

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
المدرسة الوطنية العليا لعلوم البحر وتهيئة الساحل  
École Nationale Supérieure des Sciences de la Mer et de l'Aménagement du Littoral



**Mémoire de fin d'études En vue de l'obtention du diplôme  
d'Ingénieur et de master en Sciences de la Mer  
Option : Ingénierie de Gestion et Protection du littoral  
Thème :**

**Dimensionnement d'un quai sur pieux  
Cas : Marina baie d'Alger**

Réalisé par :

M<sup>F</sup>. Nezar Abdelkarim.

Soutenu le 24 / 09/2022 devant le jury composé de :

Mme MEHDID S	Maître Assistante A	Présidente	ENSSMAL
Mr BELKESSA R	Professeur	Examineur	ENSSMAL
Mme ABDEDDAIM H	Maître conférence B	Examinatrice	ENSSMAL
Mr LAOUADJ A	Maître conférence B	Promoteur	ENSSMAL

Année universitaire : 2021 - 2022

## **Remerciement**

*Je tiens à remercier « DIEU » qui m'a donné le courage, la  
volonté et les moyens de mener à  
Terme mon travail.*

*A mes parents qui n'ont jamais cessé de croire en mes  
capacités.*

*Toute ma gratitude à mon directeur de thèse Mr Laouadj  
Abdeselem, pour ces précieux conseils.*

*Aux membres des jurys qui évalueront mon modeste travail.  
A tous les professeurs qui ont contribué à ma formation.  
Je tiens à remercier aussi tous le personnels de  
l'administration pour le  
Bon déroulement des choses, sans oublier les personnels de la  
bibliothèque.*

*A tous ceux qui ont contribué à ce travail de près ou de loin.  
Merci à tous.*

## Dédicace

*Je dédie ce mémoire à :*

*A mes merveilleux parents.*

*A mes deux chers frères.*

*A tous mes amis (es).*

*A toute la promotion 2021/2022*

## Table de matière

Remerciement.....	II
Dédicace .....	III
Table de matière .....	IV
Liste des figures .....	X
Liste des tableaux.....	XIV
Liste des notations et des abréviations : .....	XV
Introduction générale .....	18
Chapitre I : Généralités sur les ouvrages portuaires .....	21
Partie(A) : Généralités sur le port maritime .....	21
Introduction : .....	21
1. Définition d'un port : .....	21
2. Représentation schématique d'un port : .....	21
2.1. Chenal balisé (A) : .....	21
2.2. L'avant-port (D) : .....	21
2.3. Les postes d'accostage : .....	22
3. Classification des ports : .....	22
3.1. Classification selon les caractéristiques : .....	22
3.2. Classification selon les fonctions : .....	23
4. Rôles des ports : .....	24
4.1. Rôle physique : .....	24
4.2. Rôle économique : .....	24
5. Généralités sur les mouvements de la mer : .....	24
5.1. Hydrodynamique : .....	24
5.2. Générateurs et évolution de la houle : .....	25
5.3. Mécanismes modificateurs de la houle : .....	26
5.4. Les impacts des phénomènes hydrodynamiques sur la côte : .....	26

5.5. Phénomènes hydrodynamiques à l'intérieur du port : .....	27
Partie (B) Présentation et description de différent types d'ouvrage portuaire.....	28
Généralités :.....	28
1. Les composantes essentielles d'un ouvrage portuaire :.....	28
1.1. Ouvrages extérieurs : .....	28
1.2. Ouvrages intérieurs :.....	31
2. Type de Quai :.....	32
2.1. Quai en blocs de béton armé :.....	32
2.2. Quai en rideau de palplanches : .....	33
2.3. Ouvrages sur piles ou sur pieux :.....	33
3. Les différents types d'efforts agissant sur les ouvrages d'accostages :.....	34
3.1. Effort horizontaux :.....	34
3.2. Efforts verticaux : .....	34
4. Accessoires des ouvrages d'accostage : .....	35
5. Exemple de ports maritimes en Algérie :.....	36
5.1. Port de Bejaia :.....	36
5.2. Nouveau Port de Skikda : .....	36
5.3. Port de sidi Fredj :.....	37
5.4. Port de Djen-Djen (Jijel) :.....	38
Chapitre II : Interaction sol-pieux.....	40
Partie(A) : Généralité sur les pieux .....	40
Introduction :.....	40
1. Les fondations :.....	40
2. Les pieux .....	41
2.1. Définition : .....	41
2.2. Les tirants d'ancrage :.....	41
3. Le rôle des pieux et domaine d'application : .....	41

4.	Classification des pieux :.....	42
4.1.	Comment déterminés le type de pieu :.....	42
5.	Type de pieu selon la nature de matériau :.....	44
5.1.	Le pieu en bois :.....	44
5.2.	Le pieu en béton armé :.....	44
5.3.	Pieux en béton précontraint : .....	44
5.4.	Pieux en béton coulés en place : .....	44
5.5.	Pieux métalliques :.....	44
6.	Mode d'installation du pieu :.....	44
6.1.	Fondations refoulant le sol lors de la mise en place : .....	45
6.2.	Fondations ne refoulant pas le sol à la mise en place : .....	46
	Partie (B) : Efforts agissants sur les pieux (Axiales et Latérales).....	47
1.	Capacité axiale : .....	47
1.1.	La résistance en pointe.....	47
1.2.	La friction latérale entre les parois du pieu et le sol environnant .....	47
1.3.	L'évaluation de la capacité axiale des pieux .....	47
2.	Les méthodes de calcul de la capacité portante : .....	48
2.1.	Méthode pressiométrique du LCPC :.....	48
2.2.	Méthode de calcul à partir de l'essai SPT :.....	52
2.3.	Méthode d'essai de pénétration statique :.....	53
3.	Efforts latéraux :.....	53
3.1.	Résistance latérale d'un pieu isole : .....	53
4.	Évaluation à partir d'un essai de chargement.....	53
5.	Évaluation à partir des méthodes de calcul :.....	54
5.1.	Méthode de Hansen (1961) :.....	55
5.2.	Méthode de Reese (1974) : .....	56
5.3.	Méthode de pressiométrique de Ménard (1962) :.....	56

