poussées des terres:

$$\sigma_h = \sigma_v \times K_a \quad \text{avec: } \sigma_v = \gamma \times h + q$$

- **Cas statique:**

Table 6.1: résultat des contraintes dues à la poussée des terres (cas statique)

	Profondeur(m)	h(m)	K_{as}	σ_h (t/m ²)
Couche 01	0-1.8	0	0.237	0
		1.8		0.768
Couche 02	1.8-10.8	0	0.237	0.768
		9		3.11
	poussée	0	0.346	4.54
Couche 03	10.8-f	f		0.31f+4.54
	Butée	0	2.89	0
	10.8-f	f		2.60f

Table 6.2: résultat des contraintes dues à la poussée des terres (cas dynamique)

	Profondeur(m)	h(m)	K_{as}	σ_h (t/m ²)
Couche 01	0-1.8	0	0.363	0
		1.8		1.176
Couche 02	1.8-10.8	0	0.363	1.176
		9		4.76
	poussée	0	0.501	6.58
Couche 03	10.8-f	f		0.45f+6.58
	Butée	0	1.99	0
	10.8-f	f		1.79f

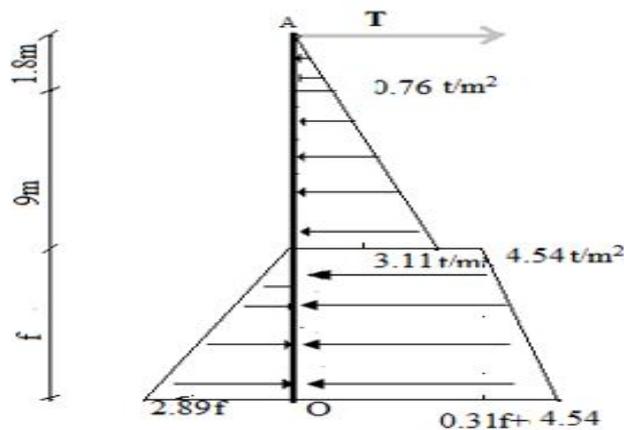


Figure 6.9: diagramme de contrainte (cas statique)

- Cas dynamique:

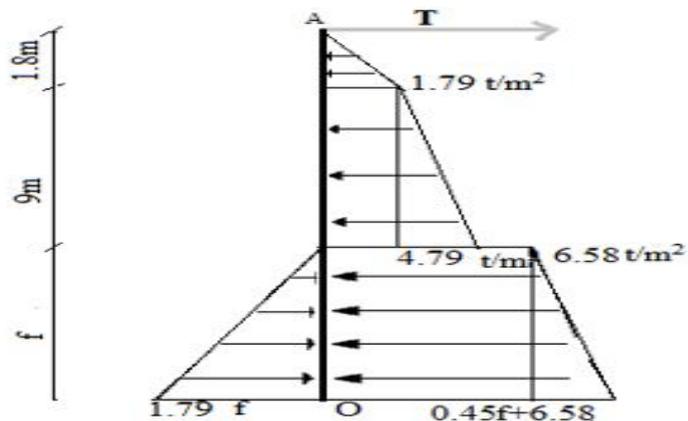


Figure 6.10: diagramme de contraintes (cas dynamique)

Poussée due aux surcharges

Pour un trafic de marchandises diverses, la surcharge uniformément répartie: $q = 5 \text{ t/m}^2$

Ecran vertical

$\lambda = 0^\circ, \beta = 0^\circ, q = 5 \text{ t/m}^2$

$\sigma_h = q \times K_q$

- cas statique:

Table 6.3: résultat des contraintes due à la surcharge (cas statique)

	Profondeur(m)	h(m)	σ_h	$\sigma_h \text{ (t/m}^2\text{)}$
Couche 01	0-1.8	0	0.273	1.185
		1.8		1.185
Couche 02	1.8-10.8	0	0.273	1.185
		9		1.185
Couche 03	10.8-f	0	0.346	1.73
		f		1.73

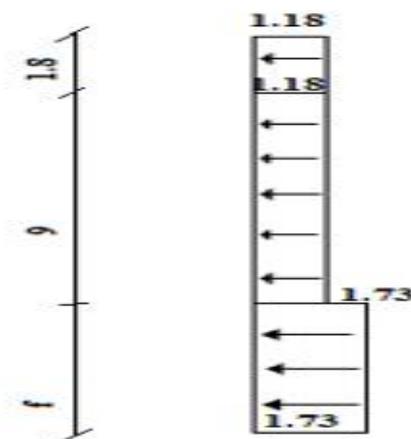


Figure 6.11: diagramme des poussées dues à la surcharge (cas statique)

• Cas dynamique

Table 6.4: résultat des contraintes du a la surcharge (cas dynamique)

	Profondeur(m)	h(m)	σ_h	σ_h (t/m ²)
Couche 01	0-1.8	0	0.363	1.815
		1.8		1.815
Couche 02	1.8-10.8	0	0.363	1.815
		9		1.815
Couche 03	10.8-f	0	0.501	2.50
		f		2.50

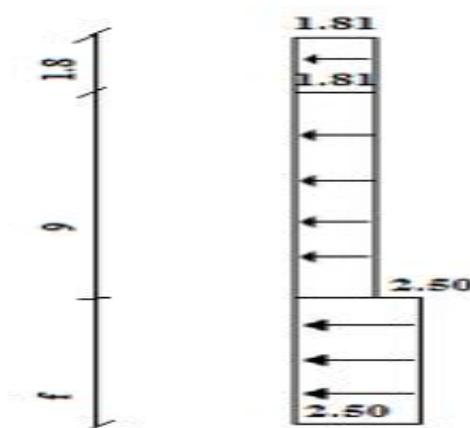


Figure 6.12: diagramme des poussées dues à la surcharge (cas dynamique)

b) Les efforts d'amarrage

L'amarrage des navires est assuré par des bollards fixés sur le quai distants d'une dizaine de mètres les uns des autres, ces derniers supportent des efforts dépendant de:

- L'action du vent sur la voilure du navire amarré;
- L'action du courant sur la carène ;
- L'action de l'agitation du plan d'eau.

Ces efforts ont un caractère de forces concentrées que l'on peut répartir sur l'ouvrage par le biais de la poutre de couronnement, sur laquelle sont fixés les organes d'amarrage.

L'effort de traction sur un bollard peut s'exerce sous n'importe quel angle en direction du côté d'eau.

La force exercé sur le bollard est de 50t qui dépend du déplacement du navire

(annexe06), et les bollards sont répartis tous les 12.5m le long du quai donc:

$$p = \frac{50}{12.5} = 4 \text{ t/ml.}$$

Elle est appliquée au niveau de 2.1 m c'est-à-dire à 30 cm au-dessus du niveau supérieur du quai.

c) Poussée hydrodynamique

Pour les ouvrages immergés, la face avant du parement est soumise en plus des autres effets, à des effets hydrodynamiques pendant le séisme ; évalués à partir de la théorie de **WESTERGAARD**, qui donne une distribution parabolique des surpressions [16].

$$\sigma_{wd} = \frac{7}{8} \times \gamma_d + K_h \times \sqrt{h \times z}$$

Avec:

$\gamma_d = 1.03 \text{ t/m}^3$ poids volumique de l'eau de mer.

$k_h = 0.20$ coefficient séismique horizontal.

$h = 9 \text{ m}$ profondeur de l'eau totale.

z : profondeur de l'eau variable.

La poussée hydrodynamique est: $P_{wd} = \frac{7}{12} \times \gamma_w \times K_h \times h^2$

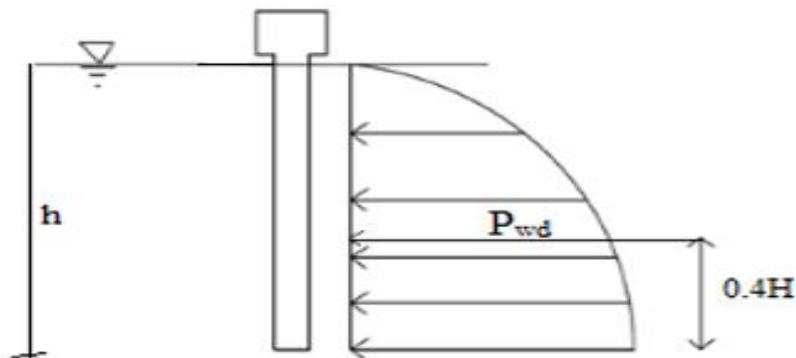


Figure 6.13: Poussée hydrodynamique [1].

Pour le mur de quai, " **MATSU** " et " **OHARA** " suggèrent que la pression à l'aval du mur pendant le séisme, est réduite de la quantité donnée plus haut par la théorie de " **WESTERGAARD** " et qu'à l'amont, elle sera augmentée de 70%.

$$P_{wd} = \frac{7}{12} \times \gamma_w \times K_h \times h^2 + 0.7 \times \frac{7}{12} \gamma_w \times K_h \times h^2$$

$$P_w = 1.7 \times \frac{7}{12} \times \gamma_w \times K_h \times h^2$$

$$P_w = 1.7 \times \frac{7}{12} \times 1.03 \times 0.16 \times 9^2$$

$$P_w = 13.23 \text{ t/ml}$$

Cette poussée résultante est appliquée à $0.4H = 0.4 \times 9 = 3.6 \text{ m}$

d) Poussée due à un chariot pour conteneurs de 40 pieds

Le schéma suivant illustre la façon avec laquelle se diffuse l'effort ramené par chaque essieu à une roue ; à partir de chaque impact ($b \times L$) de chaque roue de résultante W il y a diffusion ; et la poussée est répartie triangulairement sur l'écran touché par cette diffusion ; la poussée est l'aire du diagramme qui en résulte. Le chariot comporte 2 essieux.

Table 6.5: Charges et dimensions des roues du chariot

	Charge maximale de la roue sur l'essieu	Dimensions de la roue (m^2)
Essieu avant	16.95 t	0.40×0.40
Essieu arrière	5 t	0.40×0.40

Calcul de la poussée

$$P = \frac{w}{2a+L} \text{ tel que:}$$

$W = 16.95 \text{ t}$, $a = 1 \text{ m}$ est la distance de la roue et l'extrémité du mur de quai.

$$P = \frac{16.95}{2 \times 1 + 0.4} = 7.06 \text{ t/ml}$$

La pression totale P_n est donnée par la formule suivante: $P_n = P \times K$ tel que:

K : coefficient de poussée des terres.

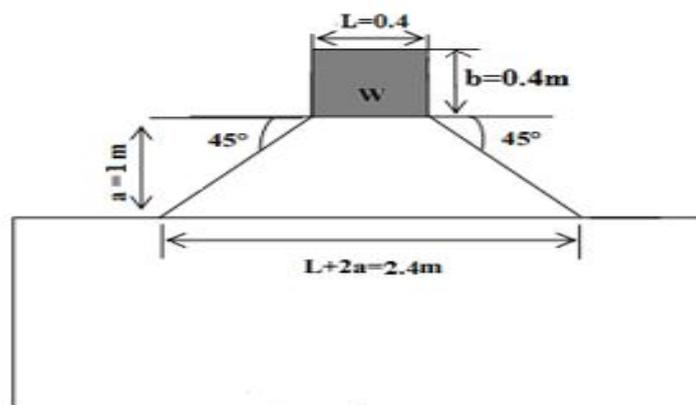


Figure 6.14: poussée du au chariot élévateur [16].

- **Cas statique**

$$P_{ns} = 7.06 \times 0.237 = 1.67 \text{ t/ml.}$$

- **Cas dynamique**

$$P_{nd} = 7.06 \times 0.363 = 2.56 \text{ t/ml.}$$

Calculer d:

$$\text{On a; } Z_2 = a \times \tan \varphi = 0.781\text{m}$$

$$Z_1 = (a+b) \times \tan (45 + (\frac{\varphi}{2})) = 2.87\text{m}$$

$$d = Z_2 - Z_1 = 2.87 - 0.781 = 2.09\text{m.}$$

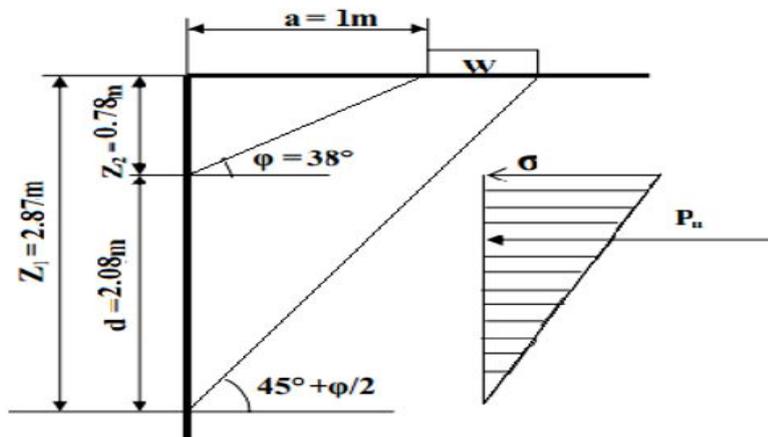


Figure 6.15: vue en plan [16].

– Cas statique

$$\sigma_n = \frac{2 \times P_n}{d}$$

$$\sigma_{ns} = \frac{2 \times 1.67}{2.089} = 1.59 \text{ t/m}^2$$

– Cas dynamique

$$\sigma_{nd} = \frac{2 \times 2.56}{2.089} = 2.45 \text{ t/m}^2$$

Calcul du point d'application de la poussée total P_n on a:

$$H = 10.8 + f; d = 2.08\text{m}$$

$$Y = H - Z_2 - \frac{d}{3} = 9.32 + f$$

e) Poussée hydrostatique dû au marnage

La dénivellation maximale en hauteur de marnage de chaque côté du mur est généralement choisie égale en inférieure à la demi amplitude de la marée.

Pour ce qui concerne le port de Bejaïa, la plus haute marée enregistrée est de +0,50m, le niveau des plus basses est de -0,5 m. ce qui donne une contrainte uniforme sur la hauteur du quai qui a la valeur suivante:

$$\sigma = \gamma_w \times e$$

Avec: γ_w est le poids volumique de l'eau de mer; e: dénivellation.

$$\sigma = 1.03 \times 0.5 = 0.515 \text{ t/m}^2$$

Pour h=1.8m

$$P = \frac{1}{2} \times e \times \sigma$$

On aura: $P=0.5 \times 0.5 \times 0.515=0.128\text{t/ml}$

Son point d'application est:

$$Y=\frac{1}{3} \times 0.5 \times 8.5=8.65\text{m}$$

$$P=\sigma \times e=0.51 \times 8.5=4.37\text{t/m}$$

$$\text{Appliquer à: } Y=\frac{8.5}{2}=4.25 \text{ m.}$$

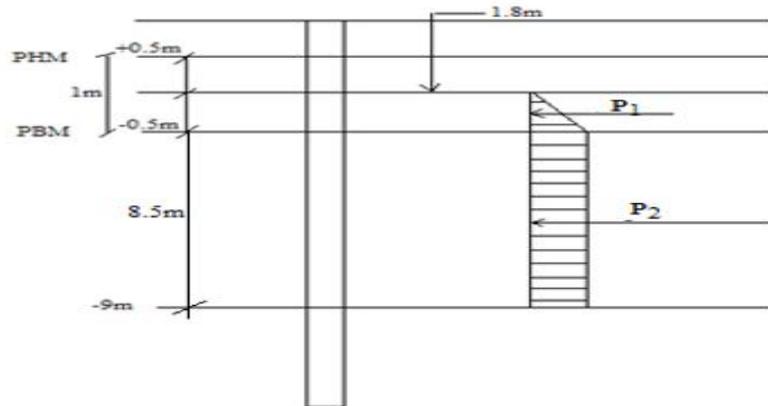


Figure 6.16: Poussé hydrostatique du au marnage

f) Force horizontales du au séisme

Les ouvrages construits dans des zones sismiques doivent être conçu de façon à résister aux effets des tremblements de terres.

D'après le RPOA 2008 les ports de commerce sont considérés comme des ouvrages importants (Groupe 2) et la wilaya de Bejaïa est classée dans une zone sismique de classeIIa ; Le coefficient d'accélération de zone (A) est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance de l'ouvrage $A = 0,20$. [13]

La force sismique est définie par la formule: $F_A = A \times P$ [5].

P: poids total du mur de quai.

- Poids des tubes métalliques

Les tubes métalliques sont des tubes en acier au carbone de nuance E24 d'un diamètre extérieure de 1066mm et d'une épaisseur de 13mm. Pour le poids des tubes en acier on va se référer à la gamme de production standard d'ArcelorMittal (Annexe6).

$$P_{tube} = P_{tube}/\text{ml} \times L \times n = 0.338 \times 10 = 3.38 \text{ tonnes, avec:}$$

n: nombre de pieux.

P_{tube} : poids d'un tube.

L: longueur du pieu.

- Poids des pieux

$$P_{pieux} = n \times \gamma_{beton} \times \frac{\pi D^2}{4} \text{ tel que:}$$

γ_{beton} : la densité du béton immergée = 1.5 t/m³

D: diamètre de pieux = 1.040m

$$P_{pieux} = 10 \times 1.5 \times \frac{\pi \cdot 1.04^2}{4} = 12.73 \text{ tonnes}$$

- Poids de la dalle de couronnement

$$P_{dalle} = L \times l \times h \times \gamma_{beton} = 25 \times 2 \times 1.4 \times 2.5 = 175 \text{ tonnes avec:}$$

L: la longueur de la dalle de couronnement.

l: la largeur de la dalle de couronnement.

h: la hauteur de la dalle de couronnement.

γ_{beton} : la densité du béton émergée.

- Poids des palplanches

La palplanche choisie est de type AZ 19 de caractéristiques suivantes:

Épaisseur e = 12.7mm

Largeur b = 1.230m

La masse d'un mètre de palplanche m = 0.162t

Nombre de palplanche n:

$$P_{palplanche} = n \times e \times b \times m = 0.105 \times 18 \times 1.260 \times 0.162 = 0.385t$$

- Poids total du quai

$$P_{total} = P_{tube} + P_{pieux} + P_{dalle} + P_{palplanche} = 3.38 + 21.22 + 175 + 0.385 = 199.98 \text{ tonne}$$

Force due aux séismes

$$F_A = A \times P_{total}$$

0 < h < 1.4:

$$\sigma_1 = k_h \times P_{cour}$$

$$P_{cour} = 1.40 \times 2 \times 2.5 = 7 \text{ t/ml}$$

$$\sigma_1 = 0.2 \times 7 = 1.4 \text{ t/ml}$$

1.4 < h < 9.40 + f :

$$\sigma_2 = k_h \times (P_{pieux} + P_{tube}) = 0.2 \times (12.73 + 3.38) = 0.31 \text{ t/ml}$$

6.3 Calcul de la fiche d'ancrage de la palplanche

Charge permanentes G:

- Poids propre de mur.
- Poussées des terres P_s, P_d .
- Butée des terres B_s, B_d .

Charges d'exploitations:

- Effort bollards 50t.
- Effort d'accostage.
- Poussés dues aux marnages P.
- Poussée due au chariot.
- Poussée due aux surcharges P_s, P_d .

Charges accidentelles:

- Poussés hydrodynamiques P.
- Séisme F_a

Pour le cas de cet ouvrage, les combinaisons sont montrées dans le tableau suivant:

Table 6.6: Combinaisons de charge [10].