6.	Le groupe sous charge latéral de travail :.....	58
6.1.	Les causes de la complexité du comportement du groupe sous charge latéral .....	59
6.2.	Les facteurs influençant le comportement du groupe sous charge transversale ....	60
Chapitre III : Description de l'ouvrage.....		62
Partie (A) : présentation de site de projet. ....		62
1.	Situation géographique de la zone d'étude : .....	62
2.	Paramètre climatologique et océanographique : .....	62
2.1.	Le vent : .....	64
3.	Les facteurs hydrodynamiques .....	66
3.1.	La houle au large :.....	66
3.2.	La marée et le niveau d'eau : .....	66
3.3.	Les courants : .....	68
4.	Sismicité de la région : .....	68
5.	Transport des sédiments : .....	68
Partie (B) : Recueil et synthèse de données géotechniques du projet.....		69
1.	Recherche du terrain et méthodes d'investigation : .....	69
2.	Analyse des résultats : .....	70
2.1.	Analyse des SPT réalisés dans l'enquête SC 05 : .....	70
2.2.	Analyse des CPT réalisés dans l'enquête CPT1 et CPT2 : .....	70
2.3.	Résultats des essais CPT-1, CPT-2 et SC 05 : .....	70
3.	Figures des résultats de l'enquête et essais : .....	72
4.	Récapitulatif des données de sol : .....	77
4.1.	Caractéristiques du sol : .....	77
5.	Installations des pieux : .....	77
6.	Description de dimensionnement des quais sur pieux : .....	78
Chapitre IV : Présentation du logiciel plaxis.....		80
1.	Un bref aperçu sur les méthodes des éléments finis (M.E.F) :.....	80

2.	Historique du logiciel « PLAXIS » : .....	80
3.	Présentation du logiciel « PLAXIS 2D, VERSION 8 » : .....	80
3.1.	Le menu d'entrée des données (INPUT) : .....	80
3.2.	La géométrie : .....	83
3.3.	Propriétés des éléments géométriques : .....	83
3.4.	Chargements et conditions limites : .....	84
4.	Modélisation du comportement d'un sol : .....	85
4.2.	Les données pour les matériaux des plaques : .....	89
4.3.	Les données des géogrilles : .....	90
4.4.	Les données des ancrages : .....	90
5.	Génération du maillage : .....	90
6.	Conditions initiales : .....	90
6.1.	Conditions hydrauliques : .....	91
6.2.	Configuration de la géométrie initiale : .....	92
7.	Calculs : .....	92
8.	Résultats : .....	95
8.1.	Les déformations : .....	96
8.2.	Les contraintes : .....	96
8.3.	Structures et interfaces : .....	96
9.	Courbes charge-déplacement et chemins de contrainte : .....	96
Chapitre V : Modélisation numérique.....		100
Introduction : .....		100
1.	Capacité du port : .....	100
2.	Caractéristiques de l'ouvrage : .....	101
2.1.	Les propriétés des couches de sol et des interfaces : .....	101
2.2.	Les propriétés des éléments structuraux : .....	101
3.	Etablissement d'un modèle de calcul de référence : .....	102

3.1. Unités et conventions de signe :.....	102
3.2. L'entrée des données de prétraitement.....	102
4. Interface :.....	102
5. Conditions aux limites :.....	102
5.1. Les chargements : .....	102
6. Génération du maillage :.....	103
7. Les conditions initiales :.....	104
7.1. Conditions hydrauliques .....	104
7.2. Configuration de la géométrie initiale : .....	105
8. Procédure de calculs :.....	106
8.1. Phases de réalisation par étapes du projet.....	106
8.2. Le quai en service : .....	109
8.3. Les principaux résultats : .....	109
9. Comparaison et interprétation .....	126
9.1. Le maillage.....	126
9.2. Les pieux :.....	128
Conclusion générale .....	131
Bibliographie :.....	132
Résumé :.....	132

## Liste des figures

<i>Figure 1: Schéma représentatif des principales composantes d'un port maritime</i> .....	21
<i>Figure 2 : Schéma d'un canal coupé en Y et coupé en parallèle</i> .....	22
<i>Figure 3 : Schéma de développement d'un port naturel</i> .....	23
<i>Figure 4: Schéma d'une digue à talus</i> .....	29
<i>Figure 5: Schéma d'une digue verticale</i> .....	30
<i>Figure 6: Schéma d'une digue mixte</i> .....	30
<i>Figure 7 : Schéma d'une écluse</i> .....	32
<i>Figure 8: schéma d'un quai en blocs béton arrimes</i> .....	32
<i>Figure 9: Schéma d'un quai en rideau plan de palplanches métalliques ancrées sur un rideau arrière</i> .....	33
<i>Figure 10 : Schéma d'un quai sur pieux</i> .....	33
<i>Figure 11: Port de Bejaia</i> .....	36
<i>Figure 12 : Port de Skikda</i> .....	37
<i>Figure 13: Port de Sidi Fredj</i> .....	37
<i>Figure 14: Port de Djen-Djen Jijel</i> .....	38
<i>Figure 15: schéma des différents types de fondations - D hauteur d'encastrement</i> .....	40
<i>Figure 16: Schéma Défini la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De</i> .....	41
<i>Figure 17: Schéma des types d'ouvrages sur les pieux</i> .....	42
<i>Figure 18: exemple d'opération de battage, fonçage et vissage</i> .....	46
<i>Figure 19 : Schéma d'équilibre du pieu sous une force verticale</i> .....	48
<i>Figure 20 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente</i> .....	49
<i>Figure 21: Contrainte de frottement latéral limite <math>q_s</math> en fonction de Pl</i> .....	51
<i>Figure 22 : Ajustement hyperbolique de la courbe de chargement</i> .....	54
<i>Figure 23: Schéma de mobilisation de la résistance</i> .....	55
<i>Figure 24: Abaques des facteurs <math>K_q</math> et <math>K_c</math></i> .....	55
<i>Figure 25: Profil de résistance latérale limite selon Ménard</i> .....	58
<i>Figure 26: Diagramme de stabilité au chargement latéral</i> .....	58
<i>Figure 27: Comportement d'un groupe de pieux verticaux sous chargement transversal</i> .....	59
<i>Figure 28: Carte satellitaire représentative de la localisation géographique de la Marina Bay dans la Baie d'Alger</i> .....	62
<i>Figure 30: Situation du point SIMAR 44 par rapport au large algérien</i> .....	64
<i>Figure 29: Plateforme du site Web Puertos.es</i> .....	64

<i>Figure 31: Rose des vents Automnale de la région Algéroise Periode1958-2020(MIKE21. ..</i>	65
<i>Figure 32: Rose des vents Estivaux de la région Algéroise Periode1958-2020(MIKE21). ....</i>	65
<i>Figure 33: Rose des vents Hivernale de la région Algéroise Periode1958-2020 (MIKE21) ..</i>	65
<i>Figure 34 : Rose des vents Printanière de la région Algéroise Periode1958-2020 (MIKE21)</i>	65
<i>Figure 35: Rose des vents de 5ans de la région Algéroise Periode1958-2020 (MIKE21) (Puertos Del Estado).....</i>	65
<i>Figure 36: Rose des houles automnales de région Algéroise Periode1958-2020 .....</i>	67
<i>Figure 37: Rose des houles estivale de région Algéroise Periode1958-2020 .....</i>	67
<i>Figure 38: Rose des houles hivernales de région Algéroise Periode1958-2020.....</i>	67
<i>Figure 39: Rose des houles printanière de région Algéroise Periode1958-2020.....</i>	67
<i>Figure 40 : Rose des houles de 5ans de la région algéroise Periode1958-2020 .....</i>	67
<i>Figure 41: Carte représentative des zones sismiques du territoire National (RPA 99 / version 2003).....</i>	68
<i>Figure 42: enquête des essais CPT et SPT, le jour 26 février 2017 d'après le BTP. ....</i>	69
<i>Figure 43: Exploration et essais CPT et SPT d'après le BTP .....</i>	69
<i>Figure 44 : Rapport et description de forage SC-5 d'après le BTP .....</i>	72
<i>Figure 45 : Organigramme du Forage CPT-1 d'efforts et de résistance en pointe d'après le BTP.....</i>	73
<i>Figure 46 : Diagramme d'efforts en point et de frottement essai CPT-1 d'après le BTP.....</i>	74
<i>Figure 47 : Organigramme du Forage CPT-2 d'efforts et de résistance en pointe d'après le BTP.....</i>	75
<i>Figure 48 : Diagramme d'efforts en point et de frottement essai CPT-2 d'après le BTP.....</i>	76
<i>Figure 49: Image photographie représentatif de battage de pieux .....</i>	77
<i>Figure 50 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input). ....</i>	81
<i>Figure 51: Fenêtre de réglages généraux (Onglet Project) et Fenêtre de réglages généraux (Onglet Dimensions). ....</i>	81
<i>Figure 52: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol. ....</i>	82
<i>Figure 53: Convention de signes pour les contraintes. ....</i>	83
<i>Figure 54: Les points de jonction entre éléments de plaque.....</i>	84
<i>Figure 55: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb .....</i>	85
<i>Figure 56 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....</i>	86
<i>Figure 57 : Barre d'outils des conditions initiales .....</i>	91
<i>Figure 58: Génération des pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique.....</i>	92
<i>Figure 59: Fenêtre de génération des contraintes initiales (procédure K0).....</i>	92

<i>Figure 60: Onglet 'Paramètres' de la fenêtre de calcul</i> .....	93
<i>Figure 61: Onglet 'Paramètres' de la fenêtre de calcul (Calculations)</i> .....	94
<i>Figure 62 : Fenêtre de calcul</i> .....	95
<i>Figure 63: Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output</i> .....	95
<i>Figure 64: Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves</i> .....	97
<i>Figure 65 : Fenêtre de génération de courbes (Curve generation)</i> .....	97
<i>Figure 66 : Paramétrage des courbes (Curve settings)</i> .....	98
<i>Figure 67: Paramétrage du cadre (Chart settings)</i> .....	98
<i>Figure 68: Plan de la marina et distribution des amarrages</i> .....	100
<i>Figure 69: La géométrie du modèle</i> .....	103
<i>Figure 70: Le maillage du modèle</i> .....	103
<i>Figure 71: Détermination des nappes phréatiques</i> .....	104
<i>Figure 72: Génération des pressions hydrauliques</i> .....	105
<i>Figure 73: Génération des contraintes initiales</i> .....	105
<i>Figure 74: Procédure de calcul</i> .....	106
<i>Figure 75: phase 1</i> .....	107
<i>Figure 76: phase 2</i> .....	107
<i>Figure 77: phase 4</i> .....	108
<i>Figure 78: phase 3</i> .....	108
<i>Figure 79: Phase 5</i> .....	109
<i>Figure 80 : Phase 6</i> .....	110
<i>Figure 81: Phase 7</i> .....	110
<i>Figure 82: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 1</i> .....	111
<i>Figure 83: Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 1</i> .....	112
<i>Figure 84: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 2</i> .....	113
<i>Figure 85: Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 2</i> .....	114
<i>Figure 86: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 3</i> .....	115
<i>Figure 87: Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 3</i> .....	116
<i>Figure 88: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 4</i> .....	117
<i>Figure 89: Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 4</i> .....	118
<i>Figure 90: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 5</i> .....	119
<i>Figure 91 : Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 5</i> .....	120
<i>Figure 92: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 6</i> .....	121
<i>Figure 93: Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 6</i> .....	122

<i>Figure 94: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 7</i> .....	123
<i>Figure 95: Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 7</i> .....	124
<i>Figure 96: La contrainte totale.</i> .....	126
<i>Figure 97: La contrainte totale verticale.</i> .....	127
<i>Figure 98: La contrainte totale horizontale.</i> .....	127

## Liste des tableaux

<i>Tableau 1: Classification des pieux.</i> .....	42
<i>Tableau 2: L'effet de ces facteurs sur l'angle (<math>\varphi</math>)</i> .....	43
<i>Tableau 3: Valeurs de pression des terres au repos</i> .....	43
<i>Tableau 4: Choix du type de pieux selon la nature du sol</i> .....	44
<i>Tableau 5: Valeurs du facteur de portance pressiométrique</i> .....	50
<i>Tableau 6: Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques</i> .....	50
<i>Tableau 7 : Courbes de frottement latéral limite</i> .....	51
<i>Tableau 8 : Tableau des facteurs que l'on pourrait considérer de géométriques ou structurels et leurs influences.</i> .....	59
<i>Tableau 9: Hauteurs significatives maximales de 1958 à 2001, SIMAR 44, (Puertos Del Estado)</i> .....	63
<i>Tableau 10 : Tableau représentatif des caractéristiques géotechnique, (RPA, 99- 2003).</i> .....	68
<i>Tableau 11 : Résultats de l'essai SPT dans le sondage SC05 d'après le BTP</i> .....	71
<i>Tableau 12: Résultats de l'essai CPT dans le sondage CPT-1 d'après le BTP.</i> .....	71
<i>Tableau 13: Résultats de l'essai CPT dans le sondage CPT-1 d'après le BTP.</i> .....	71
<i>Tableau 14: Tableau récapitulatif des paramètres géotechniques du terrain de fondation</i> ....	77
<i>Tableau 15 : Propriétés des couches de sol et des interfaces.</i> .....	101
<i>Tableau 16: Propriétés des éléments structuraux</i> .....	101
<i>Tableau 17: Résumé des résultats obtenus pour les pieux pendant les 4 phases de réalisation (Pieux Arrière)</i> .....	125
<i>Tableau 18: Résumé des résultats obtenus pour les pieux pendant les 4 phases de réalisation (Pieux Avant)</i> .....	125
<i>Tableau 19: Résumé des résultats obtenus pour les pieux dans les Phases de quai en service (Pieux Arrière)</i> .....	125
<i>Tableau 20: Résumé des résultats obtenus pour les pieux dans les Phases de quai en service (Pieux Avant).</i> .....	126

## Liste des notations et des abréviations :

BTP : Bureau des Travaux Publique

CPT : Pénétrromètre statique (Conique)

K.N.M.I : Institut Météorologique Royal Néerlandais

LCPC : Laboratoire central des ponts et chaussées

LEM : laboratoire des études maritimes

MCIF : Manuel canadien d'ingénierie des fondations (CFEM en anglais)

MEF : Méthodes des éléments finis

R.O.M. 2.0-11 : Recommandations for maritime Works Spain

RPA 99 : Règles Parasismiques Algériennes

S.P.M : Shore Protection Manuel

SPT : Standard pénétromètre teste (carottier)

TPL : tonnes de port en lourd.