ELU		ELS
Statique	Dynamique	G+Q
1.35G+1.5Q	G+Q +SI	

Les combinaisons de charge:

ELU: Combinaison fondamentale

Tous les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Table 6.7: Cas statique

Désignation	F_h (t/ml)	Y_i (m)	$M_{I/0}$ (tm/ml)
Poussées des terres	$F_1=0.691$	$Y_1=9.6+f$	$M_1=0.691f+6.22$
	$F_2=6.91$	$Y_2=4.5+f$	$M_2=6.91f+31.05$
	$F_2'=10.53$	$Y_2'=3+f$	$M_2'=10.54f+31.62$
	$F_3=4.54f$	$Y_3=f/2$	$M_3=2.27f^2$
	$F_3'=0.15f^2$	$Y_3'=f/3$	$M_3=0.05f_3$
Butées des terres	$F_4=1.3f_2$	$Y_4=f/3$	$M_4=0.43f^3$
Poussées dues aux surcharges	$F_5=2.13$	$Y_5=9.9+f$	$M_5=2.13f+21.08$
	$F_6=10.66$	$Y_6=4.5+f$	$M_6=10.66f+47.97$
	$F_7=1.73f$	$Y_7=0.5f$	$M_7=0.865f^2$
Marnage	$F_8=0.128$	$Y_8=9.16+f$	$M_8=0.128f+1.17$
	$F_9=3.7$	$Y_9=4.5+f$	$M_9=4.63f+20.83$
Chariot	$F_{10}=1.59$	$Y_{10}=9.32+f$	$M_{10}=1.59f+14.81$
Bollard	$F_{11}=4$	$Y_{11}=11.1+f$	$M_{11}=4f+44.4$

Table 6.8: Cas dynamique

Désignation	F_h (t/ml)	Y_i (m)	$M_{I/0}$ (t.m)
Poussées des terres	$F_1=1.05$	$Y_1=9.6+f$	$M_1=1.05f+10.8$
	$F_2=10.53$	$Y_2=4.5+f$	$M_2=10.53f+47.38$
	$F_2'=16.29$	$Y_2'=3+f$	$M_2'=16.29f+48.87$
	$F_3=6.58f$	$Y_3=f/2$	$M_3=3.2f^2$
	$F_3'=0.22f^2$	$Y_3'=f/3$	$M_3'=0.07f^3$
Butées des terres	$F_4=0.89f^2$	$Y_4=f/3$	$M_4=0.29f^3$
Poussées aux surcharges	$F^5=3.26$	$Y_5=9.9+f$	$M_5=3.26f+32.27$
	$F^6=16.29$	$Y_6=4.5+f$	$M_6=16.29f+73.30$
	$F^7=2.50f$	$Y_7=f/2$	$M_7=1.25f^2$
Poussées hydrodynamiques	$F_8=13.23$	$Y_8=3.62+f$	$M_8=13.23f+47.62$
Chariot	$F_9=2.56$	$Y_9=9.32+f$	$M_9=5.56f+23.85$
Séisme	$F_{10}=1.4$	$Y_{10}=10.1+f$	$M_{10}=1.4f+14.14$
	$F_{11}=0.32$	$Y_{11}=4.7+f/2$	$M_{11}=0.16f+1.5$
Bollard	$F_{12}=4$	$Y_{12}=11.1+f$	$M_{12}=4f+44.4$

Table 6.9: Combinaisons d'action du cas 1 à l'ELU

Désignation	F_h (t/ml)	Y_i (m)	$M_{I/0}$ (t.m)
Poussées des terres	$F_1=1.05$	$Y_1=9.6+f$	$M_1=1.05f+10.8$
	$F_2=10.53$	$Y_2=4.5+f$	$M_2=10.53f+47.38$
	$F_2'=16.29$	$Y_2'=3+f$	$M_2'=16.29f+48.87$
	$F_3=6.58f$	$Y_3=f/2$	$M_3=3.29f^2$
	$F_3'=0.22f^2$	$Y_3'=f/3$	$M_3'=0.07f^3$
Butées des terres	$F_4=0.89f^2$	$Y_4=f/3$	$M_4=0.29f^3$
Poussées aux surcharges	$F_5=3.26$	$Y_5=9.9+f$	$M_5=3.26f+32.27$
	$F_6=16.29$	$Y_6=4.5+f$	$M_6=16.29f+73.30$
	$F_7=2.50f$	$Y_7=f/2$	$M_7=1.25f^2$
Poussées hydrodynamiques	$F_8=13.23$	$Y_8=3.62+f$	$M_8=13.23f+47.62$
Chariot	$F_9=2.56$	$Y_9=9.32+f$	$M_9=5.56f+23.85$
Séisme	$F_{10}=1.4$	$Y_{10}=10.1+f$	$M_{10}=1.4f+14.14$
	$F_{11}=0.32$	$Y_{11}=4.7+f/2$	$M_{11}=0.16f+1.5$
Bollard	$F_{12}=4$	$Y_{12}=11.1+f$	$M_{12}=4f+44.4$

[H] L'écran sera étudié selon la méthode de BLUM (la méthode des poutres équivalentes), en décomposant la poutre " OA " en deux parties:

a) Partie " AI " (Figure6.17)

Avec: $L_{AI} = h+a$

Ou h= hauteur libre du mur de quai et $a=0.1 \times h$ pour des sols qui ont $25^\circ < \varphi < 35^\circ$

On à une couche de tout venant de carrière qui a un angle de frottement de 38° ,

du coup la méthode de Blum ne peut être appliquée, on utilisera la méthode de Blum modifié pour déterminer la valeur de a.

Le point I est le point d'application nulle, on a: $PI=0$

$$2.60a = 0.31a + 4.54 \text{ D'ou: } a = 1.98 \text{ m}$$

Calcul des forces

Table 6.10: combinaison d'action du cas 1 à l'ELU

	Cas de charge	$F_i(t)$	$Y_i(m)$	$M_{I/0}(t.m)$
Poussée des terres	G ₁	$F_1=0.691$	$Y_1=11.88$	$M_1=12.57$
		$F_2=6.91$	$Y_2=6.48$	$M_2=44.71$
		$F_2'=10.53$	$Y_2'=4.98$	$M_2'=52.48$
		$F_3=8.98$	$Y_3=0.99$	$M_3=8.89$
		$F_3'=0.58$	$Y_3'=0.66$	$M_3'=0.38$
Butée des terres	G ₂	$F_4=2.57$	$Y_4=0.66$	$M_4=1.69$
Marnage	Q ₃	$F_5=0.128$	$Y_5=11.14$	$M_5=1.42$
		$F_6=3.7$	$Y_6=6.48$	$M_6=23.97$
Poussée surcharge	Q ₄	$F_7=2.13$	$Y_7=11.88$	$M_7=25.30$
		$F_8=10.66$	$Y_8=6.48$	$M_8=69.07$
		$F_9=3.42$	$Y_9=1.1$	$M_9=3.76$
Bollard	Q ₅	$F_{10}=4$	$Y_{10}=13.08$	$M_{10}=52.32$
Total	1.35G+1.5Q	$T_{max}=36.97$		$M_{max}=393.84$

Calculer la force du tirant T:

$$\sum M/I=0; T=24.47 \text{ t/ml.}$$

Calculer la réaction V:

$$\sum F/h=0; V=36.92 \text{ t/ml.}$$

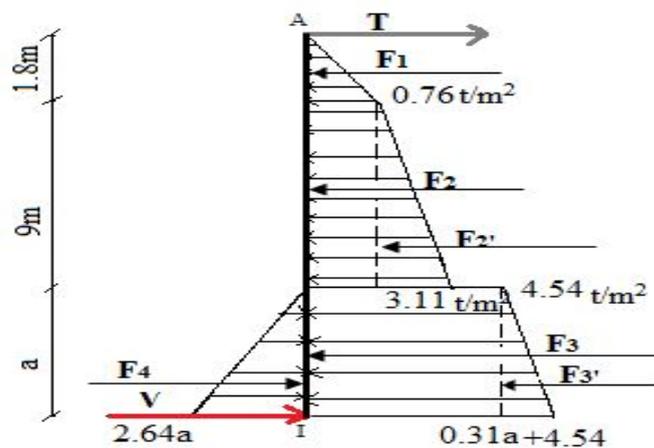


Figure 6.17: diagrammes des contraintes dans la partie "AI"

b) Partie " IO " (Figure6.18)

Table 6.11: Calcul des forces de pression

	Intensité F_i (t/ml)	Bras de levier Y_i (m)	$M= F_i * Y_i$ (t.m)
F_1	$4.95*b$	$b/2$	$2.47*b^2$
F_2	$0.15*b^2$	$b/3$	$0.05*b^3$
B1	$4.95*b$	$b/2$	$2.47*b^2$
B2	$1.32*b^2$	$b/3$	$0.44*b^3$
V	31.99	B	$36.92*b$

Calculer la hauteur b:

$$\sum M/o=0$$

$$-0.39b^3 + 36.92b = 0$$

$$b (0.39b^2 - 36.92) = 0$$

Donc: $b=9.72m$

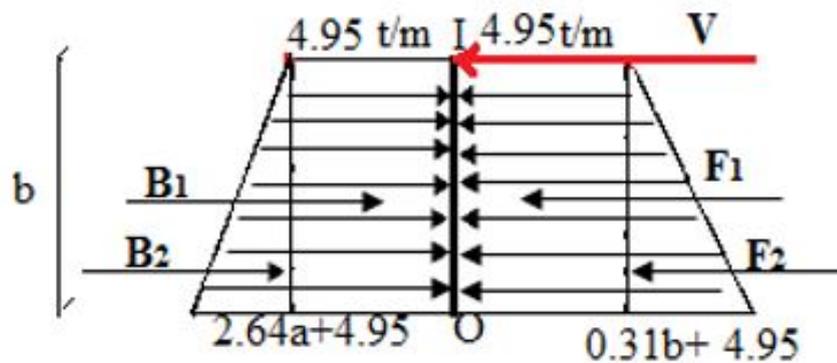


Figure 6.18: Diagramme des contraintes dans la partie " IO "

Table 6.12: combinaison d'action du cas 2 à l'ELU

Cas de charge		F_h (t/ml)	Y_i (m)	$M_{ri/0}$ (t.m)
Poussée des terres	G1	$F_1=0.691$	$Y_1=9.6+f$	$M_1=0.691f+6.22$
		$F_2=6.91$	$Y_2=4.5+f$	$M_2=6.91f +31.05$
		$F_2'=10.53$	$Y_2'=3+f$	$M_2'=10.54f+31.62$
		$F_3=4.54f$	$Y_3=f/2$	$M_3=2.27f^2$
		$F_3'=0.15f^2$	$Y_3'=f/3$	$M_3'=0.05f^2$
Butée des terres	G2	$F_4=1.3f^2$	$Y_4=f/3$	$M_4=0.43f^3$
Marnage	Q3	$F_5=0.128$	$Y_5=9.16+f$	$M_5=0.128f+1.17$
		$F_6=3.7$	$Y_6=4.5+f$	$M_6=4.63f+20.83$
Chariot	Q4	$F_7=2.56$	$Y_7=9.32+f$	$M_7=5.56f+23.85$
Total	1.35G+1.5Q	$T_{max}=22.62$	$M_{max}=107.60$	

Calculer la force du tirant T:

$$\sum M/I=0; T=12.95 \text{ t/ml.}$$

Calculer la réaction V:

$$\sum F/H=0; V=24.53 \text{ t/ml.}$$

Calculer la fiche:

$$b=7.93\text{m}; f_0= a+b=9.91\text{m} ; f= 0.2 \times f_0+f_0= 11.89\text{m}$$

Table 6.13: combinaison d'action du cas 3 à l'ELU

Cas de charge		F_h (t)	Y_i (m)	$M_{I/0}$ (t.m)
Poussée des terres	G1	$F_1=0.691$	$Y_1=11.88$	$M_1=12.57$
		$F_2=6.91$	$Y_2=6.48$	$M_2=44.71$
		$F_2'=10.53$	$Y_2'=4.98$	$M_2'=52.48$
		$F_3=8.98$	$Y_3=0.99$	$M_3=8.89$
		$F_3'=0.58$	$Y_3'=0.66$	$M_3'=0.38$
Butée des terres	G2	$F_4=2.57$	$Y_4=0.66$	$M_4=1.69$
Marnage	Q3	$F_5=0.128$	$Y_5=11.14$	$M_5=1.42$
		$F_6=3.7$	$Y_6=6.48$	$M_6=23.97$
Poussée due à la surcharge	Q4	$F_7=2.133$	$Y_7=11.88$	$M_7=25.30$
		$F_8=10.66$	$Y_8=6.48$	$M_8=69.07$
		$F_9=3.42$	$Y_9=1.1$	$M_9=3.76$
Total	1.35G+1.5Q	$T_{max}=37.06$	$M_{max}=349.21$	

Calculer la force du tirant T:

$$\sum M/I=0; T=19.92 \text{ t/ml.}$$

Calculer la réaction V:

$$\sum F/H=0; V=36.90 \text{ t/ml.}$$

Calculer la fiche

$$b=9.92\text{m}; f_0=11.70\text{m}; f=14.05\text{m}$$

ELA: Cas accidentel

Le système de charges dans le cas accidentel, c'est un système de charges dans le cas statique et en introduisant les efforts hydrodynamique et sismique.

Table 6.14: combinaison d'action du cas 1 à l'ELA.

Cas de charge		F_h (t/ml)	Y_i (m)	$M_{ri/0}$ (t.m)
Poussée des terres	G1	$F_1=1.05$	$Y_1=9.6+f$	$M_1=1.05f+10.8$
		$F_2=10.58$	$Y_2=4.5+f$	$M_2=10.58f+47.61$
		$F_2'=16.29$	$Y_2'=3+f$	$M_2'=16.16f+48.48$
		$F_3=6.58f$	$Y_3=f/2$	$M_3=3.29f^2$
		$F_3'=0.22f^2$	$Y_3'=f/3$	$M_3'=0.07f^3$
Butée des terres	G2	$F_4=0.89f^2$	$Y_4=f/3$	$M_4=0.29f^3$
Poussée hydrodynamique	Q3	$F_5=13.23$	$Y_5=3.62+f$	$M_5=13.23f+47.62$
Poussée surcharge	Q4	$F_6=3.26$	$Y_6=9.9+f$	$M_6=3.26f+32.27$
		$F_7=16.29$	$Y_7=4.5+f$	$M_7=16.29f+73.30$
		$F_8=2.50f$	$Y_8=f/2$	$M_8=1.25f^2$
Séisme	Fa	$F_9=1.4$	$Y_9=10.1+f$	$M_9=1.4f+14.14$
		$F_{10}=0.32$	$Y_{10}=4.7+f/2$	$M_{10}=0.16f+1.5$

Partie " AI "

Détermination de a:

$$1.79a=0.45a + 6.50 \text{ donc: } a = 4.91 \text{ m}$$

Cas de charge		F_h (t/ml)	Y_i (m)	$M_{ri/0}$ (t.m)
Poussée des terres	G1	$F_1=1.05$	$Y_1=14.51$	$M_1=15.23$
		$F_2=10.53$	$Y_2=9.41$	$M_2=99.08$
		$F_2'=16.29$	$Y_2'=7.91$	$M_2'=128.85$
		$F_3=32.30$	$Y_3=2.45$	$M_3=79.13$
		$F_3'=5.42$	$Y_3'=1.63$	$M_3'=8.83$
Butée des terres	G2	$F_4=21.45$	$Y_4=1.63$	$M_4=34.96$
Poussée hydrodynamique	Q3	$F_5=13.23$	$Y_5=8.53$	$M_5=112.85$
Poussée surcharge	Q4	$F_6=3.26$	$Y_6=14.81$	$M_6=48.28$
		$F_7=16.29$	$Y_7=9.41$	$M_7=153.28$
		$F_8=12.27$	$Y_8=2.45$	$M_8=30.06$
Séisme	Fa	$F_9=1.4$	$Y_9=15.01$	$M_9=21.01$
		$F_{10}=0.32$	$Y_{10}=7.15$	$M_{10}=2.28$
Total	G + Q + Fa	$T_{max}=37.6$	$M_{max}=419.27$	

Calculer la force du tirant T:

$$\sum M/I=0; T=42.26 \text{ t/ml.}$$

Calculer la réaction V: $\sum F/H=0; V=48.55 \text{ t/ml.}$

Calcul de la fiche:

$$b=14.85\text{m}; f_0=19.76\text{m}; f=23.72\text{m}$$

Table 6.15: combinaison d'action du cas 2 à l'ELA.

Cas de charge		$F_h(\text{t/ml})$	$Y_i(\text{m})$	$M_{I/0}(\text{t.m})$
Poussée des terres	G1	$F_1=1.05$	$Y_1=9.6+f$	$M_1=1.05f+10.8$
		$F_2=10.58$	$Y_2=4.5+f$	$M_2=10.58f+47.61$
		$F_2'=16.29$	$Y_2'=3+f$	$M_2'=16.29f+48.87$
		$F_3=6.58f$	$Y_3=f/2$	$M_3=3.29f^2$
		$F_3'=0.22f^2$	$Y_3'=f/3$	$M_3'=0.07f^3$
Butée des terres	G2	$F_4=0.89f^2$	$Y_4=f/3$	$M_4=0.29f_3$
Poussée hydrodynamique	Q3	$F_5=13.23$	$Y_5=7.15$	$M_5=94.59$
Chariot	Q4	$F_6=2.56$	$Y_6=2.56$	$M_6=5.56f+23.85$
Séisme	Fa	$F_7=1.4$	$Y_7=10.1+f$	$M_7=1.4f+14.14$
		$F_8=0.32$	$Y_8=4.7+f/2$	$M_8=0.16f+1.5$
Total	G+Q+Fa	$T_{max}= 28.43$	$M_{max}=304.67$	

Calculer la force du tirant T:

$$\sum M/I=0; T=29.83 \text{ t/ml.}$$

Calculer la réaction V:

$$\sum F/H=0; V=31.81 \text{ t/ml.}$$

Calculer la fiche:

$$b=12.02\text{m}; f_0=16.81\text{m}; f=20.17\text{m}$$

Table 6.16: combinaison d'action du cas 3 à l'ELA.

Cas de charge		F_h (t/ml)	Y_i (m)	$M_{I/0}$ (t.m)
Poussée des terres	G1	$F_1=1.05$	$Y_1=9.6+f$	$M_1=1.05f+10.8$
		$F_2=10.58$	$Y_2=4.5+f$	$M_1=10.58f+47.61$
		$F_2'=16.29$	$Y_2'=3+f$	$M_2'=16.29f+48.87$
		$F_3=6.58f$	$Y_3=f/2$	$M_3=2.38f^2$
		$F_3'=0.22f^2$	$Y_3=f/3$	$M_3'=0.07f^3$
Butée des terres	G2	$F_4=0.89f^2$	$Y_4=f/3$	$M_4=0.29f^3$
Poussée hydrodynamique	Q3	$F_5=13.23$	$Y_5=7.15$	$M_5=94.59$
Poussée surcharge	Q4	$F_6=2.56$	$Y_6=9.32+f$	$M_6=5.56f+23.85$
Bollard	Q5	$F_7=4$	$Y_7=11.1+f$	$M_7=4f+44.4$
Séisme	Fa	$F_8=1.4$	$Y_8=10.1+f$	$M_8=1.4f+14.14$
		$F_9=0.32$	$Y_9=4.7+f/2$	$M_9=0.16f+1.5$
Total	G+Q+Fa	$T_{max}=38.37$	$T_{max}=38.37$	

Calculer la force du tirant T:

$$\sum M/I=0; T=46.33t/ml.$$

Calculer la réaction V:

$$\sum F/H=0; V=48.58 T/ml.$$

Calculer la fiche:

$$b=14.85m; f_0=19.76m; f=23.76m$$

Table 6.17: combinaison d'action du cas 1 à l'ELS.

Cas de charge		F_h (t/ml)	Y_i (m)	$M_{I/0}$ (t.m)
Poussée des terres	G1	$F_1=0.691$	$Y_1=9.6+f$	$M_1=0.691f+6.22$
		$F_2=6.91$	$Y_2=4.5+f$	$M_2=6.91f+31.05$
		$F_2=10.53$	$Y_2'=3+f$	$M_2=10.54f+31.62$
		$F_3=3.11f$	$Y_3=f/2$	$M_3=1.55f^2$
		$F_3'=0.15f^2$	$Y_3'=f/3$	$M_3'=0.05f^2$
Butée des terres	G2	$F_4=1.3f^2$	$Y_4=f/3$	$M_4=0.29f^3$
Marnage	Q3	$F_5=0.128$	$Y_5=9.16+f$	$M_5=0.128f+1.17$
		$F_6=3.7$	$Y_6=4.5+f$	$M_6=4.63f+20.83$
Poussée surcharge	Q4	$F_7=2.13$	$Y_7=9.9+f$	$M_7=2.13f+21.08$
		$F_8=10.66$	$Y_8=4.5+f$	$M_8=10.66f+47.97$
		$F_9=1.73f$	$Y_9=0.5f$	$M_9=0.865f^2$
Bollard	Q5	$F_{10}=4$	$Y_{10}=11.1+f$	$M_{10}=4f+44.4$
Total	G+Q	$T_{max}=20.91$	$M_{max}=272.79$	

Calculer la force du tirant T:

$$\sum M/I=0; T=22.94 \text{ t/ml.}$$

Calculer la réaction V:

$$\sum F/H=0; V=24.67 \text{ t/ml.}$$

Calculer la fiche:

$$b=7.95\text{m}; f_0=9.93\text{m}; f=11.92\text{m}$$

Table 6.18: combinaison d'action du cas 2 à l'ELS.

Cas de charge		$F_h(\text{t/ml})$	$Y_i(\text{m})$	$M_{I/0}(\text{t.m})$
Poussée des terres	G1	$F_1=0.691$	$Y_1=9.6+f$	$M_1=0.691f+6.22$
		$F_2=6.91$	$Y_2=4.5+f$	$M_2=6.91f+31.05$
		$F_2'=10.53$	$Y_2'=3+f$	$M_2'=10.54f+31.62$
		$F_3=3.11f$	$Y_3=f/2$	$M_3=1.55f^2$
		$F_3'=0.15f^2$	$Y_3'=f/3$	$M_3'=0.05f^2$
Butée des terres	G2	$F_4=1.3f^2$	$Y_4=f/3$	$M_4=0.43f^3$
Marnage	Q3	$F_5=0.128$	$Y_5=9.16+f$	$M_5=0.128f+1.17$
		$F_6=3.7$	$Y_6=4.5+f$	$M_6=4.63f+20.83$
Chariot	Q4	$F_7=2.56$	$Y_7=9.32+f$	$M_7=5.56f+23.85$
Total	G+Q	$T_{max}=13.59$	$M_{max}=99.87$	

Calculer la force du tirant T:

$$\sum M/I=0; T=12.57 \text{ t/ml.}$$

Calculer la réaction V:

$$\sum F/H=0; V=17.96 \text{ t/ml.}$$

Calculer la fiche

$$b=6.78\text{m}; f_0=8.76\text{m}; f=10.51\text{m}$$

Table 6.19: combinaison d'action du cas 3 à l'ELS.