VTS : Visual Traffic System

A : l'aire de la section droite de la pointe du pieu. ( $m^2$ )

$A_p$  = surface à la pointe du pieu ( $m^2$ )

$A_s$  = surface latérale du pieu par unité de longueur ( $m^2/m$ )

B : Diamètre (ou Largeur) de pieu (m)

C : cohésion

CN : Coefficient, compris entre 0.5 et 2. Selon Liao et Whitman (1986)

$C_u$  : la résistance de cisaillement non drainé (N/m).

Cum : La cohésion non drainée moyenne le long du pieu (N.  $m^2$ )

D : Fiche du pieu (m),  $D_c$  : Fiche critique(m)

$D_e$  : Fiche équivalente (m)

DR : Densité relative (%)

D/B : Élanement

E : Le module d'Young

EA : La rigidité normale (axiale) de plaque

EI : La rigidité de flexion de plaque

$F_s$  = facteur de sécurité égal à 2.5 ou à 3, selon la quantité et la variabilité des essais

H : Composante horizontale de la force ( $kg.m/s^2$ )

$H_u$  : Effort horizontal Limite ( $kg.m/s^2$ )

$H_{adm}$  : La charge horizontale admissible, Selon Ménard ( $kg.m/s^2$ )

$K_o$  : Coefficient des terres au repos

$K_p'$  : Coefficient de portance pressiométrique

$K_H$  : La pente initiale de la courbe de chargement.

$K_q / K_c$  : Facteur de résistance latérale

$K_a$  : Coefficient de poussée

$K_p$  : Coefficient de butée

$L$  : Est la longueur de pieu

$L_s$  : L'espacement d'ancrage

$M$  : Moment fléchissant en surface du sol (N.m)

$M_u$  : Moment fléchissant Limite (N.m)

$M_{adm}$  : Le moment horizontal admissible, Selon Ménard (N.m)

$N$  = indice de pénétration standard à la pointe du pieu

$\bar{N}$  = indice de pénétration standard moyen (la moyenne arithmétique des valeurs du nombre  $N$  mesuré le long du pieu)

$N_{spt}$  : nombre de coups de l'essai SPT sans corriger

$N_{spt}^m$  : Nombres de coups a une contrainte effective  $\sigma_v' = 100$  kPa.

$P$  : périmètre du fût. (m)

$P_a$  : pression de référence, égale à 100Kpa

$P_u$  : Résistance latérale du sol (N/m)

$P_l^*$  : Pression limite nette (N/ m<sup>2</sup>)

$P_{le}^*$  : Pression limite équivalente nette (N/ m<sup>2</sup>)

$P_{ud}$  : Résistance latérale profonde du sol (N/m)

$P_{us}$  : Résistance latérale superficielle du sol (N/m)

$Q_c$  : Charge verticale critique

$Q_p$  : la résistance en pointe (kg.m/s<sup>2</sup>)

$Q_s$  : la résistance latérale totale (kg.m/s<sup>2</sup>)

$Q_{ult}$  : capacité axiale totale de support (kg.m/s<sup>2</sup>)

$R$  : Facteur de rigidité de l'interface.

$T_n$  : Période propre de résonance du bassin

$W$  : Poids de pieu

$Y^0$  : Déplacement du pieu en surface(m)

$Y_H$  : Déplacement en tête du pieu(m)

$Z_r$  : Profondeur du centre de rotation (m)

$a$  : Épaisse en dessous de la pointe dans une zone utile au voisinage de la pointe

$b$  : Épaisse au-dessus de la pointe dans une zone utile au voisinage de la pointe

$d$  : profondeur du bassin.

$d_{eq}$  : L'épaisseur équivalente de la plaque

$e$  : l'indice des vides

$e'$ : Excentricité de Charge (m)

$g$  : accélération de la pesanteur ( $9.81 \text{ m.s}^2$ ),

$k_x$  : Perméabilités horizontale

$k_y$  : Perméabilités verticale (m/s)

$l_\beta$ : Longueur du bassin (m/s)

$m$  = coefficient empirique égal à 400 pour les pieux battus ,120 pour les pieux forés

$n$  = coefficient empirique égal à 2 pour les pieux battus et à 1 pour les pieux forés

$n$  : nombre de nœud,

$q_c$ = résistance en pointe du cône obtenue au niveau de la pointe du pieu (kPa)

$q_l$  : Résistance en pointe. ( $\text{N/ m}^2$ )

$q_p$  : Pression verticale en pointe ( $\text{kg.m/s}$ )

$q_s$  : Contrainte limite de frottement latéral. ( $\text{N/ m}^2$ )

$q_s'$ = résistance au cisaillement moyenne mesurée le long du pieu (kPa)

$q^0$  : Pression verticale en surface ( $\text{N/ m}^2$ )

$\nu$  : Le coefficient de Poisson

$\sigma_n$  : Contraintes normales

$\sigma_{v0}$  : Est la tension normale de ce niveau à la cote moyenne ( $\text{kPa/cm}^2$ )

$\sigma_v'$  : Une contrainte effective due au poids des terres 100 kPa

$\tau$  : Contraintes tangentielles de cisaillement

$\sigma_{zz}$  : La contrainte circonférentielle ;  $\sigma_{xx}$  : La contrainte radiale.

$\Phi$  : L'angle de frottement interne (condition non drainées)

$\Phi'$  : L'angle de frottement interne (condition drainées)

$\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé ( $\text{KN/m}^3$ )

$\gamma_{unsat}$  : Poids volumique non saturé ( $\text{KN/m}^3$ )

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau

$\Psi$  : L'angle de dilatance

$\Delta l$  : Est l'allongement de pieu

$\gamma_z$  : Déflexion du pieu à la profondeur  $z$  (m) ;  $\gamma'$  Rotation du pieu en surface

$\lambda_z$  : Coefficient d'un effet de surface sur les caractéristiques pressiométriques

# **Introduction générale**

# Introduction générale

Les ports sont des infrastructures essentielles pour le développement d'un état, d'une région, d'une ville (*Chapon, 1971*).

La réalisation d'aménagements portuaires (terminaux, quais, ducs d'albe...) nécessite souvent l'utilisation des pieux.

Les pieux sont largement utilisés comme éléments de fondation pour les structures situées dans des zones de mauvaise portance. Et aussi dans les ouvrages portuaires. À travers leurs ancrages dans le sol, ils permettent d'assurer la stabilité des structures [*C.Plumelle 2004-2005*].