Cas de charge		$F_h(\mathbf{t})$	$Y_i(\mathbf{m})$	$M_{I/0}(\mathbf{t.m})$
Poussée des terres	G1	$F_1=0.691$	$Y_1=9.6+f$	$M_1=0.691f+6.22$
		$F_2=6.91$	$Y_2=4.5+f$	$M_2=6.91f+31.05$
		$F_2'=10.53$	$Y_2'=3+f$	$M_2'=10.54f+31.62$
		$F_3=.11f$	$Y_3=f/2$	$M_3=1.55f^2$
		$F_3'=0.15f^2$	$Y_3'=f/3$	$M_3'=0.05f^2$
Butée des terres	G2	$F_4=1.3f^2$	$Y_4=f/3$	$M_4=0.43f^3$
Marnage	Q3	$F_5=0.128$	$Y_5=9.16+f$	$M_5=0.128f+1.17$
		$F_6=3.7$	$Y_6=4.5+f$	$M_6=4.63f+20.83$
Poussée surcharge	Q4	$F_7=2.13$	$Y_7=9.9+f$	$M_7=2.13f+21.08$
		$F_8=10.66$	$Y_8=4.5+f$	$M_8=10.66f+47.97$
		$F_9=1.73f$	$Y_9=0.5f$	$M_9=0.865f^2$
Total	G+Q	$T_{max}=20.98$	$M_{max}=246.11$	

Calculer la force du tirant T:

$$\sum M/I=0; T=18.84\text{t/ml.}$$

Calculer la réaction V:

$$\sum F/H=0; V=26.31 \text{ t/ml.}$$

Calculer la fiche

$$b=8.21\text{m}; f_0=10.19\text{m}; f=12.22\text{m}$$

D'après l'analyse des tableaux on constate que le cas le plus défavorable correspond au cas accidentel N°03:

La fiche d'ancrage: $f_0=19.76\text{m}; f=23.76\text{m} .$

Les efforts maximum dans la palplanche sont: $M_{max}=420.23\text{t.ml}$ et $T_{max}=38.36\text{t}.$

6.4 Choix de fondation

Le mode de fondation approprié au site pour la construction du quai est les fondations profondes sur pieux. Ces derniers ancrés dans la couche d'assise, devant reprendre les charges de l'ouvrage et seront transmises:

- A la base de la fondation sous la pointe: Q_p
- Par le frottement latéral entre le fut du pieu et le sol: Q_s

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Q_p : charge limite de pointe donnée par: $Q_p = q_{pu} \times A_p$

Q_s : charge limite de frottement latéral donnée par: $Q_s = q_s \times A_s$

avec A_s surface latérale du pieu et q_s due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu. On a des pieux chemisés, donc le frottement latéral est nul.

6.4.1 Calcul des pieux

Les palplanches intercalaires permettent de transmettre les efforts horizontaux de la poussée des terres et hydrostatique aux pieux par des serrures soudées le long du pieu (**Figure 6.19**). La fiche du pieu est la même que celle de la palplanche.

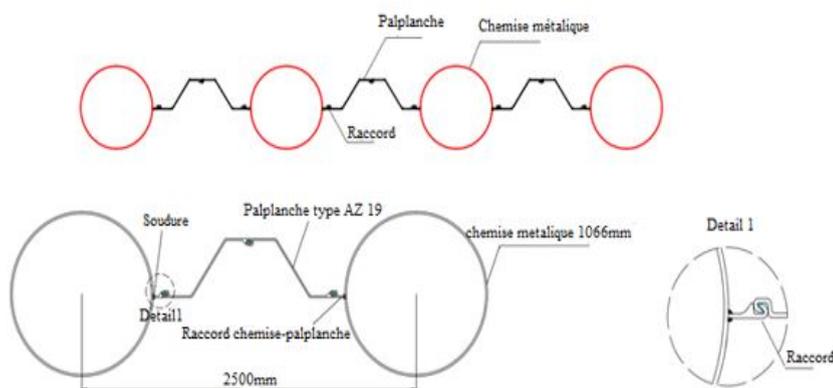


Figure 6.19: Système de raccord pieu-palplanche

6.4.1.1 Pré dimensionnement du pieu

Diamètre du pieu: selon DTU 13.2 de 1992

$$\frac{L}{D} \geq 6 \text{ [7].}$$

L: longueur du pieu;

D: diamètre du pieu. Soit: $D=0.8\text{m}$; $D=1\text{m}$; $D=1.2\text{m}$

On a opté pour $D=1.066\text{m}$, par rapport à la disponibilité des chemises sur le marché.

6.4.2 Les efforts sur les pieux

a) La force portante des pieux

En général, les fondations profondes traversent une ou plusieurs couches de qualité plus au moins bonne pour s'ancrer dans un sol présentant des caractéristiques mécaniques plus favorables, appelé couche d'ancrage. L'ancrage f est la hauteur de la pénétration du pieu dans la couche résistante. Si le pieu est fiché dans un milieu homogène, l'ancrage f est égal à la hauteur d'encastrement D .

Calcul de la résistance en pointe

D'après le D.T.U 13.2 (1992). On a:

$$Q_{pu} = A \times q_{pu} \text{ [7].}$$

Avec: $q_{pu} = \gamma \times H \times N_q + c \times N_c$ et $C=0$

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{29}{2}\right) \exp^{\pi \tan 29} \rightarrow N_q = 16.42$$

$$q_{pu} = (1.1 \times 9 + 0.9 \times 21.24) \times 16.42 \rightarrow q_{pu} = 476.44 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{pu} = \frac{\pi \times (1.066)^2}{4} \times 476.44 \rightarrow Q_{pu} = 425 \text{ t}$$

La portance admissible

$$Q_{uadm} = \frac{Q_{pu}}{2} = \frac{425}{2} \rightarrow Q_{uadm} = 212.5 \text{ t}$$

b) Efforts verticaux sur les pieux

Dans ce cas chaque pieu va reprendre une partie de la poutre de couronnement et la surcharge sur cette partie:

P_s : La surcharge sur la partie du pieu

$$P_s = 2.5 \times 5 \times 2 \text{ donc: } P_s = 25 \text{ t}$$

P_t : le poids total de la poutre de couronnement;

$$P_c = L \times l \times h \times \gamma_{beton}; P_c = 25 \text{ times } 2 \times 1.4 \times 2.5; \text{ donc: } P_c = 175 \text{ t}$$

P_{pieu} : le poids total du pieu; alors: $P_{pieu} = 43.99 \text{ t}$

P_{ch} : poids de la chemise métallique alors: $P_{ch} = 11.47 \text{ t}$

L'entraxe des pieux est égal à 2.5m

La charge totale qui revient au pieu est:

$$P_t = 175 \times \frac{2.5}{2.5} + 25 + 43.99 + 11.47 \text{ alors: } P_t = 97.96 \text{ t}$$

$$Q_{uadm} = 212.5 \text{ t} > P_t = 97.96 \text{ t}$$

Par conséquent ces pieux peuvent résister aux efforts verticaux. Puisque la section transversale du pieu est composée de deux matériaux différents, donc l'idée enfaite c'est qu'on se ramène a une section équivalente formée d'un seul matériau de référence (béton), dans ce cas on va prendre le coefficient d'équivalence $n=10$.

6.5 Calcul de la section d'acier dans le béton

Le moment maximal dans le pieu est le même que celui calculé dans la palplanche.

6.5.1 Calcul des inerties

$$I_{eq} = I_{beton} + 10I_{acier}$$

$$I_{beton} = \frac{\pi}{64} \times \phi^4$$

$$I_{beton} = \frac{\pi}{64} \times 1.040^4; \text{ donc: } I_{beton} = 0.057 \text{ m}^4$$

$$I_{acier} = \frac{\pi}{64} \times (\phi_2^4 - \phi_1^4)$$

$$I_{acier} = 5.95 \times 10^{-3} m^4$$

On obtient:

$$I_{eq} = 0.057 + 10 \times 5.9 \times 10^{-3} = 0.116 m^4$$

- **Moment repris par la chemise en acier:**

Les chemises de diamètres 1066mm et 13mm d'épaisseur reprendront une partie des sollicitations. Afin de faire une bonne estimation de ces dernières.

- **Effort et moment repris par le béton:**

Section de béton est: $S_b = \pi \times \frac{D^2}{4}$

D: le diamètre du pieu

$$S_b = 3.14 \times \frac{1.040^2}{4} = 0.849 m^2$$

$$S_{pieu} = 3.14 \times \frac{1.066^2}{4} = 0.892 m^2$$

$$S_c = S_{pieu} - S_b \text{ alors: } S_c = 0.043 m^2$$

La section équivalente est:

$$S_{eq} = S_b + 10 \times S_c = 1.279 m^2$$

$$M_b = M_{max} \times \frac{I_b}{I_{eq}} = 206.16 t.m$$

$$N_b = N_{max} \times \frac{S_b}{S_{eq}} = 97.96 \times \frac{0.849}{1.279} = 65.02 t$$

- **Moment et effort repris par la chemise:**

$$M_c = M_{max} - M_b = 420.23 - 206.16 = 214.07 t.m$$

$$N_c = N_{max} - N_b = 97.96 - 65.02 = 32.93 t$$

Le moment repris par la chemise est: 214.07t.m.

Le moment repris par le béton est: 206.16t.m

- **La résistance du pieu aux efforts verticaux:**

Pour le calcul de la résistance des pieux aux efforts verticaux le logiciel " **ROBOT** " a été utilisé les résultats obtenue sont des courbes qui présentent la flèche (déplacement).

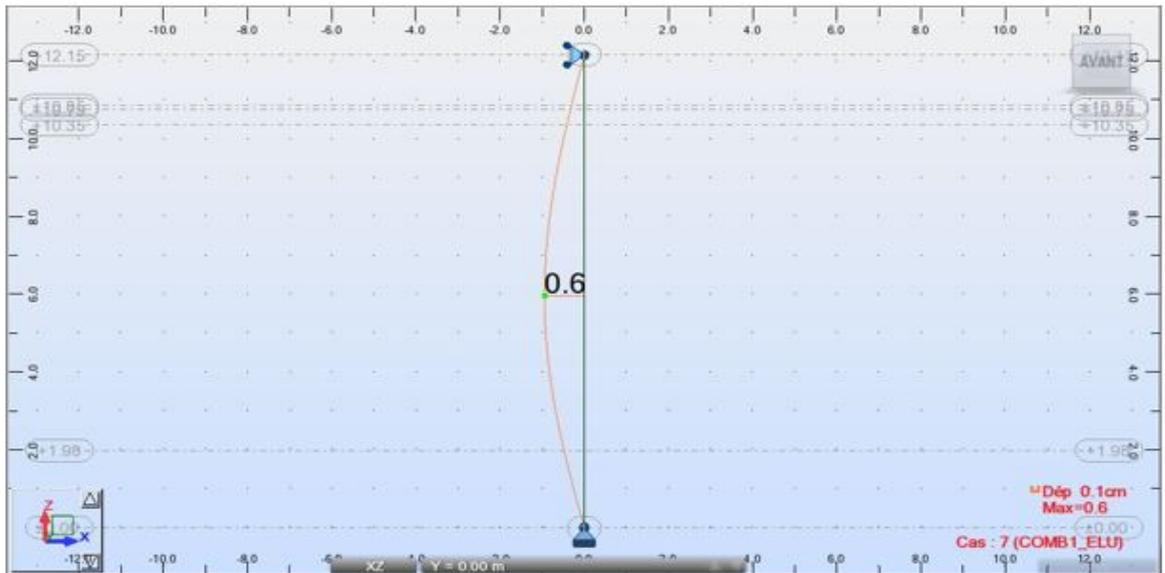


Figure 6.20: le déplacement vertical du pieu a l'ELU

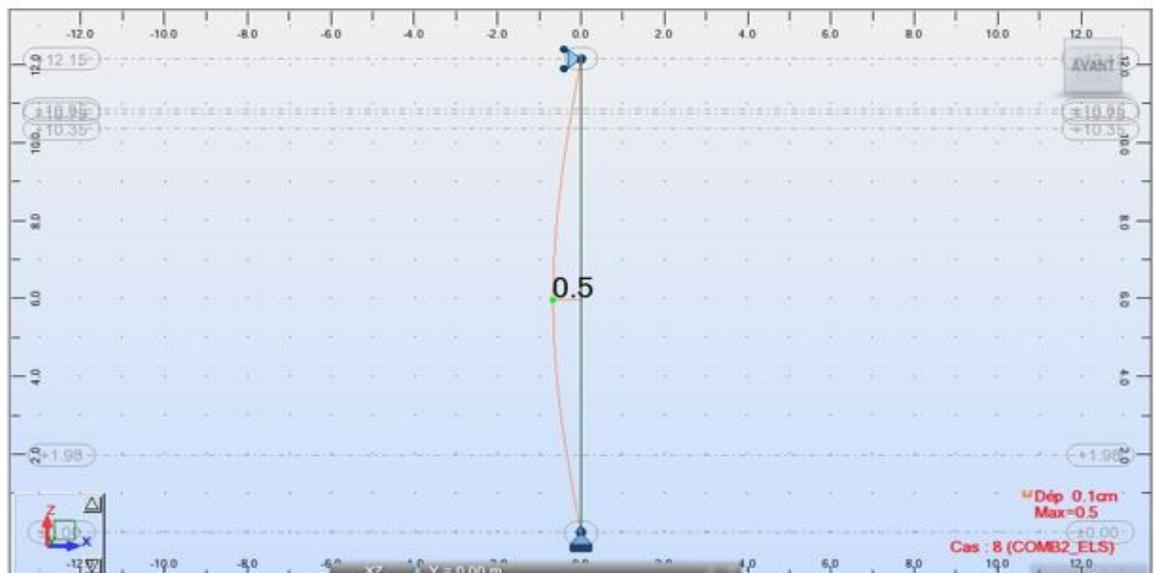


Figure 6.21: le déplacement vertical du pieu a l'ELS

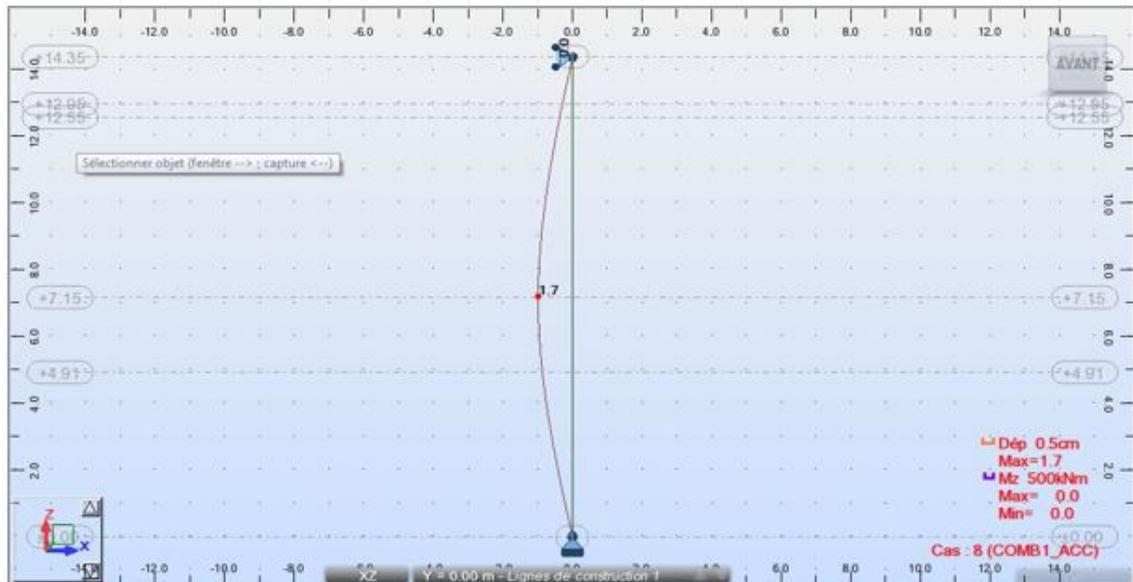


Figure 6.22: le déplacement vertical du pieu a l'ACC

6.5.2 Le ferrailage des pieux

a) Ferrailage longitudinal

Le pieu a un diamètre ϕ 1066mm, composé d'une chemise en acier de nuance S235 avec une épaisseur de 13mm dont 50% destinés au phénomène de la corrosion. Cette chemise va jouer un double rôle:

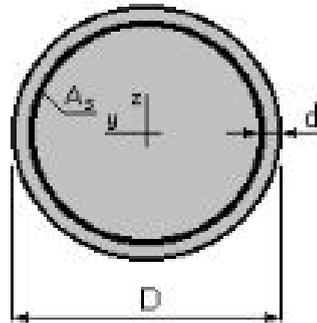
- Coffrage pour le béton
- 50% qui restent participent à la reprise des efforts sollicitant le pieu.

La partie supérieure admet une section critique de moment maximum à l'ELA. $M_{max}=206.16$ t/ml et un effort normal de compression $N=65.02t$. Le calcul de ferrailage est fait avec le logiciel **ROBOT Expert**

Béton: $f_{c28} = 30.0$ (MPa); Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable;
- Prise en compte des dispositions sismiques;
- Calcul suivant BAEL 91.

Section:



$$D=106.6(\text{cm})$$

$$d=5.0(\text{cm})$$

Armatures:

Section théorique $A_s=137.4(\text{cm}^2)$ Section minimum $A_s \text{ min}=44.6(\text{cm}_2)$; Section maximum $A_s \text{ max}=446.2(\text{cm}_2)$ Théorique $\rho= 1.54 (\%)$ Minimum $\rho_{\text{min}}=0.50(\%)$; maximum $\rho_{\text{max}}=5.00 (\%)$

On choisit 25 HA 25

Côté mer 16 HA 25 car c'est le côté le plus sollicité avec un espacement de 10 cm. Et côté terre on fera 9 HA 25 avec un espacement de 17 cm.

b) Ferrailage transversale

$$b_0 = \frac{D}{\sqrt{2}} = 0.735\text{m}$$

$$d = 0.9 \times b_0 = 0.661\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.15 f_{c2B}}{\gamma_b}; 5M_{pa}\right] = 3M_{pa}$$

$$\tau_u = \frac{25.46}{0.735 \times 0.661} = 52.40 \text{ t/m}^2 = 0.524M_{pa}$$

$$0.524M_{pa} \leq 3M_{pa}$$

Calculer A_t :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq b_0 \gamma_s \frac{\tau - 0.3K}{0.9f_e}$$

$K=0$ reprise de bétonnage

$$\text{D'ou: } A_t \geq S_t \frac{b_0 \gamma_s \tau_u}{0.9f_e}$$

$$\text{on fixe } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(0.9d, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$\text{Donc: } A_t = 6.69\text{cm}^2 \text{ soit 6 cercles de HA12.}$$

Conclusion

A travers ce chapitre, on a calculé tous les efforts qui agissent sur le mur de quai, on a calculé la fiche de la palplanche en considérant ces efforts dans le cas

statique (ELU, ELS) et le cas dynamique (ELA), la fin en a choisi le cas le plus défavorable(ELA) pour déterminé la fiche de la palplanche.

Les palplanches intercalaires permettent de transmettre les efforts horizontaux de la poussée des terres et hydrostatique aux pieux par des serrures soudées le long du pieu, La fiche du pieu est la même que celle de la palplanche.

Ainsi qu'on a calculé les moments maximal qui nous a permis de ferrailé les pieux.

7

CALCUL POUTRE DE COUROUTEMENT ET DU RIDEAU D'ANCRAGE

Introduction

La poutre de couronnement est une poutre en béton armé réalisée sur place ; elle constitue la partie supérieure du quai, qui assure la liaison des pieux, et supporte les charges roulantes et les efforts d'amarrages, elle est divisée en 14 plots de 25m de longueur et sont séparés par des joints chaque plot comporte deux bollards.

7.1 Les efforts agissant sur la poutre de couronnement

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

a) Effort verticaux

pois propre de la dalle de couronnement:

$$P = S \times l \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$P = 1.4 \times 25 \times 2.5 \times 2 = 175 \text{ tonne.}$$

$$P_{/ml} = 7 \text{ t/ml}$$

Surcharge 5 t/m^2

b) Effort horizontaux

Bollard 4 t/ml

Effort du au séisme: $F_A = A \times P$; donc: $F_A = 0.2 \times 7 = 1.4 \text{ t.m}$

Table 7.1: Poussée, butée des terres et surcharges

Cas	statique		dynamique	
	F(t)	Y(m)	F(t)	Y(m)
Poussée des terres	0.59	0.46	0.91	0.46
Poussée du aux surcharges	1.18	0.46	1.81	0.46

7.2 Modélisation de la dalle de couronnement

La modélisation et le calcul de ferrailage de la dalle de couronnement a été fait à l'aide de logiciel **ROBOT (2012)**.

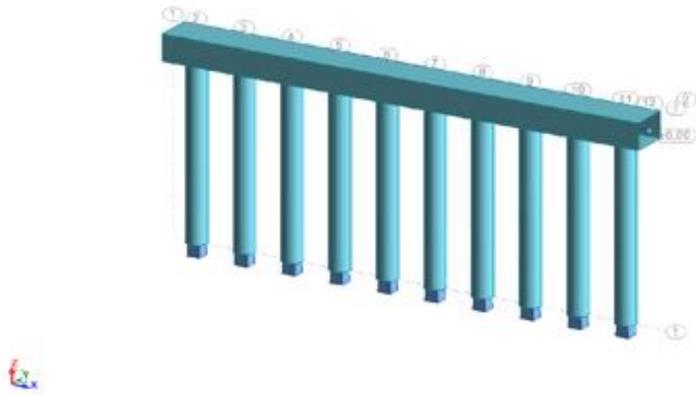


Figure 7.1: plot (poutre de couronnement et pieux)

Les résultats de ferrailage sont représentés dans l'Annexe 07.

7.3 Rideau d'ancrage

Le calcul du rideau frontal fait connaître les réactions d'ancrage, le plus souvent celles-ci sont reportées à l'intermédiaire de tirants sur un ancrage situé en arrière dans le terre-plein, cet ancrage peut être continu (rideau de palplanches, murette en béton) ou discontinu (croix en palplanches, plaque en béton, blocs en béton), peu profond ou profond, la cote de l'attache sur l'ancrage est généralement fixée par des considérations constructives ou par la résistance possible de l'ancrage.

Le choix du système d'attache dépend de l'inclinaison prévue des tirants et de leurs moments possibles par rapport aux rideaux.

Le calcul du système d'ancrage comprend donc la détermination des éléments suivants:

- Tirants: section espacement,
- Ancrages: dimensions et caractéristiques mécanique,
- Stabilité d'ensemble de l'ancrage et du rideau frontal qui donne la longueur des tirants.