Le comportement des pieux fait intervenir plusieurs paramètres notamment les propriétés du sol, les conditions de contact entre les pieux et le sol et enfin l'interaction sol-pieux. Dans ce contexte les études géotechniques revêtent une importance capitale pour la durabilité et la stabilité de ces ouvrages. Cependant dans une étude géotechnique la modélisation constitue une étape importante pour la qualité des analyses de prévision du comportement du sol et des ouvrages. Ainsi la modélisation de l'interaction sol-pieux joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage (*Bouafia, 2018*).

Aujourd'hui il existe plusieurs méthodes pour étudier cette interaction que ce soit théorique telle que la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies, ou les méthodes expérimentales telles que les essais de laboratoire comme par exemple l'essai de cisaillement, ou même numérique en utilisant des logiciels comme ROSA 2000, CESAR-LCPC, FLAC, PLAXIS, etc.

Pour réaliser l'objectif de ce travail qui consiste à la modélisation de l'interaction sol-pieu sous ouvrage portuaire pour le cas du quai du port de marina baie Alger et à la simulation du comportement du sol et celui des pieux dans un milieu marin, nous avons opté pour la méthode numérique avec le code de calcul PLAXIS qui est spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé suivant le plan ci-dessous :

**Le chapitre I**, comporte des notions générales sur les ouvrages portuaires, présenté en deux parties : Dans la partie A, on a fait une étude bibliographique sur les généralités d'port maritime et comment on peut les classer avec leurs rôles et on finit par des notions sur le mouvement de la mer. Dans la partie B, on a défini les différents types d'ouvrages portuaires, leurs composantes essentielles avec une classification des ouvrages d'accostages d'après leurs modes de fondations. Ainsi que les efforts agissant sur ces ouvrages. On termine par des exemples des ports en Algérie

**Le chapitre II** est consacré à l'interaction du sol avec les pieux, divisé en deux parties :  
Partie A : généralité sur les pieux, leurs types, mode d'installation et les conditions d'emplois  
Partie B : les efforts axiales et latérales agissant sur les pieux et les différentes méthodes de calcul et on termine par la complexité de comportement d'un groupe de pieux.

Après ces généralités, on a consacré **le chapitre III** à la description de l'ouvrage qui inclut deux parties :

Partie A, présentation de site de projet (situation géographique et les différents paramètres climatologique et océanographique etc.).

Partie B, recherche sur terrain et méthodes d'investigation et le recueil de toutes les données géotechniques de projet avec une description de dimensionnement de quai sur pieux.

Puis, dans **le chapitre IV**, on présentera le logiciel de calcul utilisé dans notre travail, qui est le PLAXIS 2D version 8 ; c'est un programme d'éléments finis en deux dimensions, se composant de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

Ensuite, **le chapitre V**, comporte la simulation du comportement du quai sur pieux du Port de Marina baie Alger. Les différentes phases de réalisation (exécution des pieux, enrochement, bétonnage du bloc et de la plate-forme.) seront modélisées. Pour simuler le comportement des pieux en service on les soumettra à divers efforts verticaux et horizontaux.

# **Chapitre I : Généralités sur les ouvrages portuaire**

## Chapitre I : Généralités sur les ouvrages portuaires

### Partie(A) : Généralités sur le port maritime

#### Introduction :

La zone côtière, constitue un milieu de grand intérêt environnemental et socio-économique. C'est là où le continent, l'hydrosphère, l'atmosphère et la biosphère s'interfèrent donnant ainsi à cette étroite frange une situation unique spécialement complexe et diversifiée, caractérisée généralement par une haute énergie et une importante productivité.

Le présent chapitre élucide des notions essentielles et fondamentales concernant les ports et leurs ouvrages intérieurs et extérieurs, le rôle d'un port et ses types ainsi que les différents mouvements de la mer et phénomènes naturels pouvant influencer sur une structure quelconque dans le milieu marin.

#### 1. Définition d'un port :

Un port est une infrastructure formant un abri naturel ou artificiel sur les rives d'un océan, d'un lac ou d'un fleuve, selon (Chapon, 1971). Un port désigne un plan de masse qui inclue essentiellement dans sa partie courante les jetées et les quais qui bordent le plan d'eau.

Un port est destiné à accueillir et abriter des bateaux, navires et embarcations en particulier pendant les opérations d'échange de la marchandise, le transport des passagers et pour la pratique des activités nautiques et touristiques. Il permet aussi leur ancrage, mouillage ou le stationnement à quai.

#### 2. Représentation schématique d'un port :

Pour entrer dans le port, ou en sortir, le navire emprunte un :

##### 2.1. Chenal balisé (A) :

Aidé dans sa circulation par le radar du VTS (*Visual Traffic System*) et par les feux d'alignement.

##### 2.2. L'avant-port (D) :

Est protégé de la houle par des digues (C). Le navire peut y effectuer des manœuvres "d'évitage" (c'est-à-dire tourné sur lui-même de 180°), de façon à pouvoir être amarré à son poste d'opérations cap vers la sortie (ce qui facilite grandement l'abandon du poste en cas de nécessité).

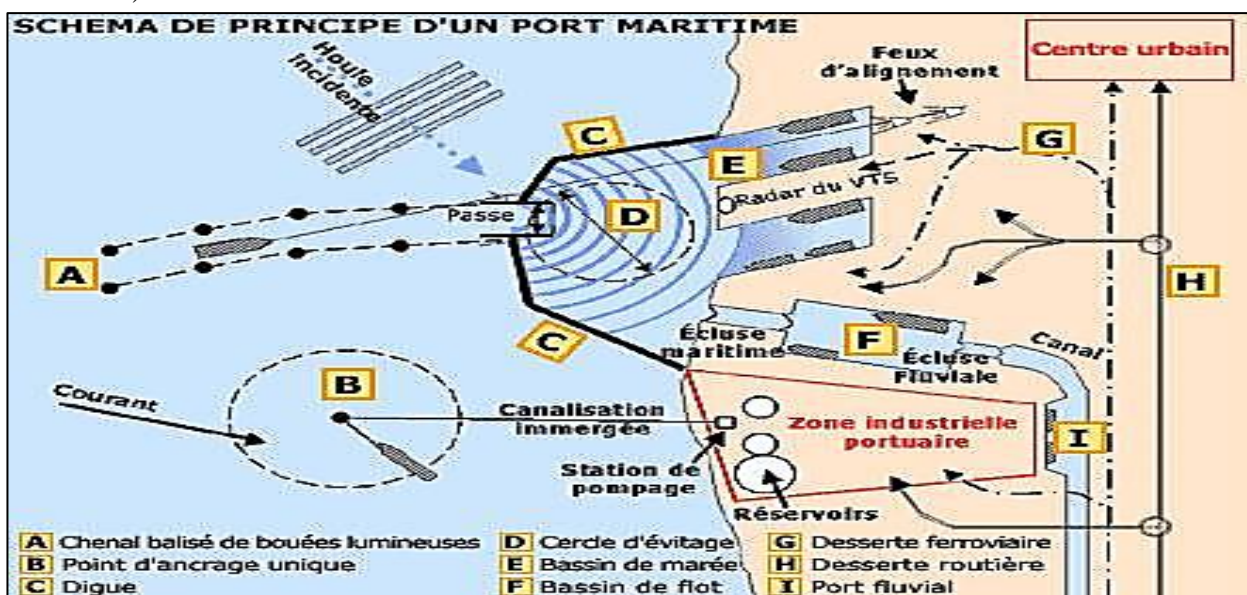


Figure 1: Schéma représentatif des principales composantes d'un port maritime [www.forum-btp.blogspot.com].