7.3.1 Traction à prendre en compte

Après avoir fait le calcul du pieu, l'hypothèse de base était que le pieu est encastré en pied et simplement appuyée en tête. Ce dernier nous a donné une réaction

d'appuis maximum dans le cas accidentelle dont les combinaisons de charge est: **G+Q+S [15]**.

La valeur de la réaction de l'appui simple est la force de que va reprendre le tirant et qui a été calculée dans le chapitre précédent $A=46.33t$

7.3.2 Hypothèse de calcul (rideau d'ancrage)

La relation de butée des ancrages sont généralement calculées dans l'hypothèse d'un équilibre de rupture de sol.

Elles doivent par-conséquent être supérieures à la valeur de traction des tirants trouvée, la sécurité sur l'ancrage pourra toutefois être inférieure à la sécurité prise en compte pour les tirants, puisque celle-ci comprenait l'effet d'efforts parasites à l'attache et de flexion par tassement, en outre , la traction sur l'encrage est inférieure à celle de l'attache sur le rideau frontal à cause de l'adhérence du tirant de sol [15]. L'ancrage est déterminée pour une valeur ultime de traction A' de l'ordre de $1.2A$, tel que:

$$A=46.33t$$

$$A' = 1.2 \times A = 1.2 \times 46.33 = 55.59t, \text{ on prendra } A' = 56t.$$

Le rideau d'ancrage sera constitué d'une murette en béton, le béton sera dosé à 350 kg/cm^3 .

La surcharge Q ne couvre le terre-plein qu'en amont de la paroi d'encrage, ceci a pour effet d'augmenter les poussées actives sur l'arrière du rideau sans influencer les butés.

Le rideau d'encrage sera arasé a la cote $0.00m$ c'est-à-dire au niveau de la nappe d'eau. Il sera calculé avec les poussées et les butées horizontales, car le rideau est libre dans le sol $\delta a = \delta p = 0$ dans les deux cas: statique et dynamique.

7.3.3 Méthode de calcul

Le rideau est considéré continue peu profond ($D/d < 2$).
Sous l'effet de traction A' des tirants, le rideau mobilise en avant la butée de terrain, tandis que reçoit la poussée de terrain situé en arrière avec l'influence des surcharges. Dans le cas d'un terrain homogène, lorsque la hauteur d de rideau est égale ou supérieure à la moitié de la profondeur z de son pied, la butée disponible est pratiquement celle d'un rideau qui atteindrait la surface libre [15].

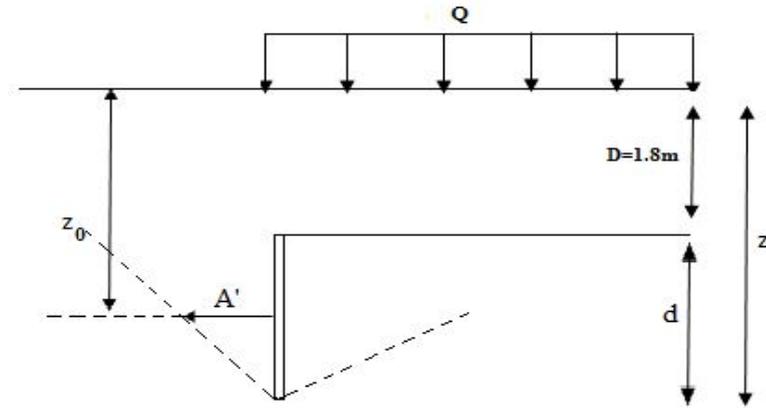


Figure 7.2: Rideau continue peu profond [15].

La profondeur z_0 de l'attache, la composante horizontale de la butée résiduelle disponible s'écrit: $b' = k_p \cdot \gamma \cdot z_0 - ka(\gamma \cdot z_0 + q)$

L'équilibre est réalisé pour la hauteur d tel que: $b' \cdot d = A'$

7.3.4 Calcul de la hauteur du rideau d'ancrage

- Cas statique

La résistance fournie par le mur d'ancrage est égale à la différence entre la butée sur la face avant et la poussée qui s'exerce sur la face arrière

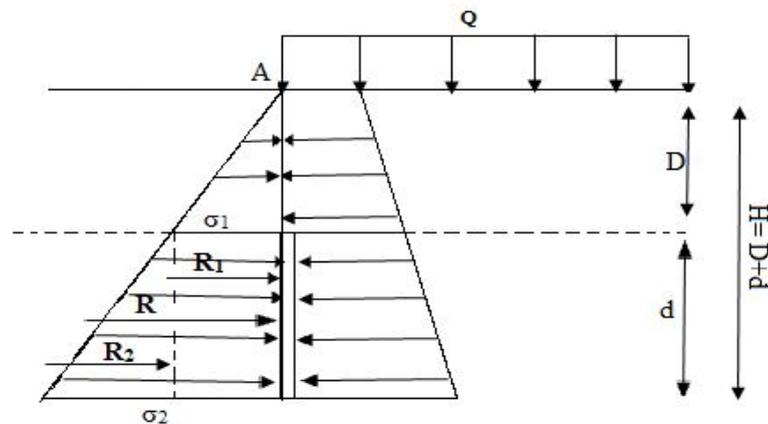


Figure 7.3: diagramme des contraintes poussées butée des terres [15].

$D=1.8$ m

Pour: $\phi=38^\circ$ on a: $ka=0.237$ et $k_p=4.21$

$Q=2.5$ t/m²

Soit R la résultante (butée-poussée) que nous décomposons en deux R_1 et R_2 .
 R_1 correspondant au rectangle et R_2 correspondant au triangle. Ces forces horizontales sont égales à:

$$R_1 = \sigma_1 \cdot d = [K_p \gamma D - K_a (D + q)] \times d \rightarrow R_1 = 12.28$$

$$R_2 = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \times \gamma \times d^2 \rightarrow R_2 = 3.57d^2$$

$$\text{Or on a: } R = R_1 + R_2, \text{ d'où: } R = 3.57d^2 + 12.28d$$

Le rideau d'ancrage étant continu, les tirants transmettent à celui-ci par unité de largeur du rideau. L'effort d'ancrage T dont la composante horizontale T doit être équilibré par R.

$$\text{On a } T = 56 \text{ t/ml, On devra donc avoir } 3.57d^2 + 12.28d - 56 = 0$$

La résolution de cette équation donne la valeur: $d = 2.59\text{m}$

- **Cas dynamique**

Pour $\phi = 38^\circ$, on a: $k_p = 2.75$ et $k_a = 0.363$

On suivant les mêmes étapes que le cas statique, on obtient:

$$R_1 = 6.82d, R_2 = 1.31d^2.$$

$$\text{Donc: } R = 1.31d^2 + 6.82d \text{ et On aura: } d = 3.76\text{m}$$

On voit que la méthode employée donne un résultat du côté de la sécurité, puisque $d > H/2$. Il est bien évident que le cas le plus défavorable est celui du cas dynamique donc on prendra $d = 3.76\text{m}$

- **Calcul de la position d'ancrage** Le point d'ancrage des tirants sur le rideau doit être confondu avec le point d'application de la résultante R. Ce point d'application s'obtient en prenant les moments de R_1 et R_2 par rapport au pied du rideau d'ancrage.

$$R_1 h_1 + R_2 h_2 = R h$$

$$d_1 = d/2 = 3.80/2 = 1.88\text{m}$$

$$R_1 = 6.82 \times 3.76 = 25.64\text{t}$$

$$d_2 = d/3 = 3.76/3 = 1.25\text{m}$$

$$R_2 = 1.31 \times (3.76)^2 = 18.52\text{t}$$

$$\text{Donc: } R = 44.16\text{t}$$

$$h = (R_1 h_1 + R_2 h_2) / R = 1.61\text{m}$$

$d = 1.61\text{m}$ de la profondeur du pied d'ancrage au milieu du mur d'ancrage.

Détermination de l'épaisseur du rideau d'ancrage:

Supposant que la dalle travaille dans les deux sens $0.4 < \rho < 1$

La largeur de rideau d'ancrage: $\rho = 0.5$

$$\text{La longueur de la dalle est: } h = \rho \times d = 0.5d \implies h = 0.5 \times d = 0.5 \times 3.8 = 1.9\text{m}$$

7.3.5 Détermination de la position d'ancrage

- **Méthode de calcul**

On a vu que les rideaux d'ancrage doivent résister à la traction des tirants et par conséquent développer dans le terrain une butée suffisante, donc il faut placer l'ancrage de manière que le prisme de la butée d'ancrage n'empiète pas sur le prisme de poussée du rideau frontal, de plus on estime que la stabilité de l'ensemble rideau frontal, ancrage et massif compris entre eux se trouve assurée lorsque l'ancrage se trouve au-dessus de la ligne de talus naturel qui passe pour le point de pression nulle 0 du rideau frontal, en supposant que les lignes de rupture de butée et poussée sont des droites inclinées à $(\frac{\pi}{4} \pm \frac{\varphi}{2})$, l'ancrage devra se trouver dans la zone hachurée de la **Figure 7.4** ci-après [15]. En fait ces conditions de stabilité sont surabondantes et que les tirants pourraient être plus courts, on pourrait d'ailleurs vérifier qu'il n'y a pas de glissement général massif, cette vérification peut être faite par la méthode de kranz.

Calcul de la position d'ancrage:

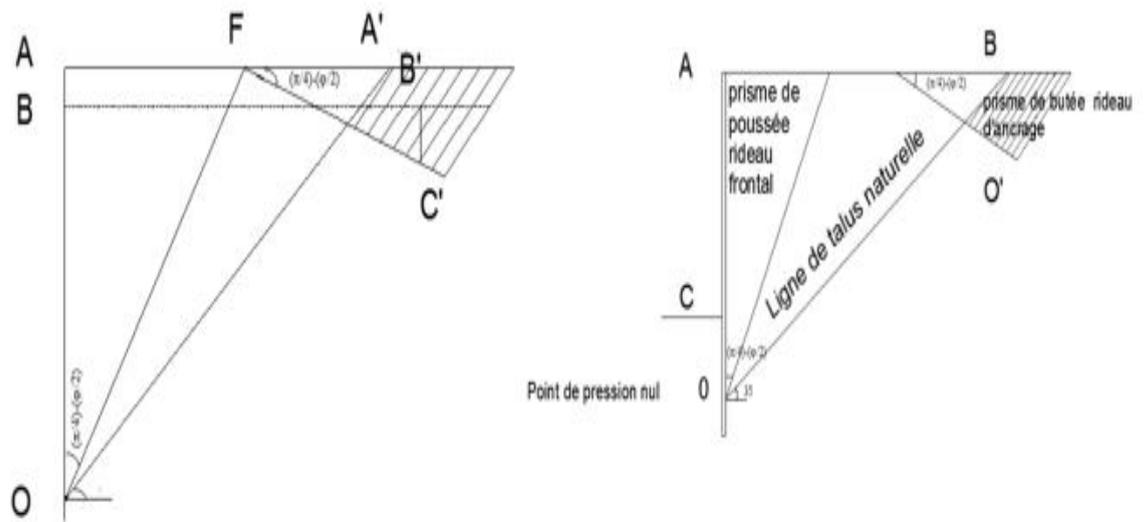


Figure 7.4: position de l'ancrage par rapport au mur de quai [15].

L'éloignement e de l'ancrage est à partir de la poutre de couronnement est:

$$e = AF + FA' = AA' = OA \tan\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$e = 15.78 \tan(90 - 35) = 22.53 \text{ m}$$

- **La hauteur maximale**

$$H_{max} = FA' \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \varphi\right) - A'B'$$

$$FA' = e - AF = e - \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) OA$$

$$FA' = 22.53 - \tan(45 - 17.5) \times 15.78$$

$$FA' = 14.31 \text{ m}$$

$$H_{max} = 14.31 \times \tan(45 - 17.5) - 1.8$$

$$H_{max} = 5.56 \text{ m} > 3.8 \text{ m}$$

Donc le rideau d'ancrage se trouve dans la zone hachurée, condition établie précédemment.

7.3.6 Tirant d'ancrage

Il existe deux types de tirants, des tirants passifs et des tirants actifs.

- **tirants passifs:** sont simplement fixés sur le rideau au moment de la pose et ne sont sollicités que par la réaction d'appuis nécessaire à l'équilibre du rideau, ils s'attachent sur le corps d'ancrage par rapport au sein du massif.
- **tirants actifs:** sont soumis à des tensions au moment de leurs fixations sur le rideau auquel ils imposent alors une réaction d'appuis préalablement calculée [15].

Dans notre cas, on choisit les tirants passifs, car ils offrent une facilité dans la réalisation de l'ancrage.

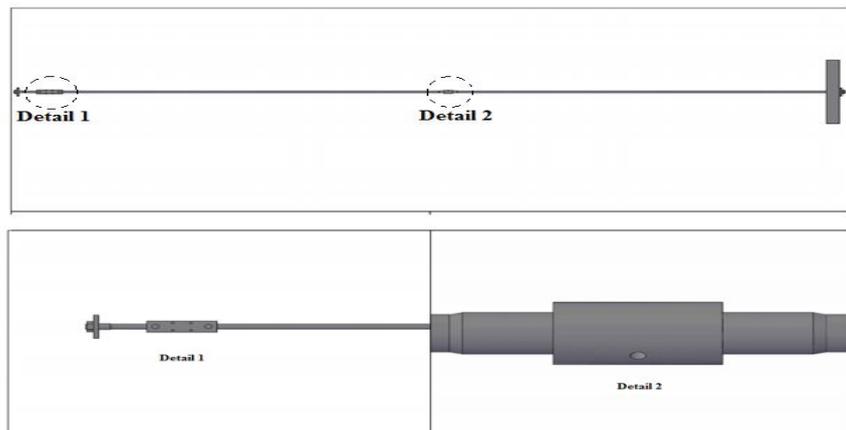


Figure 7.5: Tirant d'ancrage

Calcul des tirants

Les réactions d'attache sont plus sensibles aux variations des efforts extérieurs que les moments dans le mur de quai, de plus les extrémités des tirants étant généralement filetés, la contrainte à fond de filet doit être limitée à cause de l'effet d'entaille possible et des efforts parasites à l'attache.

La contrainte admissible ($\bar{\sigma}_a$) dans la section à fond de filet est une fraction de la limite élastique: $\sigma_e \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_e$

On distingue deux types de tirants:

- **Tirants ordinaires:** ils sont constitués par des barres rondes filetées aux extrémités, et calculés pour la contrainte admissible ($\bar{\sigma}_a$) à fond du filet.
- **Tirants aux extrémités refoulées:** les extrémités des tirants sont refoulées à chaud de manière qu'après filetage la section à fond de filet soit supérieure d'au moins 15% à la section courante de la barre.

La contrainte admissible permet de déterminer la section à fond du filet nécessaire. La section courante de la barre peut être inférieure à la section à fond de filet, puisque les efforts parasites sont moins à craindre en partie courante [15].

$T = \frac{A \cdot L}{\cos \theta}$, tel que:

L: espacement des tirants=2.5m

A: réaction d'attache=46.33t

θ : inclinaison des tirants sur l'horizontal

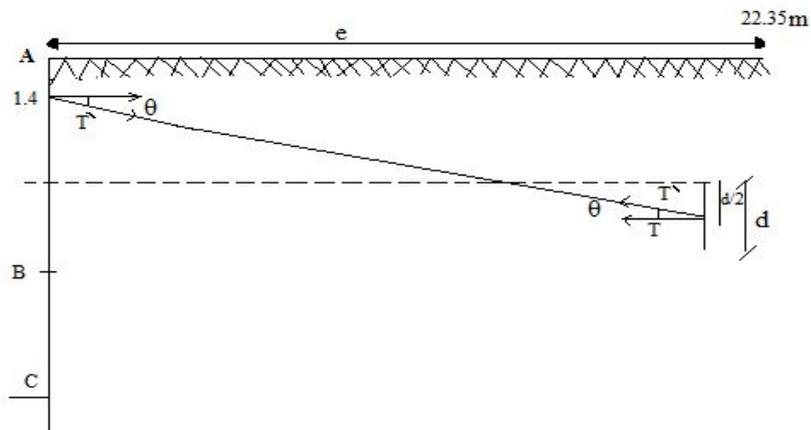


Figure 7.6: L'inclinaison du tirant [15].

Détermination de l'inclinaison:

$AB = 1.1 + 2.32 = 3.42\text{m}$

$\tan \theta = \frac{AB}{e}$ $\theta = \arctan\left(\frac{AB}{e}\right)$

$$\theta = \arctan\left(\frac{3.42}{22.35}\right)$$

$$\theta = 8.69^\circ$$

$$T = A' \times \frac{L}{\cos \theta} = 56 \times \frac{2.5}{\cos 8.69}$$

$$T = 141.62t$$

Section A du tirant:

Pour déterminer la section du tirant d'encrage, on doit vérifier la condition de résistance.

$$\sigma = \frac{T}{A} < \sigma_{adm}$$

$$\text{Donc: } A > \frac{T}{\sigma_{adm}}$$

$$A > \frac{141.62}{235} = 0.0060 \text{ m}^2$$

$$A > 60.26 \text{ cm}^2$$

Le diamètre du tirant est $\phi = 8.76 \text{ cm}$

Pour la raison de sécurité et la disponibilité sur le marché, on prend des tirants de diamètre $\phi = 90 \text{ mm}$ ($A = 64 \text{ cm}^2$) placé tous les 2.5m

- **Système d'attaches**

Les appuis du mur de quai réalisés au moyen des tirants sont considérés comme étant des appuis simples c'est-à-dire isostatiques. Il est nécessaire que les systèmes d'attaches des tirants sur les rideaux respectent cette condition.

Cependant il existe deux types d'attaches : les attaches articulées et les attaches ordinaires, pour des raisons de construction il est préférable de réaliser le système d'attache avant le battage, les systèmes d'attaches les mieux adaptés sont les attaches articulées bride et œil [5].

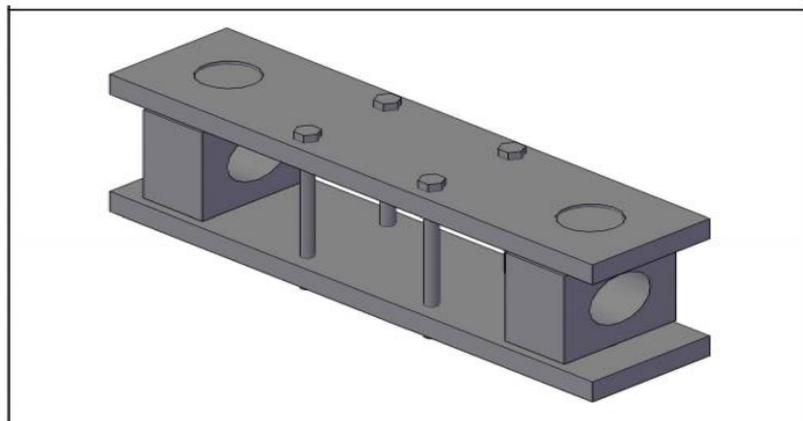


Figure 7.7: articulation du tirant

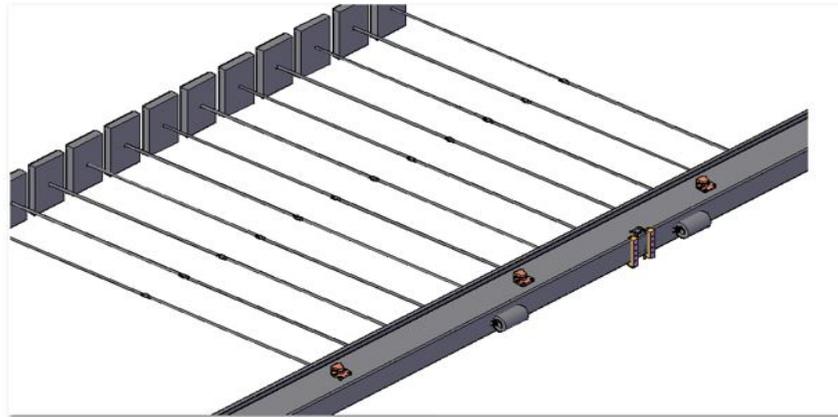


Figure 7.8: Les éléments qui constitue le plot

Calcul du rideau d'ancrage

Le mur d'ancrage doit avoir une épaisseur h de telle sorte à éviter le poinçonnement de la plaque d'ancrage sur celui-ci. D'après le BAEL 99, la surface du béton cisailée S_c doit vérifier:

$$T \leq S_c \left[\frac{3\sigma_b}{40} + 10 \right]$$

Avec un béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment ($\sigma_b = 225 \text{ kg/m}^3$)

$$S_c = \frac{T}{\left[\frac{3\sigma_b}{40} + 10 \right]}; S_c \geq 1860.25 \text{ cm}^2$$

$$S_c = l \cdot a$$

Pour $a = 50 \text{ cm}$ et $l = 37.20 \text{ cm}$

- **Calcul des efforts qui agissent sur la plaque**

- a) **Efforts horizontaux:**

- le poids propre de la plaque:** on a une plaque avec des dimensions suivante:

- Hauteur: $d = 3.80 \text{ m}$

- Largeur: $l = 1.9 \text{ m}$

- Épaisseur: $h = 0.4 \text{ m}$

- $P = 3.8 \times 1.8 \times 0.4 \times 2.5 = 7.22 \text{ t}$

- surcharge de 5 t/m^2

b) Efforts verticaux:

Table 7.2: Poussées, butées des terres et surcharge sur la plaque d'ancrage

	cas	statique		dynamique	
		F(t)	Y(m)	F(t)	Y(m)
Poids	poussée	4.76	1.65	7.31	1.65
Des	Butée	85.36	1.65	55.72	1.65
terres	Butée/2	42.86	1.65	27.86	1.65
surcharge	poussée	0.59	2.8	0.90	2.8

effort du séisme:

La force sismique est définie par la formule:

$$F_A = A \times p$$

p: le poids total de la plaque égal 7.22t

$$A = 0.20$$

$$\text{Donc: } 0.20 \times 7.22 = 1.44 \text{t.m.}$$

Conclusion

Dans ce chapitre on a calculer les effort qui agissent sur la poutre de couroune-ment ainci sur la plaque d'ancrage puis on ferrailé a laide du logiciel ROBOT, comme on a calculer la hauteur du rédeau d'ancrage, sa position et son épaisseur. Dans notre cas on a choisit les tirants passifs car il offre une facilité dans la réalisa-tion de l'ancrage.