### 2.3. Les postes d'accostage :

(Conçus sous forme de quais, d'appontements ou de ducs d'Albe) sont établis en bordure :

- **De bassins de marée (E)** : en liaison directe avec l'avant-port
- **Ou de bassins à flot (F)** : reliés à l'avant-port par une écluse maritime. Les postes sont desservis par des voies de transport intérieures (routes, rails, voies navigables **(G, H, I)** et équipés de terre-pleins permettant le stockage des cargaisons.

Lorsque l'agitation due à la houle n'est pas trop forte, les navires transportant des cargaisons liquides ou en vrac peuvent être reçus à des **postes non protégés (B)**. Ils chargent ou déchargent leur cargaison par des tuyaux flexibles reliés à un **point d'ancrage (B)** constitué d'une bouée ancrée sur le fond par des chaînes. La liaison entre ce point et les installations de stockage établis à terre s'effectue par des canalisations fixes posées sur le fond marin.

### 3. Classification des ports :

On peut classer les ports selon de nombreux critères, ainsi que le fait par exemple [Modesto Viguera Gonzalez] dans son ouvrage "Cours sur l'exploitation et la direction d'un port". Voici certains exemples :

- Maritime, fluvial ou lacustre
- Naturel ou artificiel
- Commercial, de pêche ou militaire
- D'intérêt général
- Par trafic annuel, tonnage ou classe de navire
- Public, sous concession ou privé

En pratique, on n'utilise guère ce genre de classification, si ce n'est dans les ouvrages destinés à l'enseignement. Deux types de critère sont amplement suffisants :

- Ceux basés sur les **caractéristiques** physiques ou naturelles ;
- Ceux qui tiennent compte des **fonctions** remplies par les ports.

#### 3.1. Classification selon les caractéristiques :

On distingue les ports **naturels** et les ports **artificiels**, où mixtes, car ils combinent ces deux possibilités.

##### 3.1.1. Ports artificiels :

Un port artificiel peut être créé à l'**intérieur** des terres, en creusant les plans d'eau nécessaires par dragages ; il peut être **gagné sur la mer**, en construisant les digues, quais et terre-pleins par apport de matériaux (figure 2).

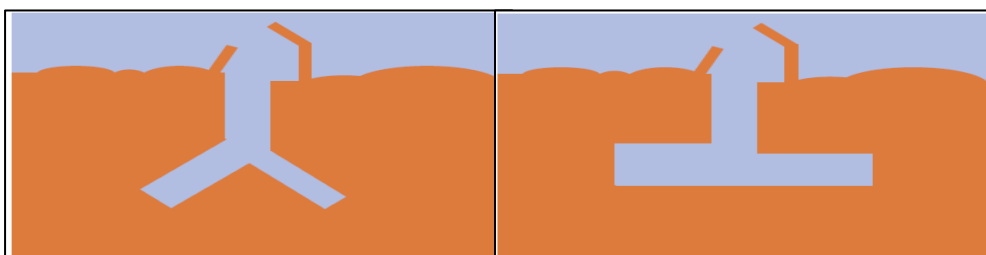


Figure 2 : Schéma d'un canal coupé en Y et coupé en parallèle

### 3.1.2. Un port naturel :

Peut-être un port maritime, fluvial ou lacustre. Ce peut être un port d'estuaire ou un port fluvial éloigné de la mer. Ce peut être un port à marée ou non (figure 3) .

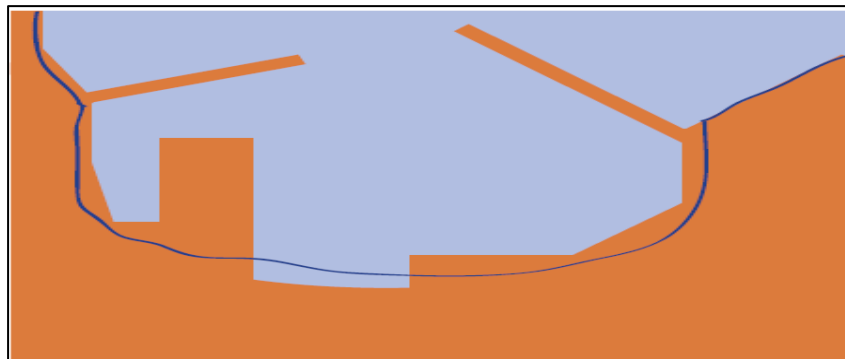


Figure 3 : Schéma de développement d'un port naturel (La ligne bleue représente, la limite de la cote naturelle).

### 3.1.3. 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, comportant des postes protégés.

### 3.1.4. Ports à sec :

Relativement récents (apparus dans les années 1960 aux États-Unis), les ports à sec permettent le stockage à terre de petites unités telles que les voiliers de plaisance et les yachts. Ces ports sont situés à proximité d'un port de plaisance ou au moins d'une cale de mise à l'eau.

### 3.1.5. Ports lacustres :

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

### 3.1.6. Ports fluviaux :

Ce sont les ports qui se situent sur le bord d'un fleuve, d'une rivière ou d'un canal. Ils sont aussi appelés ports intérieurs, souvent aménagés sur une dérivation ou un élargissement naturel du cours d'eau afin d'éviter que le courant ne gêne les activités portuaires ; certains ports fluviaux sont créés artificiellement en creusant la terre pour créer des bassins accessibles depuis le fleuve.

## 3.2. Classification selon les fonctions :

On distingue les ports **polyvalents** et les ports **spécialisés**. Parmi les ports spécialisés :

### 3.2.1. Un port de commerce :

Ces ports peuvent assurer un trafic de voyageurs, de marchandises diverses ou spécialisées et de pondéreux en vrac (solides, liquides ou gaz liquéfiés). Ils peuvent également comporter des installations pour la construction et la réparation navales, pour la pêche ou pour la navigation de plaisance.

**3.2.2. Les ports de pêche :**

Ils disposent :

- D'ouvrages permettant l'accueil des navires et le transbordement à terre des produits de la pêche ;
- D'installations de stockage et de commercialisation de ces produits ;
- D'installations permettant l'avitaillement des navires en produits nécessaires à la pêche (glace, sel, etc.), des équipements pour l'entretien et les réparations des Navires.

**3.2.3. Les ports de plaisance :**

Ils sont souvent situés près du centre des villes pour des raisons touristiques et pratiques, ce type de port est destiné pour accueillir les bateaux de plaisance, de loisir et de compétition, à voile et à moteur. On y trouve une capitainerie, différents services d'avitaillement, de mise au sec et de réparation, une pompe à carburant, et divers services pour les équipages.

**3.2.4. Les ports militaires (ou, bases navales) :**

Accueillent les navires de guerre. Certains ports sont ouverts (Portsmouth), mais d'autres, notamment les bases de sous-marins, sont fermés et interdits au public pour des raisons de sécurité. Un port militaire peut inclure un arsenal, une école navale, un chantier de réparation, des moyens de ravitaillement, de logement et d'entraînement pour les équipages.

Certains navires militaires, notamment les patrouilleurs, peuvent être basés dans d'autres types de ports.

**4. Rôles des ports :**

Le port est un maillon de la chaîne de transport qui permet d'assurer le passage d'un mode de transport maritime à un mode de transport terrestre, voire un autre mode maritime via le transbordement entre lignes.

Avant d'envisager l'implantation et l'aménagement d'un port, il est nécessaire de bien identifier les fonctions que l'on désire voir assurer par ce port. Il faut donc se poser la question essentielle : un port, pour quoi faire ?

On distingue pour un port deux principaux rôles, économique et physique:

**4.1. Rôle physique :**

Un port doit d'abord permettre aux navires de stationner à l'abri de la houle et du vent afin de pouvoir effectuer une multitude d'opérations de transit tels que la charge, décharge des marchandises, embarquement, débarquement des voyageurs, le ravitaillement ainsi que pour assurer leurs entretiens et leurs réparations.

**4.2. Rôle économique :**

Le rôle économique d'un port consiste à la jonction entre deux modes de transport ; terrestre et maritime ou fluviale. On y trouve deux aspects, industriel (des installations destinées à traiter ou à transformer les matières premières importées ou exportées par voie maritime) et du marché (le transit des marchandises pouvant s'accompagner d'opérations commerciales).

**5. Généralités sur les mouvements de la mer :****5.1. Hydrodynamique :**

Les zones littorales sont des environnements dynamiques et complexes où se produisent de nombreuses interactions entre les agents responsables des différentes circulations hydrodynamiques. Ces derniers vont être brièvement résumés par la suite afin d'avoir les compréhensions de base.

### 5.1.1. Les phénomènes hydrodynamiques :

La surface de l'océan est perturbée par de nombreux phénomènes physiques, tels que l'effet du vent, l'effet du mouvement des fonds marins sur la colonne d'eau causé par les tremblements de terre et les glissements de terrain, l'interaction entre la terre et les astres, ou encore la différence de pression atmosphérique. Les forces mises en jeu déforment la surface libre et provoquent le transfert d'énergie mécanique, qui se manifeste par la formation et la propagation d'ondes. Ce n'est que lorsqu'il existe une force de rappel qui tend à ramener le fluide à sa position d'équilibre, que ces perturbations peuvent osciller. Toutes les vagues qui existent dans la mer sont soumises à diverses forces de restauration, notamment la gravité, la force de Coriolis, la tension superficielle et la compressibilité des fluides.

On distingue donc les forces génératrices (forces éoliennes, tectoniques, astronomiques...) qui contribuent à la déformation de la surface libre des océans, et les forces de rappel qui permettent leur propagation. La diversité de ces phénomènes entraîne ainsi pour l'ensemble des oscillations, une plage de périodes possibles extrêmement large. (Jarry 2009).

### 5.1.2. La houle :

La surface de la mer présente généralement une suite indéfinie d'ondulations parallèles presque identiques qui se propagent de façon sensiblement uniforme vers le rivage.

On appelle houle cet ensemble d'ondulation ou de vagues. Plus précisément, on appelle creux ou hauteur « H », la dénivellation maximale entre une crête et un creux successif, longueur d'onde « L » la distance qui sépare deux crêtes successives, la cambrure le rapport « H/L ». La période « T » de la houle est le temps qui sépare le passage de deux crêtes successives en un point fixe. La vitesse moyenne de propagation des crêtes, c'est à dire « L/T », est appelée célérité, « d » désigne la profondeur.

H : amplitude, T : période, L : longueur d'onde, d : profondeur

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \text{ Fréquence angulaire ; } \omega = \frac{2\pi}{T} \text{ Nombre d'onde}$$

## 5.2. Générateurs et évolution de la houle :

### 5.2.1. Le vent :

Les vagues grandissent selon le fetch, la vitesse et la durée du vent. Elles continuent de grandir tant que sa célérité d'onde ne dépasse pas celle du vent. Dans le cas contraire, elle déferle au large en « mouton » (*Wright J Et Al, 1999*). Lorsque les vagues sont en formation et observées dans la zone de génération par le vent elles correspondent à "la mer de vent" : elles présentent un fort étalement directionnel, leurs hauteurs sont souvent irrégulières et leurs périodes comprises entre 2 et 8 s. Après leur formation, les vagues sont amenées à quitter la zone de génération et à se propager : elles présentent alors un aspect plus ordonné et leurs crêtes tendent à être parallèles entre elles et leurs périodes caractéristiques sont de l'ordre de 9 à 25 s. Ces vagues, nommées "houle océanique", peuvent traverser les océans.

La houle crée sous l'action du vent sur la surface de la mer formant des ondulations qui se propagent du large (du point de leur formation) vers les côtes et cela sous différents aspects causés par des déformations résultant de la variation des profondeurs, les courants marins ainsi que les différentes directions du vent.

La houle subit des déformations en fur et à mesure de sa propagation dont certains sont relatifs à des phénomènes physiques entrants en jeu :

- **Shoaling** : Désigne la modification des caractéristiques de la houle du fait de la seule variation de la profondeur, indépendamment des changements de direction qu'elle pourrait subir.
- **Réfraction de la houle** : Lorsque la houle cylindrique se propage par des profondeurs variables, sa longueur d'onde, son amplitude et sa direction subissent des modifications, alors que sa période reste constante ; c'est le phénomène de réfraction.
- **Diffraction** : Le passage de la houle à travers une passe ou à proximité d'une digue unique entraîne la rotation des crêtes et une réduction de l'amplitude par diffraction ; d'une façon générale l'amplitude des vagues décroît au fur et à mesure qu'on s'éloigne des musoirs et des digues, dans l'ombre géométrique de la houle incidente. La longueur d'onde et la période ne sont pas modifiées par la diffraction (*Chapon, 1971*).
- **Réflexion de la houle** : Lorsque la houle atteint une paroi verticale, elle se réfléchit en formant un système d'ondes stationnaires appelé « clapotis » ; l'amplitude de ces ondes est sensiblement le double de celle de la houle incidente, leur longueur d'onde et leur période restent celles de la houle incidente. (*Chapon, 1971*).
- **Déferlement de la houle** : Lorsque la houle atteint une côte inclinée, la cambrure des lames augmente jusqu'au déferlement qui se traduit par un effondrement de la vague avec formation d'un bouillonnement (écume) sur la face antérieure ; sur un fond à faible pente, les lames déferlantes progressent sans perdre beaucoup de leur symétrie, en produisant vers la crête un point anguleux de l'ordre de 120° qui dépasse le niveau de repos des  $\frac{3}{4}$  de l'amplitude. (*Chapon, 1971*).