On a dimensionné l'épaisseur du tirants, sa longueur et son inclinaison.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu acquérir des connaissances sur les ouvrages maritimes, plus particulièrement les étapes à mener lors de l'étude d'un quai portuaire.

L'évolution des ouvrages portuaires a marqué sa place à l'échelle mondiale, vu le rôle important que joue un port dans l'économie d'un pays. Cette évolution englobe tous les types d'ouvrages maritimes ainsi que les différents éléments que les constituent.

Sur la base des données géométriques et mécaniques du site, nous avons opté pour un quai portuaire mixte (pieux, palplanche). Le choix de cette variante a été motivé par La nature du sol support et l'aspect techno-économique.

Les quais en site maritime sont spécifiques pour plusieurs raisons. La réalisation de ces ouvrages est soumise à des contraintes de mise en œuvre particulières et ils sont fondés en général sur des pieux qui permettent de reprendre les fortes charges auxquelles ils sont soumis.

Les quais, qui outre l'amarrage et l'accostage des navires, assurent une liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port donc il assure une liaison directe entre le navire et la terre. Il doit résister: aux efforts verticaux horizontaux d'accostage, d'amarrage et à la poussée des remblais, à son poids propre, à des engins de manutention et à des charges sur le terre-plein. Dans le cas des différentes combinaisons notamment dans le cas accidentel.

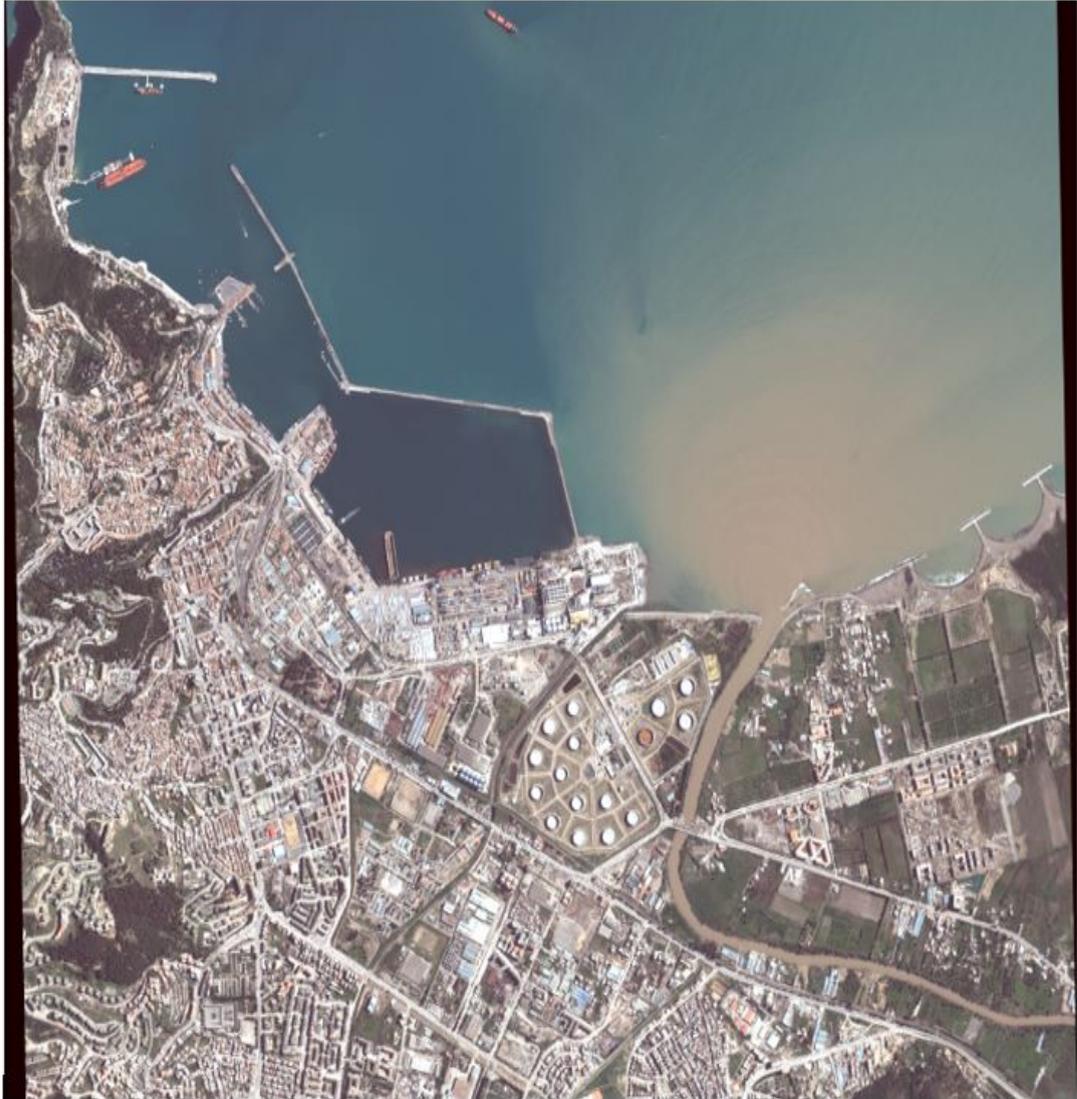
En génie civil, l'utilisation des palplanches est très vaste, qu'elle soit provisoire ou définitive, au vu des différents avantages qu'elles présentent, quant à la facilité de transport, de mise en œuvre, ou d'arrachage. Et puisque on est dans un milieu marin l'utilisation des pieux est obligatoire d'où on a opté pour la réalisation d'un mur de quai mixte (pieux + palplanche) cette solution reste tributaire d'une bonne réalisation afin de remplir son rôle convenablement.

Nous avons aussi présenté les moyens de réparation des pieux utilisés dans un milieu marin et qui ont pour objectif d'éviter les dégradations et les désordres sur ces ouvrages tel que la corrosion.

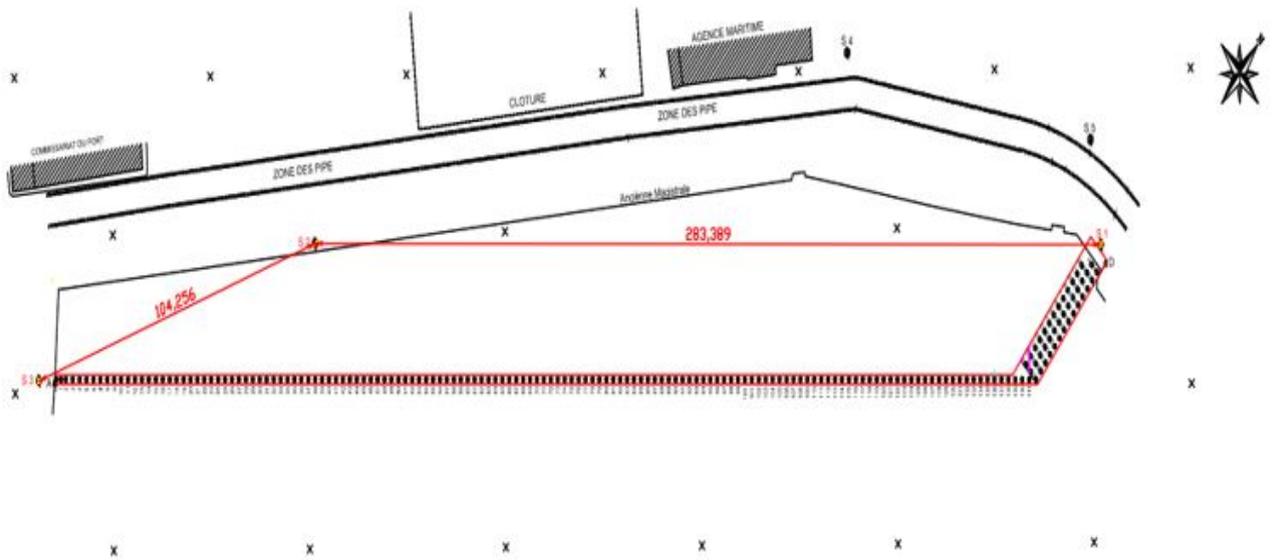
Bibliographie

- [1] www.arcelor-metal/poidsdestube-metalique. Page consulté le 15/03/2015.
- [2] ARCELOR métal. Catalogue générale 2006.
- [3] MOPIN A VIGAROU B. AID S, CHACE C. Ecole de l'ingénieur. 2011.
- [4] note de cours Ecole National de l'état France 2007 Mécanique des sols II.
- [5] FANTEK. Catalogue « défenses et systèmes d'accostage » ed. trelleborg 2002.
- [6] Règlement parasismique appliqué dans le domaine des ouvrages d'Art (RPOA) Edition CGS 2008.
- [7] COSTET J SANGLERAT G. cours pratiques de mécanique des sols, calcul des ouvrages ed. 2eme trimestre 1969 (1982).

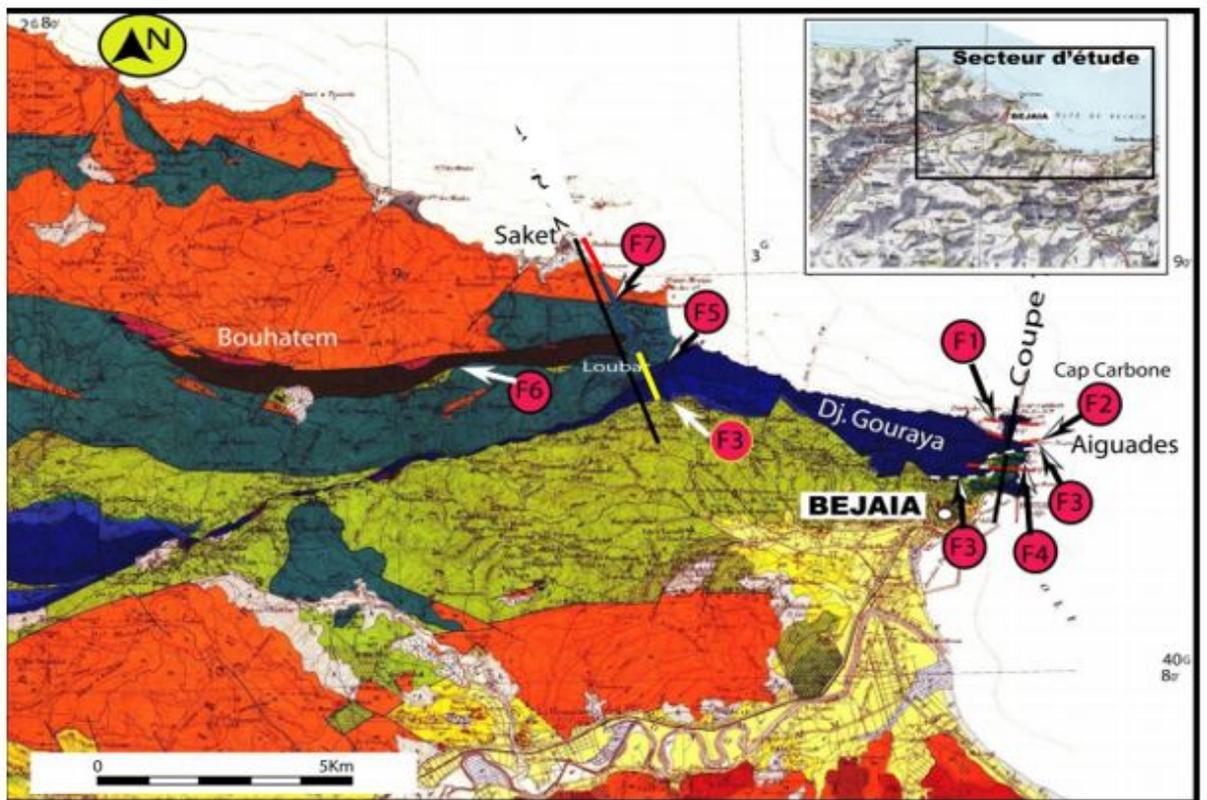
Annexe 1



Annexe 2



Annexe 3



Annexe 4

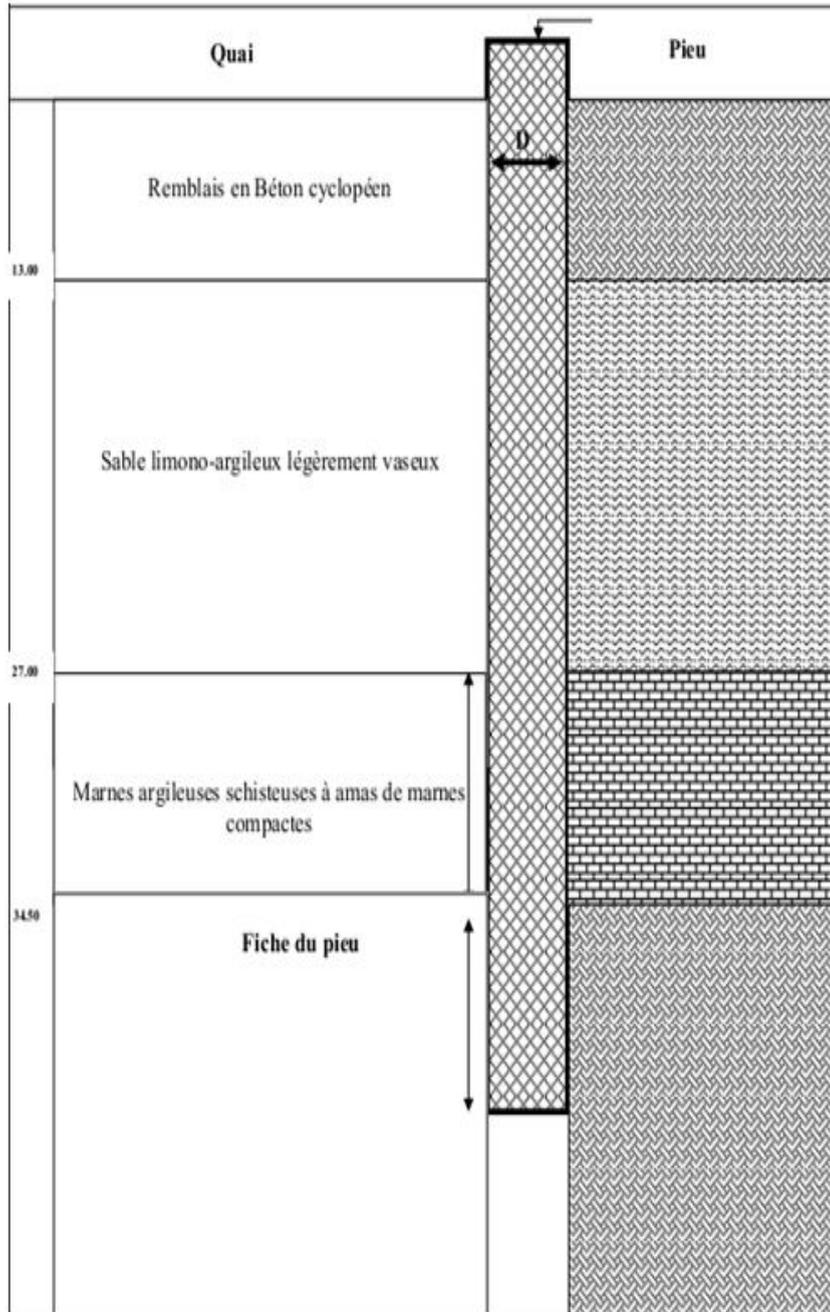


Figure 9: Sondage 01

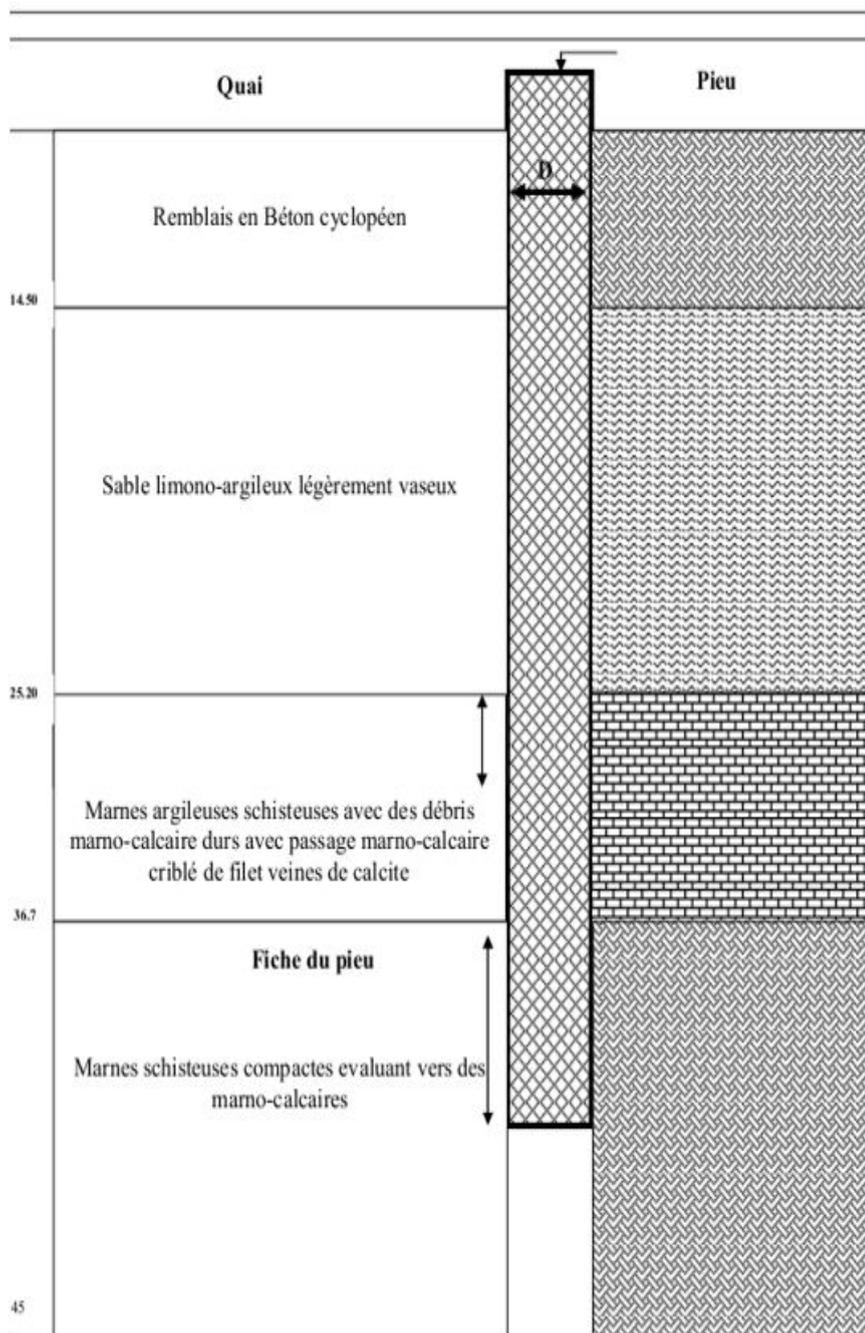
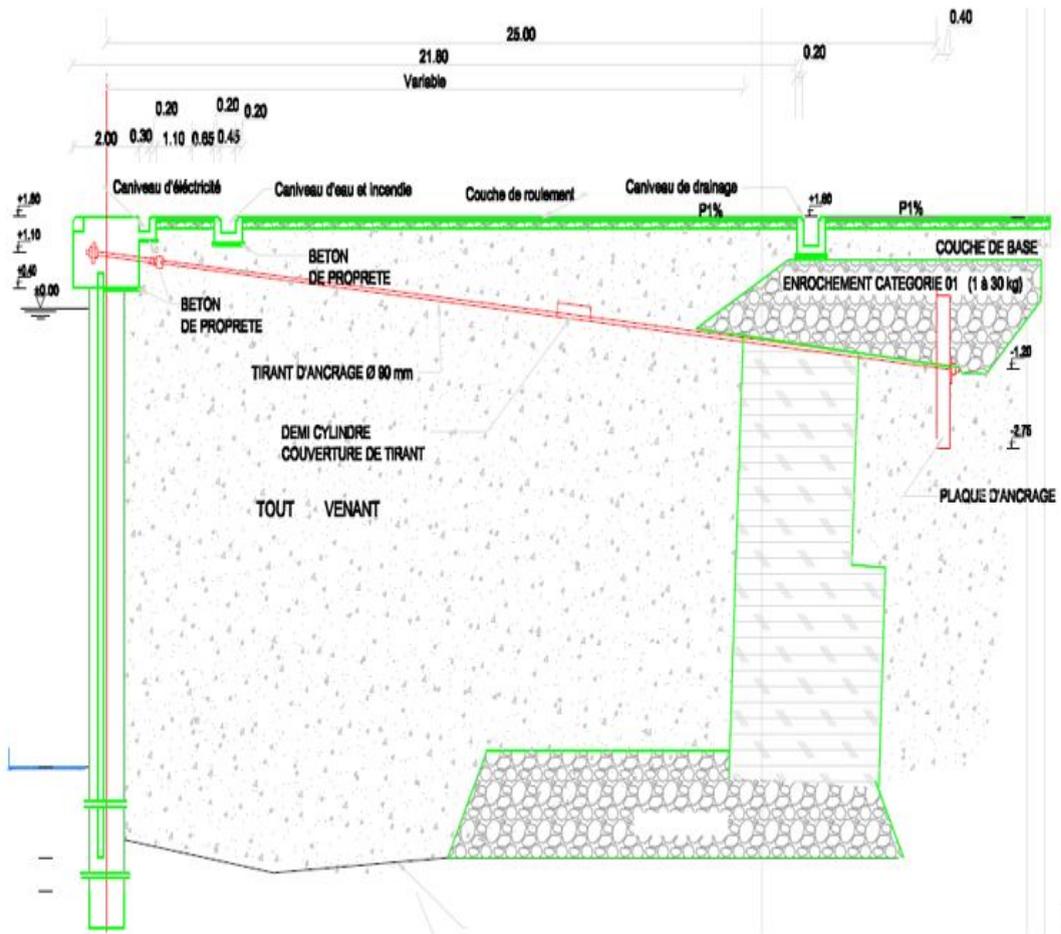


Figure 10: Sondage 02

Annexe 5



Annexe 6

DIMENSIONS ET PERFORMANCES DES DEFENSES CYLINDRIQUES						
$D_{ext} \times d_{int}$ (mm)	$D_{ext} \times d_{int}$	R (kN)	E (kNm)	P (kNm ²)	ε	Poids (kg/m)
100 x 50	0.50	43	0.8	547	0.019	7.0
125 x 65	0.52	51	1.3	500	0.025	10.6
150 x 75	0.50	65	1.8	552	0.028	15.6
175 x 75	0.43	92	2.7	781	0.029	23.2
200 x 90	0.45	98	3.5	693	0.036	29.6
200 x 100	0.50	86	3.3	547	0.038	27.8
250 x 125	0.50	108	5.1	550	0.047	43.4
300 x 150	0.50	129	7.4	547	0.057	62.6
380 x 190	0.50	164	11.8	550	0.072	100.4
400 x 200	0.50	172	13.1	547	0.076	111.2
450 x 225	0.50	194	16.6	549	0.086	140.8
500 x 250	0.50	275	28	700	0.102	175
600 x 300	0.50	330	40	700	0.121	253
700 x 400	0.57	325	52	517	0.160	309
750 x 400	0.53	380	61	605	0.161	377
800 x 400	0.50	440	72	700	0.164	449
875 x 500	0.57	406	81	517	0.200	482
925 x 500	0.54	461	93	587	0.202	567
1000 x 500	0.50	550	112	700	0.204	702
1050 x 600	0.57	487	117	517	0.240	695
1100 x 600	0.55	541	131	574	0.242	795
1200 x 600	0.50	660	162	700	0.245	1010
1200 x 700	0.58	542	151	493	0.279	889
1300 x 700	0.54	650	184	591	0.283	1122
1300 x 750	0.58	595	178	505	0.299	1055
1400 x 700	0.50	770	220	700	0.286	1375
1400 x 750	0.54	705	214	598	0.304	1307
1400 x 800	0.57	649	208	516	0.320	1235
1500 x 750	0.50	825	253	700	0.307	1579
1500 x 800	0.53	760	246	605	0.324	1506
1600 x 800	0.50	880	288	700	0.327	1796
1600 x 900	0.56	757	273	535	0.361	1637
1650 x 900	0.55	812	295	574	0.363	1789
1750 x 900	0.51	929	340	657	0.366	2107
1750 x 1000	0.57	811	325	516	0.401	1929
1800 x 900	0.50	990	364	700	0.368	2273
1850 x 1000	0.54	921	372	586	0.404	2266
2000 x 1000	0.50	1101	450	701	0.409	2806
2000 x 1200	0.60	871	415	462	0.476	2395
2100 x 1200	0.57	974	467	517	0.479	2778
2200 x 1200	0.55	1083	524	575	0.484	3180
2400 x 1200	0.50	1321	647	701	0.490	4041

Toutes les valeurs d'absorption d'énergie (E_R) et de force de réaction (R_R) sont données pour une déflexion égale au diamètre intérieur d_{int} .
Les tolérances standard sont applicables.

Figure 11: Choix du diamètre de défense

GRANDS DIAMETRES					
D_{ext}	d_{int}	L	øB	Chaîne	Manille
800	400	1000	35	24	28
		1500	45	28	35
		2000	55	32	38
		2500	65	34	44
		3000	70	40	50
1000	500	1000	45	28	35
		1500	55	32	38
		2000	65	38	44
		2500	75	40	50
		3000	85	44	50
1200	600	1000	50	28	35
		1500	65	34	44
		2000	75	40	50
		2500	85	44	50
		3000	100	50	56
1400	800	1000	65	38	44
		1500	70	38	44
		2000	80	44	50
		2500	90	48	56
		3000	100	52	64
1600	800	1000	75	40	50
		1500	80	40	50
		2000	90	46	50
		2500	110	48	56
		3000	120	54	64

Figure 12: Choix du logeur de défense

BOLLARD SELECTION

Displacement	Approx. bollard rating
Up to 2,000 tonnes	10 tonnes
2,000–10,000 tonnes	30 tonnes
10,000–20,000 tonnes	50 tonnes
20,000–50,000 tonnes	80 tonnes
50,000–100,000 tonnes	100 tonnes
100,000–200,000 tonnes	150 tonnes
over 200,000 tonnes	200 tonnes

Figure 13: Choix du bollard en fonction de déplacement

Annexe 7

Ferraillage du pieu

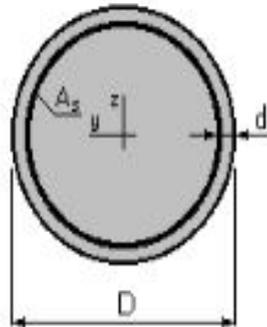
Expertise de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28}=30.0$ (MPa), Acier: $f_e=400.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$D=106.6$ (cm)

$d=5.0$ (cm)

3. Armatures:

Section théorique: $A_s=137.4$ (cm^2)

Section minimum: $A_{smin}=44.6$ (cm^2) Section maximum

$A_{smax}=446.2$ (cm^2)

Théorique $\rho=1.54$ (%)

Maximum $\rho_{max}= 5.00$ (%)

Minimum $\rho_{min}= 0.50$ (%)

4. Efforts appliqués:

Cas N°	N (T)	My (T*m)	Mz (T*m)
1	0.00	133.83	0.00

5. Résultats:

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N=0.00(T)$ $M_y=133.83(T*m)$ $M_z=0.00(T*m)$

Coefficient de sécurité: 1000000000.00

Position de l'axe neutre: $y=-\infty$

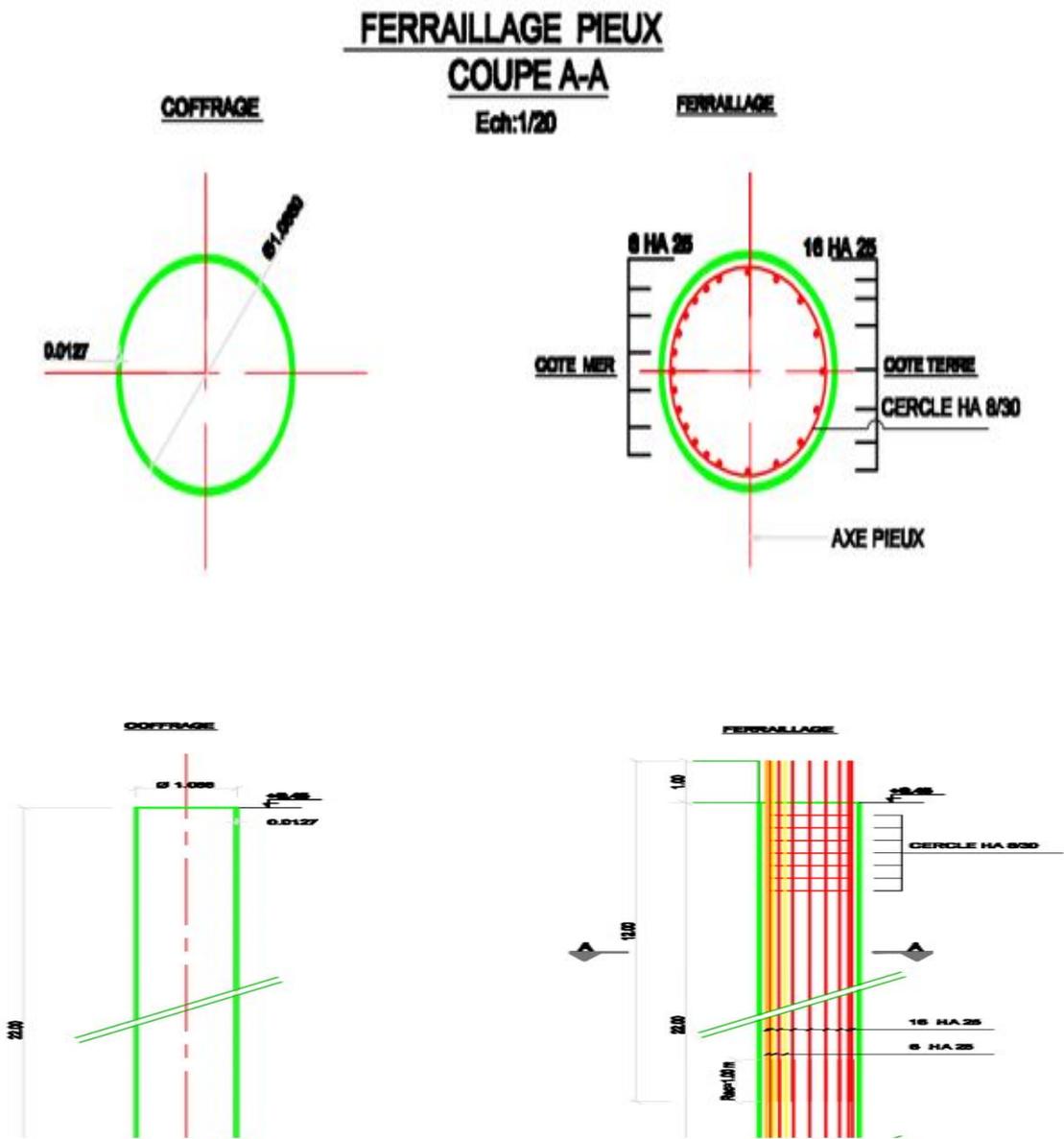
Contrainte du béton: Comprimée: $\sigma_{bc}=0.0$ (MPa)

Contrainte limite du béton:

Comprimée: $0,6 f_{cj}=18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{slim}=400.0$ (MPa)



NOTE DE CALCUL

Projet : Poutre de couronnement. Ferrailage

Efforts - Cas : 21 (COMB1_ELU) : Extrêmes globaux : 1

- Cas : 21 (COMB1_ELU)

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	719,11	0,00	0,60	1,19	3,97	2,07
Barre	12	1	3	3	3	3
Nœud	24	2	15	15	3	3
Cas	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)
MIN	0,0	-226,59	-0,60	-1,19	-3,97	-2263,84
Barre	1	3	12	12	12	3
Nœud	1	15	24	24	12	15
Cas	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)	21 (C)

Efforts - Cas : 23 (COMB3_ELS) : Extrêmes globaux : 2

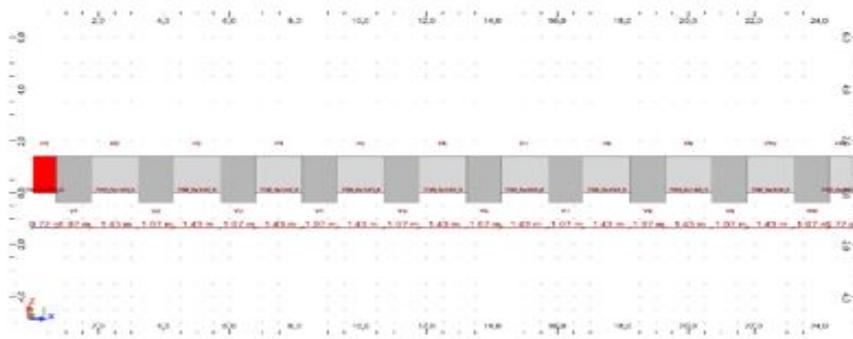
- Cas : 23 (COMB3_ELS)

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	523,31	0,00	0,42	0,80	2,83	1,39
Barre	12	1	3	3	3	3
Nœud	24	2	15	15	3	3
Cas	23 (C)	23 (C)	23 (C)	23 (C)	23 (C)	23 (C)
MIN	0,0	-152,22	-0,42	-0,80	-2,83	-1520,85
Barre	1	3	12	12	12	3
Nœud	1	15	24	24	12	15
Cas	23 (C)	23 (C)	23 (C)	23 (C)	23 (C)	23 (C)

Efforts - Cas : 25 (COMB5_ACC1) : Extrêmes globaux : 3

- Cas : 25 (COMB5_ACC1)

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	691,69	0,00	74,47	0,94	0,00	1,64
Barre	12	1	9	3	1	3
Nœud	24	2	21	15	1	3
Cas	25 (C) (CQC)					
MIN	11,18	-179,88	0,52	-0,94	-373,05	-1797,14
Barre	1	12	1	12	9	12
Nœud	2	24	1	24	21	24
Cas	25 (C) (CQC)					

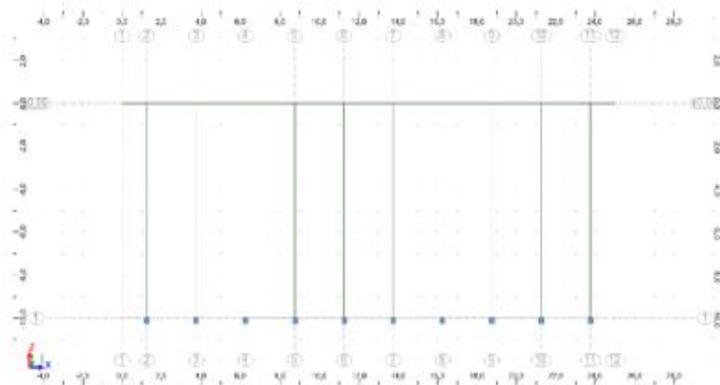


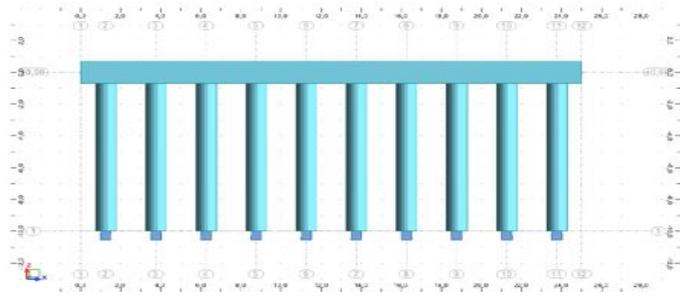
Poutre - ferrailage : Projection YZ: 3

Poutre - ferrailage : Projection 3D: 4

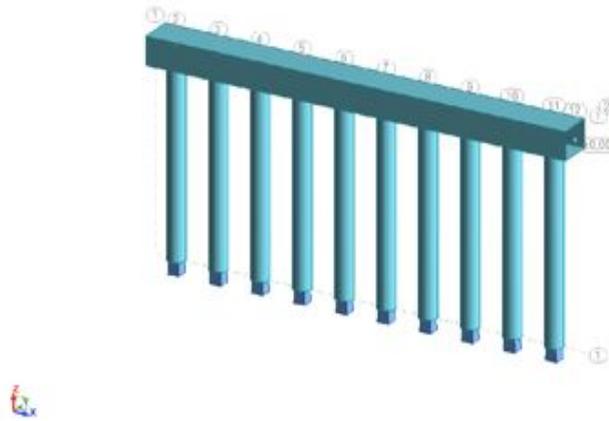


Structure - Cas : 1

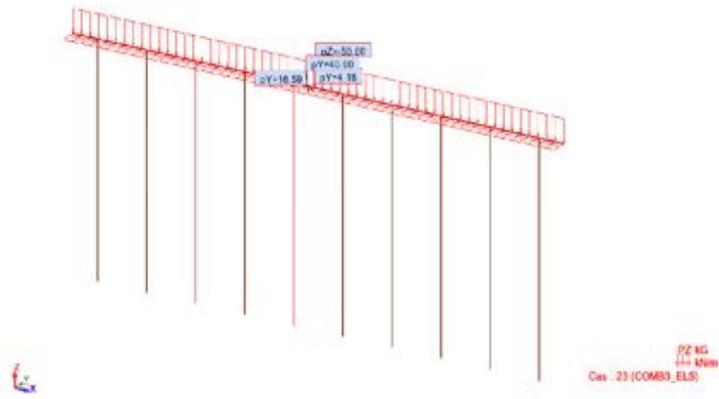




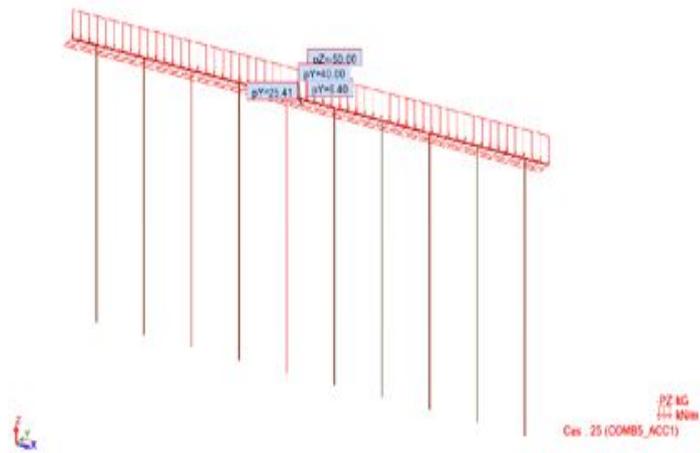
Vue - Cas :



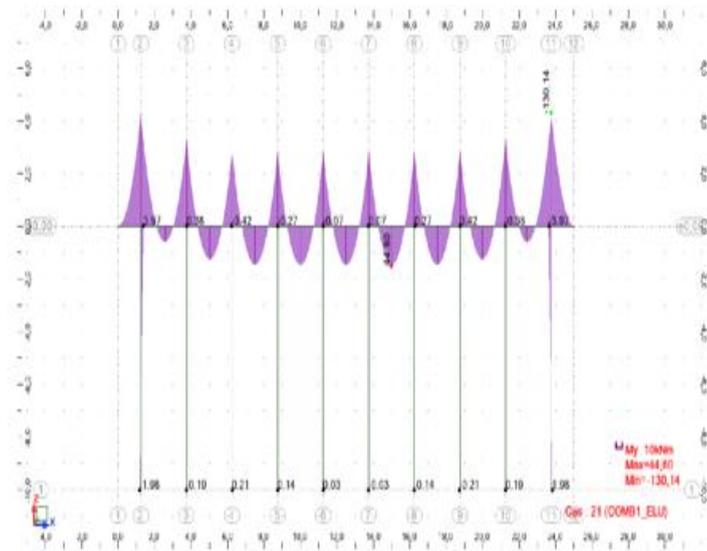
Vue - Cas : 23 (COMB3_ELS)



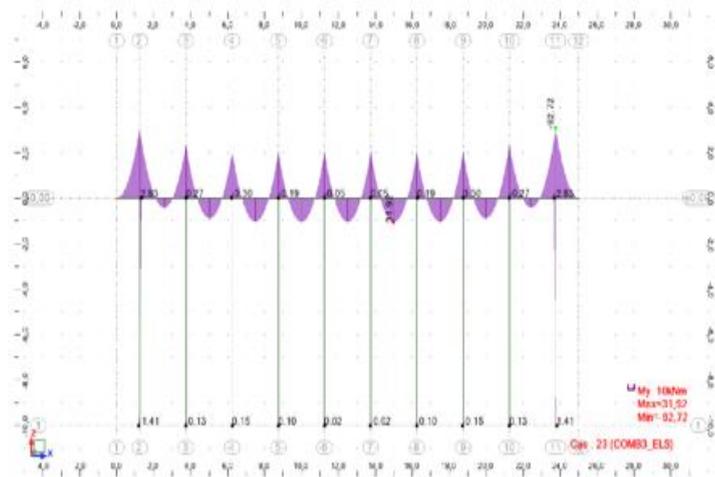
Vue - Cas : 25 (COMB5_ACC1)



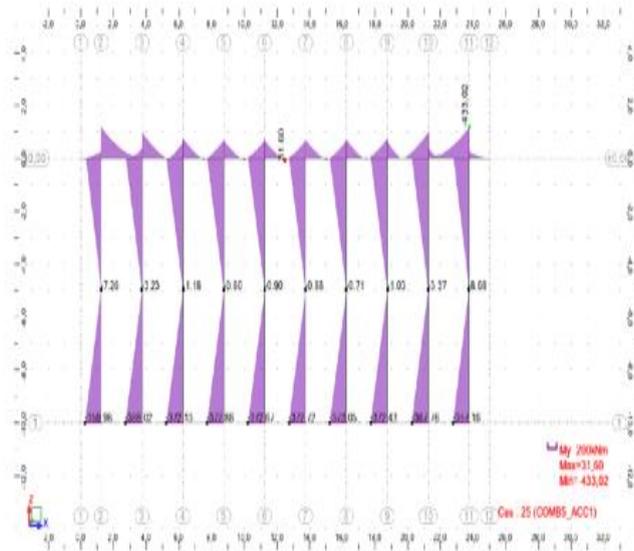
Vue - MY; Cas : 21 (COMB1_ELU) 1.1



Vue - MY: Cas : 23 (COMB3_ELS).1



Vue - MY; Cas : 25 (COMB5_ACC1).1



1 Niveau :

- Nom :
- Cote de niveau : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : agressif

2 Poutre: Poutrel

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25.00$ (MPa) Densité = 2501.36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400.00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 400 $f_e = 400.00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1	Console G	----	0.72	1.07

Section de 0.00 à 0.72 (m)
 200.0 x 140.0 (cm)
 Pas de plancher gauche
 Pas de plancher droit

2.2.2	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P2	Travée	1.07	1.43	1.07

Section de 0.00 à 1.43 (m)
 200.0 x 140.0 (cm)
 Pas de plancher gauche
 Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul:

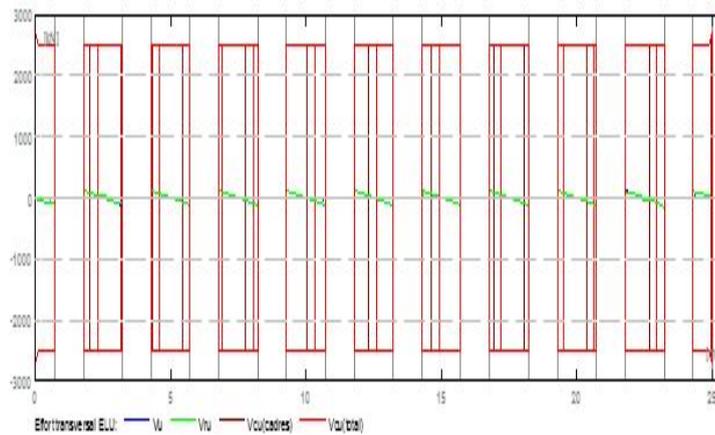
- Règlement de la combinaison : BAEL 91
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs c = 5.0 (cm)
 : latéral c1 = 5.0 (cm)
 : supérieur c2 = 5.0 (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0.80
- Ancrage du ferrailage inférieur :
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
 - appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements :

2.5 Résultats théoriques :

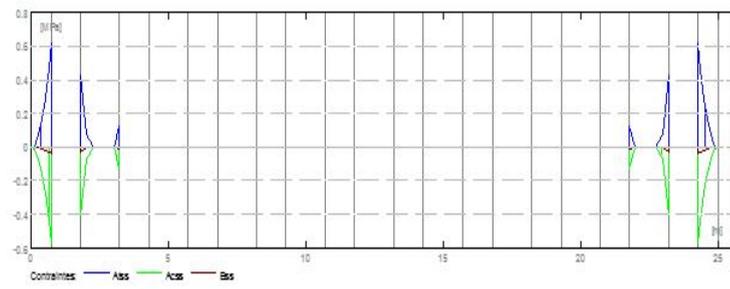
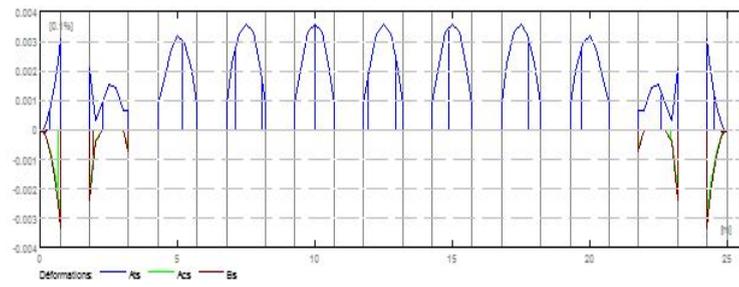
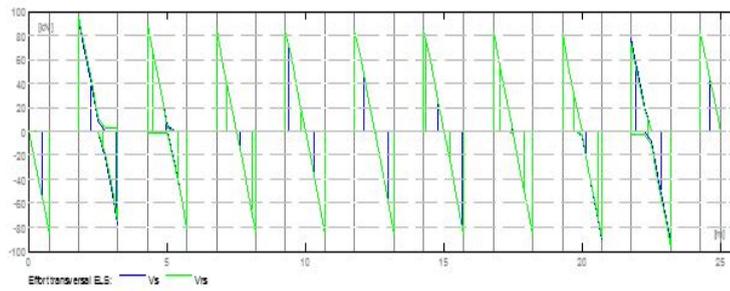
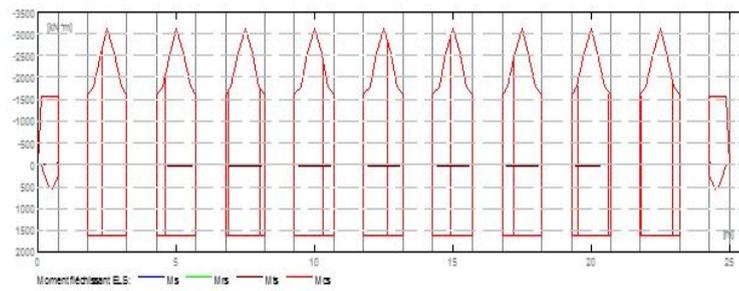
2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	0.00	-43.07	0.00	-43.07	-0.00	-119.44
P2	22.89	-31.38	-31.38	22.89	130.20	-108.67
P3	47.79	-0.72	47.79	47.79	124.50	-114.37
P4	53.87	-0.00	53.87	53.87	120.22	-118.66
P5	54.17	-0.00	54.17	54.17	119.13	-119.74
P6	53.78	-0.00	53.78	53.78	119.44	-119.44
P7	54.19	-0.00	54.19	54.19	119.74	-119.13
P8	53.91	-0.00	53.91	53.91	118.66	-120.22
P9	47.79	-0.74	47.79	47.79	114.37	-124.50
P10	22.87	-31.38	22.87	-31.38	108.67	-130.20
P11	0.00	-43.07	-43.07	0.00	119.44	0.00



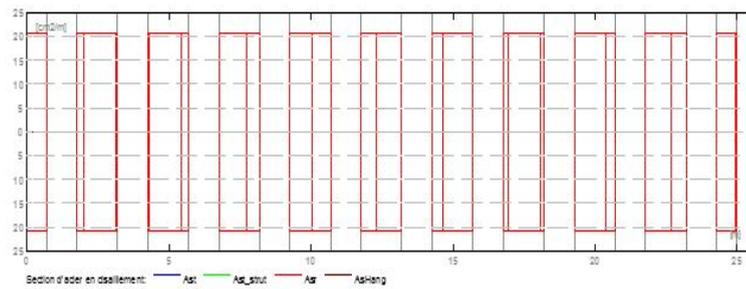
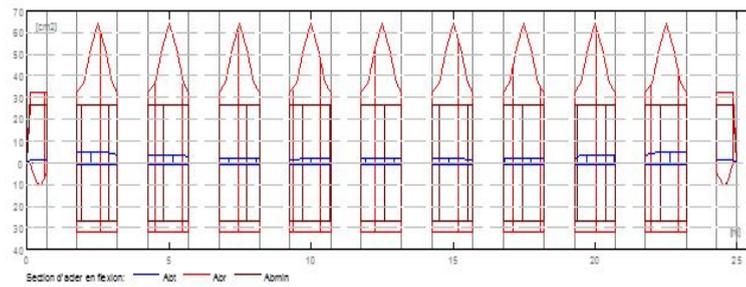
2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	0.00	-14.84	0.00	-30.69	-0.00	-85.10
P2	16.51	0.00	-22.27	-6.76	92.77	-77.42
P3	34.43	0.00	9.29	9.15	88.70	-81.49
P4	38.73	0.00	9.27	9.27	85.65	-84.54
P5	38.95	0.00	9.27	9.29	84.88	-85.31
P6	38.67	0.00	9.28	9.29	85.10	-85.10
P7	38.96	0.00	9.30	9.29	85.31	-84.88
P8	38.76	0.00	9.30	9.30	84.54	-85.65
P9	34.44	0.00	9.18	9.28	81.49	-88.70
P10	16.50	0.00	-6.78	-22.27	77.42	-92.77
P11	0.00	-14.84	-30.69	0.00	85.10	0.00



2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

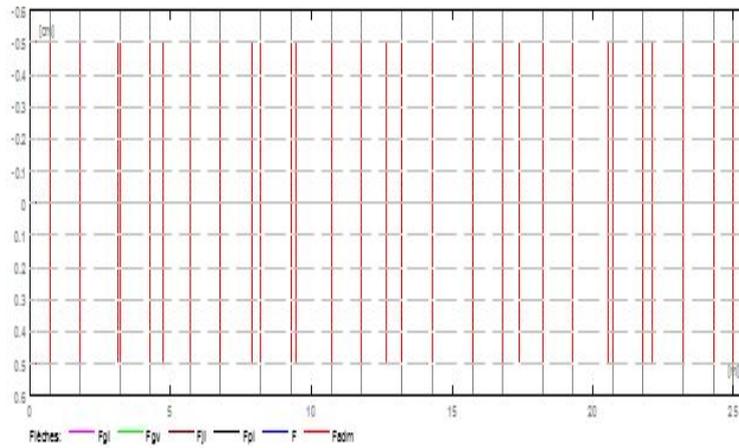
Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93
P2	0.49	0.00	0.49	5.20	0.49	3.76
P3	1.03	0.00	1.03	3.58	1.03	2.12
P4	1.16	0.00	1.16	2.19	1.16	1.80
P5	1.16	0.00	1.16	1.76	1.16	1.91
P6	1.15	0.00	1.15	1.80	1.15	1.80
P7	1.16	0.00	1.16	1.91	1.16	1.76
P8	1.16	0.00	1.16	1.80	1.16	2.19
P9	1.03	0.00	1.03	2.12	1.03	3.58
P10	0.49	0.00	0.49	3.76	0.49	5.20
P11	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00



2.5.5 Flèches

- Fgi - flèche due aux charges permanentes totales
- Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes
- Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
- Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
- Ft - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
- Fadm - flèche admissible

Travée	Fgi (cm)	Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	□Ft (cm)	Fadm (cm)
P1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
P2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
P3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
P4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
P5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
P6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
P7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
P8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
P9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
P10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5
P11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5



2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 13.33 (MPa)

		a/add (m)	$\sigma_{bc A}$ (MPa)	A _{theor} (cm ²)	A _r (cm ²)
<u>Travée P1</u>	<u>Appui droit</u> Vu = 119.44(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.12	2.40	4.56
<u>Travée P2</u>	<u>Appui gauche</u> Vu = 259.56(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.25	2.93	32.17
<u>Travée P2</u>	<u>Appui droit</u> Vu = 108.67(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.11	2.68	32.17
<u>Travée P3</u>	<u>Appui gauche</u> Vu = 267.84(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.26	3.31	32.17
<u>Travée P3</u>	<u>Appui droit</u> Vu = 114.37(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.11	3.17	32.17
<u>Travée P4</u>	<u>Appui gauche</u> Vu = 245.45(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.24	4.06	32.17
<u>Travée P4</u>	<u>Appui droit</u> Vu = 118.66(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.12	3.37	32.17

<u>Travée P4</u>	<u>Appui gauche</u>				
	$V_u = 245.45(\text{kN})$				
	Bielle inférieure	1.03	0.24	4.06	32.17
<u>Travée P4</u>	<u>Appui droit</u>				
	$V_u = 118.66(\text{kN})$				
	Bielle inférieure	1.03	0.12	3.37	32.17
<u>Travée P5</u>	<u>Appui gauche</u>				
	$V_u = 233.17(\text{kN})$				
	Bielle inférieure	1.03	0.23	4.26	32.17
<u>Travée P5</u>	<u>Appui droit</u>				
	$V_u = 119.74(\text{kN})$				
	Bielle inférieure	1.03	0.12	3.39	32.17
<u>Travée P6</u>	<u>Appui gauche</u>				
	$V_u = 230.54(\text{kN})$				
	Bielle inférieure	1.03	0.22	4.13	32.17
<u>Travée P6</u>	<u>Appui droit</u>				
	$V_u = 119.44(\text{kN})$				
	Bielle inférieure	1.03	0.12	3.38	32.17
<u>Travée P7</u>	<u>Appui gauche</u>				
	$V_u = 233.60(\text{kN})$				
	Bielle inférieure	1.03	0.23	4.08	32.17

<u>Travée P6</u>	<u>Appui droit</u>				
	Vu = 119.44(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.12	3.38	32.17
<u>Travée P7</u>	<u>Appui gauche</u>				
	Vu = 233.60(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.23	4.08	32.17
<u>Travée P7</u>	<u>Appui droit</u>				
	Vu = 119.13(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.12	3.39	32.17
<u>Travée P8</u>	<u>Appui gauche</u>				
	Vu = 244.34(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.24	4.53	32.17
<u>Travée P8</u>	<u>Appui droit</u>				
	Vu = 120.22(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.12	3.39	32.17
<u>Travée P9</u>	<u>Appui gauche</u>				
	Vu = 260.63(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.25	5.89	32.17
<u>Travée P9</u>	<u>Appui droit</u>				
	Vu = 124.50(kN)				
	Bielle inférieure	1.03	0.12	3.31	32.17

<u>Travée P10 Appui gauche</u>					
Vu = 244.22(kN)					
Bielle inférieure	1.03	0.24	6.34	32.17	
<u>Travée P10 Appui droit</u>					
Vu = 130.20(kN)					
Bielle inférieure	1.03	0.13	2.93	32.17	
<u>Travée P11 Appui gauche</u>					
Vu = 119.44(kN)					
Bielle inférieure	1.03	0.12	2.40	4.56	

2.6 Résultats théoriques - détaillés :

2.6.1 P1 : Console G de 0.00 à 0.72 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
0.13	0.00	-43.07	0.00	-0.93	0.00	-31.06	0.93	0.00	0.00
0.25	0.00	-43.07	0.00	-3.71	0.00	-31.06	0.93	0.00	0.00
0.38	0.00	-43.07	0.00	-8.34	0.00	-31.06	0.93	0.00	0.00
0.50	0.00	-43.07	0.00	-14.84	0.00	-31.06	0.93	0.00	0.00
0.63	0.00	-43.07	0.00	-23.18	0.00	-31.06	0.93	0.00	0.00
0.72	0.00	-43.07	0.00	-30.69	0.00	-31.06	0.93	0.00	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	0.52	0.52
0.13	-20.82	-20.82	-14.84	-14.84	-14.32	-14.32
0.25	-41.64	-41.64	-29.67	-29.67	-29.15	-29.15
0.38	-62.47	-62.47	-44.51	-44.51	-43.99	-43.99
0.50	-83.29	-83.29	-59.34	-59.34	-58.82	-58.82
0.63	-104.11	-104.11	-74.18	-74.18	-73.66	-73.66
0.72	-119.44	-119.27	-85.10	-85.10	-84.58	-84.46

<u>Abscisse</u> (m)	a	σ_{ax}	σ_b	σ_a (MPa)	σ_{ax} (MPa)	σ_b^* (MPa)
0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
0.13	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
0.25	0.00	0.00	-0.00	0.07	0.00	-0.01
0.38	0.00	0.00	-0.00	0.17	0.00	-0.01
0.50	0.00	0.00	-0.00	0.29	0.00	-0.02
0.63	0.00	0.00	-0.00	0.46	0.00	-0.03
0.72	0.00	0.00	-0.00	0.61	0.00	-0.04

2.6.2 P2 : Travée de 1.78 à 3.22 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
1.78	22.89	-31.38	0.00	-22.27	0.00	-276.49	5.20	0.49	0.00
2.00	22.89	-31.38	0.00	-3.80	3.56	-276.49	5.20	0.49	0.00
2.25	22.89	-31.38	10.07	0.00	6.44	-276.49	5.20	0.49	0.00
2.50	22.89	-31.38	16.51	0.00	6.44	-276.49	5.20	0.49	0.00
2.75	22.89	-31.38	15.54	0.00	6.44	-276.49	5.20	0.49	0.00
3.00	22.89	-19.81	7.15	0.00	6.44	-252.06	4.74	0.49	0.00
3.22	22.89	-9.94	6.63	-6.76	6.44	-200.27	3.76	0.49	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
1.78	130.20	134.40	92.77	96.04	259.56	262.72
2.00	94.06	98.42	67.01	70.29	233.81	237.08
2.25	52.41	56.78	37.34	40.62	204.14	207.41
2.50	10.77	15.13	7.67	10.95	174.47	177.74
2.75	-30.88	-26.51	-22.00	-18.73	144.80	148.07
3.00	-72.52	-68.16	-51.67	-48.40	115.12	118.40
3.22	-108.67	-104.30	-77.42	-74.15	89.37	92.64

Abscisse (m)	σ_a	σ_{ac}	σ_b	σ_a (MPa)	σ_{ac} (MPa)	σ_b^* (MPa)
1.78	0.00	0.00	-0.00	0.42	0.00	-0.03
2.00	0.00	0.00	-0.00	0.07	0.00	-0.01
2.25	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
2.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
2.75	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
3.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
3.22	0.00	0.00	-0.00	0.13	0.00	-0.01

2.6.3 P3 : Travée de 4.28 à 5.72 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
4.28	47.79	-0.72	9.29	-0.12	12.80	-190.72	3.58	1.03	0.00
4.50	47.79	-0.72	18.01	0.00	12.80	-190.72	3.58	1.03	0.00
4.75	47.79	-0.72	29.93	0.00	12.80	-190.72	3.58	1.03	0.00
5.00	47.79	-0.72	34.43	0.00	12.80	-190.72	3.58	1.03	0.00
5.25	47.79	-0.72	31.52	0.00	12.80	-190.72	3.58	1.03	0.00
5.50	47.79	-0.40	21.19	0.00	12.80	-165.84	3.11	1.03	0.00
5.72	47.79	-0.00	9.15	0.00	12.80	-113.06	2.12	1.03	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
4.28	124.50	123.76	88.70	88.27	267.84	267.29
4.50	88.35	87.78	62.95	62.52	242.09	241.66
4.75	46.70	46.13	33.28	32.85	212.42	211.99
5.00	5.06	4.49	3.61	3.18	182.74	182.32
5.25	-36.58	-37.16	-26.07	-26.50	153.07	152.64
5.50	-78.23	-78.80	-55.74	-56.17	123.40	122.97
5.72	-114.37	-114.78	-81.49	-81.92	97.65	97.22

<u>Abscisse</u> (m)	σ_a	σ_{ac}	σ_b	σ_a (MPa)	σ_{ac} (MPa)	σ_b^* (MPa)
4.28	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
4.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
4.75	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
5.25	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
5.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
5.72	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00

2.6.4 P4 : Travée de 6.78 à 8.22 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
6.78	53.87	-0.00	9.27	0.00	28.82	-117.05	2.19	1.16	0.00
7.00	53.87	-0.00	23.65	0.00	28.82	-117.05	2.19	1.16	0.00
7.25	53.87	-0.00	34.90	0.00	28.82	-117.05	2.19	1.16	0.00
7.50	53.87	-0.00	38.73	0.00	28.82	-117.05	2.19	1.16	0.00
7.75	53.87	-0.00	35.15	0.00	28.82	-117.05	2.19	1.16	0.00
8.00	53.87	-0.00	24.15	0.00	28.82	-96.50	1.80	1.16	0.00
8.22	53.87	-0.00	9.27	0.00	28.82	-96.50	1.80	1.16	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
6.78	120.22	119.98	85.65	85.60	245.45	245.28
7.00	84.07	84.00	59.90	59.85	219.69	219.64
7.25	42.42	42.36	30.23	30.18	190.02	189.97
7.50	0.78	0.71	0.56	0.51	160.35	160.30
7.75	-40.86	-40.93	-29.12	-29.17	130.68	130.63
8.00	-82.51	-82.58	-58.79	-58.84	101.01	100.96
8.22	-118.66	-118.72	-84.54	-84.59	75.25	75.20

Abcisse (m)	σ_a	σ_{ac}	σ_b	σ_a (MPa)	σ_{ac} (MPa)	σ_b^* (MPa)
6.78	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
7.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
7.25	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
7.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
7.75	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
8.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
8.22	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00

2.6.5 P5 : Travée de 9.28 à 10.72 (m)

Abcisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
9.28	54.17	-0.00	9.27	0.00	35.19	-94.43	1.76	1.16	0.00
9.50	54.17	-0.00	24.20	0.00	35.19	-94.43	1.76	1.16	0.00
9.75	54.17	-0.00	35.28	0.00	35.19	-102.19	1.91	1.16	0.00
10.00	54.17	-0.00	38.95	0.00	35.19	-102.19	1.91	1.16	0.00
10.25	54.17	-0.00	35.19	0.00	35.19	-102.19	1.91	1.16	0.00
10.50	54.17	-0.00	24.02	0.00	35.19	-102.19	1.91	1.16	0.00
10.72	54.17	-0.00	9.29	0.00	35.19	-102.19	1.91	1.16	0.00

Abcisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
9.28	119.13	119.01	84.88	84.91	233.17	233.08
9.50	82.98	83.03	59.13	59.16	207.41	207.45
9.75	41.34	41.39	29.45	29.49	177.74	177.78
10.00	-0.30	-0.26	-0.22	-0.18	148.07	148.11
10.25	-41.95	-41.90	-29.89	-29.85	118.40	118.44
10.50	-83.59	-83.55	-59.56	-59.52	88.73	88.76
10.72	-119.74	-119.69	-85.31	-85.28	62.98	63.01

Abcisse (m)	σ_a	σ_{ac}	σ_b	σ_a (MPa)	σ_{ac} (MPa)	σ_b^* (MPa)
9.28	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
9.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
9.75	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
10.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
10.25	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
10.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
10.72	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00

2.6.6 P6 : Travée de 11.78 à 13.22 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
11.78	53.78	-0.00	9.28	0.00	38.67	-96.55	1.80	1.15	0.00
12.00	53.78	-0.00	23.84	0.00	38.67	-96.55	1.80	1.15	0.00
12.25	53.78	-0.00	34.96	0.00	38.67	-96.55	1.80	1.15	0.00
12.50	53.78	-0.00	38.67	0.00	38.67	-96.55	1.80	1.15	0.00
12.75	53.78	-0.00	34.97	0.00	38.67	-96.55	1.80	1.15	0.00
13.00	53.78	-0.00	23.84	0.00	38.67	-96.54	1.80	1.15	0.00
13.22	53.78	-0.00	9.29	0.00	38.67	-96.54	1.80	1.15	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
11.78	119.44	119.27	85.10	85.10	230.54	230.43
12.00	83.29	83.29	59.34	59.34	204.79	204.79
12.25	41.64	41.65	29.67	29.67	175.12	175.12
12.50	-0.00	0.00	0.00	0.00	145.45	145.45
12.75	-41.64	-41.64	-29.67	-29.67	115.78	115.78
13.00	-83.29	-83.29	-59.34	-59.34	86.11	86.11
13.22	-119.44	-119.43	-85.10	-85.09	60.35	60.35

<u>Abscisse</u> (m)	σ_a	σ_{ac}	σ_b	σ_a (MPa)	σ_{ac} (MPa)	σ_b^* (MPa)
11.78	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
12.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
12.25	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
12.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
12.75	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
13.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
13.22	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00

2.6.7 P7 : Travée de 14.28 à 15.72 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
14.28	54.19	-0.00	9.30	0.00	35.21	-102.18	1.91	1.16	0.00
14.50	54.19	-0.00	24.03	0.00	35.21	-102.18	1.91	1.16	0.00
14.75	54.19	-0.00	35.21	0.00	35.21	-102.18	1.91	1.16	0.00
15.00	54.19	-0.00	38.96	0.00	35.21	-102.18	1.91	1.16	0.00
15.25	54.19	-0.00	35.30	0.00	35.21	-102.18	1.91	1.16	0.00
15.50	54.19	-0.00	24.22	0.00	35.21	-94.41	1.76	1.16	0.00
15.72	54.19	-0.00	9.29	0.00	35.21	-94.41	1.76	1.16	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
14.28	119.74	119.54	85.31	85.29	233.60	233.46
14.50	83.59	83.56	59.56	59.53	207.85	207.82
14.75	41.95	41.91	29.89	29.86	178.18	178.15
15.00	0.30	0.27	0.22	0.19	148.50	148.48
15.25	-41.34	-41.38	-29.45	-29.48	118.83	118.81
15.50	-82.98	-83.02	-59.13	-59.15	89.16	89.14
15.72	-119.13	-119.17	-84.88	-84.91	63.41	63.38

<u>Abscisse</u> (m)	σ_a	σ_{ac}	σ_b	σ_a (MPa)	σ_{ac} (MPa)	σ_b^* (MPa)
14.28	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
14.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
14.75	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
15.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
15.25	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
15.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
15.72	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00

2.6.8 P8 : Travée de 16.78 à 18.22 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
16.78	53.91	-0.00	9.30	0.00	28.85	-96.47	1.80	1.16	0.00
17.00	53.91	-0.00	24.18	0.00	28.85	-96.47	1.80	1.16	0.00
17.25	53.91	-0.00	35.18	0.00	28.85	-117.01	2.19	1.16	0.00
17.50	53.91	-0.00	38.76	0.00	28.85	-117.01	2.19	1.16	0.00
17.75	53.91	-0.00	34.93	0.00	28.85	-117.01	2.19	1.16	0.00
18.00	53.91	-0.00	23.68	0.00	28.85	-117.01	2.19	1.16	0.00
18.22	53.91	-0.00	9.30	0.00	28.85	-117.01	2.19	1.16	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
16.78	118.66	118.56	84.54	84.60	244.34	244.27
17.00	82.51	82.58	58.79	58.84	218.58	218.64
17.25	40.86	40.94	29.12	29.17	188.91	188.97
17.50	-0.78	-0.71	-0.56	-0.50	159.24	159.30
17.75	-42.42	-42.35	-30.23	-30.17	129.57	129.62
18.00	-84.07	-83.99	-59.90	-59.84	99.90	99.95
18.22	-120.22	-119.97	-85.65	-85.60	74.14	74.20

<u>Abscisse</u> (m)	σ_a	σ_{ac}	σ_b	σ_a (MPa)	σ_{ac} (MPa)	σ_b^* (MPa)
16.78	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
17.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
17.25	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
17.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
17.75	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
18.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
18.22	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00

2.6.9 P9 : Travée de 19.28 à 20.72 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
19.28	47.79	-0.00	9.18	0.00	12.80	-113.07	2.12	1.03	0.00
19.50	47.79	-0.41	21.20	0.00	12.80	-165.86	3.11	1.03	0.00
19.75	47.79	-0.74	31.53	0.00	12.80	-190.74	3.58	1.03	0.00
20.00	47.79	-0.74	34.44	0.00	12.80	-190.74	3.58	1.03	0.00
20.25	47.79	-0.74	29.93	0.00	12.80	-190.74	3.58	1.03	0.00
20.50	47.79	-0.74	18.00	0.00	12.80	-190.74	3.58	1.03	0.00
20.72	47.79	-0.74	9.28	-0.13	12.80	-190.74	3.58	1.03	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
19.28	114.37	114.75	81.49	81.89	260.63	260.91
19.50	78.23	78.77	55.74	56.14	234.88	235.28
19.75	36.58	37.12	26.07	26.47	205.20	205.61
20.00	-5.06	-4.52	-3.61	-3.20	175.53	175.94
20.25	-46.70	-46.17	-33.28	-32.87	145.86	146.27
20.50	-88.35	-87.81	-62.95	-62.54	116.19	116.59
20.72	-124.50	-123.79	-88.70	-88.30	90.44	90.84

<u>Abscisse</u> (m)	σ_a	σ_{ac}	σ_b	σ_a (MPa)	σ_{ac} (MPa)	σ_b^* (MPa)
19.28	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
19.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
19.75	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
20.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
20.25	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
20.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
20.72	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00

2.6.10 P10 : Travée de 21.78 à 23.22 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
21.78	22.87	-9.97	6.60	-6.78	0.00	-200.28	3.76	0.49	0.00
22.00	22.87	-19.82	7.13	0.00	0.96	-252.07	4.74	0.49	0.00
22.25	22.87	-31.38	15.52	0.00	1.74	-276.50	5.20	0.49	0.00
22.50	22.87	-31.38	16.50	0.00	1.74	-276.50	5.20	0.49	0.00
22.75	22.87	-31.38	10.05	0.00	1.74	-276.50	5.20	0.49	0.00
23.00	22.87	-31.38	0.00	-3.81	1.74	-276.50	5.20	0.49	0.00
23.22	22.87	-31.38	1.74	-22.27	1.74	-276.50	5.20	0.49	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
21.78	108.67	104.15	77.42	74.16	244.22	240.84
22.00	72.52	68.17	51.67	48.41	218.46	215.20
22.25	30.88	26.53	22.00	18.74	188.79	185.53
22.50	-10.77	-15.12	-7.67	-10.93	159.12	155.86
22.75	-52.41	-56.76	-37.34	-40.60	129.45	126.19
23.00	-94.06	-98.40	-67.01	-70.28	99.78	96.52
23.22	-130.20	-134.38	-92.77	-96.03	74.03	70.76

Abscisse (m)	σ_a	σ_{ac}	σ_b	σ_a (MPa)	σ_{ac} (MPa)	σ_b^* (MPa)
21.78	0.00	0.00	-0.00	0.13	0.00	-0.01
22.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
22.25	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
22.50	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
22.75	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00
23.00	0.00	0.00	-0.00	0.07	0.00	-0.01
23.22	0.00	0.00	-0.00	0.42	0.00	-0.03

2.6.11 P11 : Console D de 24.28 à 25.00 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
24.28	0.00	-43.07	0.00	-30.69	0.00	-31.06	0.93	0.00	0.00
24.38	0.00	-43.07	0.00	-23.18	0.00	-31.06	0.93	0.00	0.00
24.50	0.00	-43.07	0.00	-14.84	0.00	-31.06	0.93	0.00	0.00
24.63	0.00	-43.07	0.00	-8.34	0.00	-31.06	0.93	0.00	0.00
24.75	0.00	-43.07	0.00	-3.71	0.00	-31.06	0.93	0.00	0.00
24.88	0.00	-43.07	0.00	-0.93	0.00	-31.06	0.93	0.00	0.00
25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
24.28	119.44	119.27	85.10	85.10	85.62	85.50
24.38	104.11	104.11	74.18	74.18	74.70	74.70
24.50	83.29	83.29	59.34	59.34	59.86	59.86
24.63	62.47	62.47	44.51	44.51	45.03	45.03
24.75	41.64	41.64	29.67	29.67	30.19	30.19
24.88	20.82	20.82	14.84	14.84	15.36	15.36
25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.52	0.52

Abscisse (m)	σ_a	σ_{ac}	σ_b	σ_a	σ_{ac}	σ_b^*
				(MPa)	(MPa)	(MPa)
24.28	0.00	0.00	-0.00	0.61	0.00	-0.04
24.38	0.00	0.00	-0.00	0.46	0.00	-0.03
24.50	0.00	0.00	-0.00	0.29	0.00	-0.02
24.63	0.00	0.00	-0.00	0.17	0.00	-0.01
24.75	0.00	0.00	-0.00	0.07	0.00	-0.01
24.88	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
25.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

2.7 Ferrailage :

2.7.1 P1 : Console G de 0.00 à 0.72 (m)

Ferrailage longitudinal :

• Aciers inférieurs

8 HA 400 16 $l = 0.83$ de 0.05 à 0.88

Aciers de peau :

6 HA 400 16 $l = 1.15$ de 0.05 à 1.20

6 Ep HA 400 10 $l = 2.10$

$e = 1*0.23 + 1*0.40$ (m)

Ferrailage transversal :

3 HA 400 10 $l = 6.56$

$e = 1*0.06 + 2*0.30$ (m)

9 HA 400 10 $l = 3.37$

$e = 1*0.06 + 2*0.30$ (m)

6 HA 400 16 $l = 1.15$

$e = 1*0.05$ (m)

2.7.2 P2 : Travée de 1.78 à 3.22 (m)**Ferrailage longitudinal :**

- Aciers inférieurs

8	HA 400	16	l = 2.56 de 1.22 à 3.78
8	HA 400	16	l = 2.76 de 1.12 à 3.88
- Aciers de montage (haut)

8	HA 400	16	l = 2.40 de 1.30 à 3.70
---	--------	----	-------------------------
- Chapeaux

8	HA 400	16	l = 3.28 de 0.05 à 3.06
8	HA 400	16	l = 3.33 de 0.10 à 3.16
8	HA 400	16	l = 3.63 de 1.94 à 5.56
8	HA 400	16	l = 3.83 de 1.84 à 5.66

Aciers de peau :

- | | | | | |
|----|--------|--------|-------------------------|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 2.40 de 1.30 à 3.70 | |
| 12 | Ep | HA 400 | 10 | l = 2.10 |
- e = 1*0.12 + 3*0.40 (m)

Ferrailage transversal :

- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 5 | HA 400 | 10 | l = 6.60 |
|---|--------|----|----------|
- e = 1*0.12 + 4*0.30 (m)
- | | | | |
|----|--------|----|----------|
| 15 | HA 400 | 10 | l = 3.40 |
|----|--------|----|----------|
- e = 1*0.12 + 4*0.30 (m)
- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 2.40 |
|---|--------|----|----------|
- e = 1*0.48 (m)

2.7.4 P4 : Travée de 6.78 à 8.22 (m)**Ferrailage longitudinal :**

- Aciers inférieurs

8	HA 400	16	l = 2.56 de 6.22 à 8.78
8	HA 400	16	l = 2.76 de 6.12 à 8.88
- Aciers de montage (haut)

8	HA 400	16	l = 2.40 de 6.30 à 8.70
---	--------	----	-------------------------
- Chapeaux

8	HA 400	16	l = 3.63 de 6.94 à 10.56
8	HA 400	16	l = 3.83 de 6.84 à 10.66

Aciers de peau :

- | | | | | |
|----|--------|--------|-------------------------|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 2.40 de 6.30 à 8.70 | |
| 12 | Ep | HA 400 | 10 | l = 2.10 |

$$e = 1 * 0.12 + 3 * 0.40 \text{ (m)}$$

Ferrailage transversal :

- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 5 | HA 400 | 10 | l = 6.60 |
|---|--------|----|----------|
- $$e = 1 * 0.12 + 4 * 0.30 \text{ (m)}$$
- | | | | |
|----|--------|----|----------|
| 15 | HA 400 | 10 | l = 3.40 |
|----|--------|----|----------|
- $$e = 1 * 0.12 + 4 * 0.30 \text{ (m)}$$
- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 2.40 |
|---|--------|----|----------|
- $$e = 1 * 0.48 \text{ (m)}$$

2.7.5 P5 : Travée de 9.28 à 10.72 (m)**Ferrailage longitudinal :**

- Aciers inférieurs

8	HA 400	16	l = 2.56 de 8.72 à 11.28
8	HA 400	16	l = 2.76 de 8.62 à 11.38
- Aciers de montage (haut)

8	HA 400	16	l = 2.40 de 8.80 à 11.20
---	--------	----	--------------------------
- Chapeaux

8	HA 400	16	l = 3.63 de 9.44 à 13.06
8	HA 400	16	l = 3.83 de 9.34 à 13.16

Aciers de peau :

- | | | | | |
|----|--------|--------|--------------------------|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 2.40 de 8.80 à 11.20 | |
| 12 | Ep | HA 400 | 10 | l = 2.10 |

$$e = 1 * 0.12 + 3 * 0.40 \text{ (m)}$$

Ferrailage transversal :

- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 5 | HA 400 | 10 | l = 6.60 |
|---|--------|----|----------|
- $$e = 1 * 0.12 + 4 * 0.30 \text{ (m)}$$
- | | | | |
|----|--------|----|----------|
| 15 | HA 400 | 10 | l = 3.40 |
|----|--------|----|----------|
- $$e = 1 * 0.12 + 4 * 0.30 \text{ (m)}$$
- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 2.40 |
|---|--------|----|----------|
- $$e = 1 * 0.48 \text{ (m)}$$

2.7.6 P6 : Travée de 11.78 à 13.22 (m)**Ferraillage longitudinal :**

- Aciers inférieurs

8	HA 400	16	l = 2.56 de 11.22 à 13.78
8	HA 400	16	l = 2.76 de 11.12 à 13.88
- Aciers de montage (haut)

8	HA 400	16	l = 2.40 de 11.30 à 13.70
---	--------	----	---------------------------
- Chapeaux

8	HA 400	16	l = 3.63 de 11.94 à 15.56
8	HA 400	16	l = 3.83 de 11.84 à 15.66

Aciers de peau :

- | | | | | |
|----|--------|--------|---------------------------|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 2.40 de 11.30 à 13.70 | |
| 12 | Ep | HA 400 | 10 | l = 2.10 |
- e = 1*0.12 + 3*0.40 (m)

Ferraillage transversal :

- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 5 | HA 400 | 10 | l = 6.60 |
|---|--------|----|----------|
- e = 1*0.12 + 4*0.30 (m)
- | | | | |
|----|--------|----|----------|
| 15 | HA 400 | 10 | l = 3.40 |
|----|--------|----|----------|
- e = 1*0.12 + 4*0.30 (m)
- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 2.40 |
|---|--------|----|----------|
- e = 1*-0.48 (m)

2.7.7 P7 : Travée de 14.28 à 15.72 (m)**Ferraillage longitudinal :**

- Aciers inférieurs

8	HA 400	16	l = 2.56 de 13.72 à 16.28
8	HA 400	16	l = 2.76 de 13.62 à 16.38
- Aciers de montage (haut)

8	HA 400	16	l = 2.40 de 13.80 à 16.20
---	--------	----	---------------------------
- Chapeaux

8	HA 400	16	l = 3.63 de 14.44 à 18.06
8	HA 400	16	l = 3.83 de 14.34 à 18.16

Aciers de peau :

- | | | | | |
|----|--------|--------|---------------------------|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 2.40 de 13.80 à 16.20 | |
| 12 | Ep | HA 400 | 10 | l = 2.10 |
- e = 1*0.12 + 3*0.40 (m)

Ferraillage transversal :

- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 5 | HA 400 | 10 | l = 6.60 |
|---|--------|----|----------|
- e = 1*0.12 + 4*0.30 (m)
- | | | | |
|----|--------|----|----------|
| 15 | HA 400 | 10 | l = 3.40 |
|----|--------|----|----------|
- e = 1*0.12 + 4*0.30 (m)
- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 2.40 |
|---|--------|----|----------|
- e = 1*-0.48 (m)

2.7.8 P8 : Travée de 16.78 à 18.22 (m)**Ferrailage longitudinal :**

- Aciers inférieurs

8	HA 400	16	l= 2.56 de 16.22 à 18.78
8	HA 400	16	l= 2.76 de 16.12 à 18.88
- Aciers de montage (haut)

8	HA 400	16	l= 2.40 de 16.30 à 18.70
---	--------	----	--------------------------
- Chapeaux

8	HA 400	16	l= 3.63 de 16.94 à 20.56
8	HA 400	16	l= 3.83 de 16.84 à 20.66

Aciers de peau :

- | | | | | |
|----|--------|--------|--------------------------|---------|
| 6 | HA 400 | 16 | l= 2.40 de 16.30 à 18.70 | |
| 12 | Ep | HA 400 | 10 | l= 2.10 |
- e = 1*0.12 + 3*0.40 (m)

Ferrailage transversal :

- | | | | |
|---|--------|----|---------|
| 5 | HA 400 | 10 | l= 6.60 |
|---|--------|----|---------|
- e = 1*0.12 + 4*0.30 (m)
- | | | | |
|----|--------|----|---------|
| 15 | HA 400 | 10 | l= 3.40 |
|----|--------|----|---------|
- e = 1*0.12 + 4*0.30 (m)
- | | | | |
|---|--------|----|---------|
| 6 | HA 400 | 16 | l= 2.40 |
|---|--------|----|---------|
- e = 1*-0.48 (m)

2.7.9 P9 : Travée de 19.28 à 20.72 (m)**Ferrailage longitudinal :**

- Aciers inférieurs

8	HA 400	16	l= 2.56 de 18.72 à 21.28
8	HA 400	16	l= 2.76 de 18.62 à 21.38
- Aciers de montage (haut)

8	HA 400	16	l= 2.40 de 18.80 à 21.20
---	--------	----	--------------------------
- Chapeaux

8	HA 400	16	l= 3.63 de 19.44 à 23.06
8	HA 400	16	l= 3.83 de 19.34 à 23.16

Aciers de peau :

- | | | | | |
|----|--------|--------|--------------------------|---------|
| 6 | HA 400 | 16 | l= 2.40 de 18.80 à 21.20 | |
| 12 | Ep | HA 400 | 10 | l= 2.10 |
- e = 1*0.12 + 3*0.40 (m)

Ferrailage transversal :

- | | | | |
|---|--------|----|---------|
| 5 | HA 400 | 10 | l= 6.60 |
|---|--------|----|---------|
- e = 1*0.12 + 4*0.30 (m)
- | | | | |
|----|--------|----|---------|
| 15 | HA 400 | 10 | l= 3.40 |
|----|--------|----|---------|
- e = 1*0.12 + 4*0.30 (m)
- | | | | |
|---|--------|----|---------|
| 6 | HA 400 | 16 | l= 2.40 |
|---|--------|----|---------|
- e = 1*-0.48 (m)

2.7.10 P10 : Travée de 21.78 à 23.22 (m)**Ferraillage longitudinal :**

- Aciers inférieurs

8	HA 400	16	l = 2.56 de 21.22 à 23.78
8	HA 400	16	l = 2.76 de 21.12 à 23.88
- Aciers de montage (haut)

8	HA 400	16	l = 2.40 de 21.30 à 23.70
---	--------	----	---------------------------
- Chapeaux

8	HA 400	16	l = 3.28 de 21.94 à 24.95
8	HA 400	16	l = 3.33 de 21.84 à 24.90

Aciers de peau :

- | | | | | |
|----|--------|--------|---------------------------|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 2.40 de 21.30 à 23.70 | |
| 12 | Ep | HA 400 | 10 | l = 2.10 |
- e = 1*0.12 + 3*0.40 (m)

Ferraillage transversal :

- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 5 | HA 400 | 10 | l = 6.60 |
|---|--------|----|----------|
- e = 1*0.12 + 4*0.30 (m)
- | | | | |
|----|--------|----|----------|
| 15 | HA 400 | 10 | l = 3.40 |
|----|--------|----|----------|
- e = 1*0.12 + 4*0.30 (m)
- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 2.40 |
|---|--------|----|----------|
- e = 1*-0.48 (m)

2.7.11 P11 : Console D de 24.28 à 25.00 (m)**Ferraillage longitudinal :**

- Aciers inférieurs

8	HA 400	16	l = 0.83 de 24.12 à 24.95
---	--------	----	---------------------------

Aciers de peau :

- | | | | | |
|---|--------|--------|---------------------------|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 1.15 de 23.80 à 24.95 | |
| 6 | Ep | HA 400 | 10 | l = 2.10 |
- e = 1*0.09 + 1*0.40 (m)

Ferraillage transversal :

- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 3 | HA 400 | 10 | l = 6.56 |
|---|--------|----|----------|
- e = 1*0.06 + 2*0.30 (m)
- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 9 | HA 400 | 10 | l = 3.37 |
|---|--------|----|----------|
- e = 1*0.06 + 2*0.30 (m)
- | | | | |
|---|--------|----|----------|
| 6 | HA 400 | 16 | l = 1.15 |
|---|--------|----|----------|
- e = 1*-0.48 (m)

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 70.00 (m³)
- Surface de Coffrage = 104.28 (m²)

- Acier HA 400
 - Poids total = 2729.06 (kG)
 - Densité = 38.99 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 13.2 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
10	1107.49	683.04
16	1295.87	2046.02