### 5.3. Mécanismes modificateurs de la houle :

#### 5.3.1. Frottement sur le fond :

L'effet de la friction au fond est plus complexe car il dépend de la nature du fond, généralement variable et dont la topographie à l'échelle de quelques mètres est façonnée par l'action des vagues. Le frottement au fond affecte les vagues seulement lorsqu'elles sont en eau suffisamment peu profonde (dès que la vitesse n'est pas nulle au fond). Cela implique que le frottement agit de façon préférentielle sur les basses fréquences du spectre d'énergie (*Brière, 2005*).

### 5.4. Les impacts des phénomènes hydrodynamiques sur la côte :

Le risque implique l'exposition des populations humaines et de leurs infrastructures à un événement catastrophique. On parle des risques côtiers, quand cette exposition d'enjeux à l'aléa est associée à la zone côtière. Le risque est dit majeur lorsque les dégâts qu'il occasionne et le nombre de victimes est importants.

#### 5.4.1. Tempête/ Tsunamis :

Les tempêtes c'est des perturbations atmosphériques importantes sur terre ou sur mer, caractérisée essentiellement par un vent violent (souvent accompagné de précipitations) et, en mer ou sur un lac, par de fortes vagues. (*Ifremer, 2013*)

De l'autre part les tsunamis sont des ondes océaniques superficielles engendrées par un choc tellurique, comme un séisme, une éruption sous-marine, un glissement. (Se propageant très rapidement 800 km/h avec une faible amplitude 1 m, il n'est pas ressenti par les bateaux. En abordant les côtes, la vitesse diminue et la hauteur augmente parfois jusqu'à 20 m). (*La Rousse, 2015*)

### 5.4.2. Submersion :

La submersion marine désigne une inondation temporaire de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques extrêmes. (*Dreal, Nord - Pas-de-Calais Picardie Direction Régionale de l'Environnement de l'Aménagement et du Logement, 2013*).

## 5.5. Phénomènes hydrodynamiques à l'intérieur du port :

### 5.5.1. Résonance & seiche :

Un port peut être considéré comme une masse d'eau enfermée qui possède une forme et un volume propres et qui constitue un système oscillant possédant une période naturelle d'oscillation. Cette période et ses harmoniques constituent les modes d'oscillation du système. Si la masse d'eau est soumise à l'incidence d'une onde dont la période correspond à l'une de ces périodes caractéristiques, le système entre en résonance et l'amplitude de l'oscillation ne cesse de croître jusqu'à ce que les mécanismes hydrodynamiques de dissipation établissent un équilibre. Dans la réalité le couplage entre l'oscillation dans le port et l'oscillation du plan d'eau extérieur est de courte durée. Le phénomène de résonance donne lieu à des oscillations de plus ou moins grande amplitude qui excèdent rarement le mètre. Les plus gros dysfonctionnements sont dus aux courants puissants et alternatifs générés par l'onde stationnaire, qui soumettent les embarcations à un mouvement de va et vient provoquant l'usure rapide voire la cassure des amarres.

Les périodes de résonance propre de mise en résonance d'un bassin fermé peuvent être calculées à l'aide d'une formule du S.P.M. (*Shore Protection Manual*) :

$$T_n = \frac{2l_\beta}{n\sqrt{gd}}$$

$T_n$  : période propre de résonance du bassin,       $g$  : accélération de la pesanteur (9.81 m.s<sup>2</sup>),

$l_\beta$  : longueur du bassin,       $d$  : profondeur du bassin.

$n$  : nombre de nœud,

Les calculs des périodes de résonance propre à la darse pétrolière ont été effectués dans le sens longitudinal avec et sans la prise en compte du largeur du chenal car ce dernier peut former de par sa masse d'eau une « fermeture » de la darse, c'est un « bassin ouvert ». (*BCOEM France 2005*)

### 5.5.2. Agitation portuaire :

L'embouchure d'un port est généralement dimensionnée pour protéger le bassin contre les vagues courtes gravitaires générées par le vent et dont la période est comprise entre 5 et 25 s. Cependant, beaucoup de ports font face à des problèmes d'agitation du plan d'eau provoqués par les ondes longues ayant des périodes égales à 30 s. Dans la plupart des cas, un port est une étendue d'eau semi-fermée située sur la côte et donc un système oscillant. Lorsque le forçage incident est suffisamment énergétique et que sa période est voisine de l'une des périodes propres du bassin, une onde stationnaire, associée à des oscillations verticales et des courants importants, se développe, on parle alors de seiche côtière (*Rabinovich, 2009*).

**Partie (B) Présentation et description de différent types d'ouvrage portuaire****Généralités :**

Ces installations sont onéreuses. Aussi est-il impératif de les exploiter efficacement, en évitant de céder à la tentation, trop souvent constatée dans certains pays, de créer de nouveaux ouvrages quand les anciens sont congestionnés.

Ce faisant, on en arrive souvent à transférer les mauvaises habitudes d'exploitation sur les nouveaux ouvrages. Il est impératif que tout cadre d'exploitation soit sensibilisé au coût économique élevé pour le pays d'avoir des ouvrages portuaires mal exploités, sous utilisés, mal entretenus.

Soulignons cependant que le temps nécessaire à la conception, étude, construction et mise en œuvre d'un aménagement portuaire important - que l'on appelle « temps de maturation du projet » est de plusieurs années, parfois 10 à 15 ans pour de grands programmes.

Les aménagements portuaires comprennent, selon une distinction traditionnelle :

- Les ouvrages extérieurs : chenal d'accès, digues de protection contre la houle et avant-port ;
- Les ouvrages intérieurs : bassins, écluses, postes d'opération des navires, voies de desserte terrestre, ponts mobiles, etc...

**1. Les composantes essentielles d'un ouvrage portuaire :****1.1. Ouvrages extérieurs :****1.1.1. Le chenal d'accès :**

Le chenal d'accès à un tracé rectiligne ou est constitué par une succession de parties droites faisant entre elles un angle n'excédant pas une trentaine de degrés.

Sa largeur est de l'ordre de grandeur de la longueur du plus grand navire (ou de 6 à 9 fois la largeur maximale du navire) qui doit être reçu au port, cette valeur étant impérative si le tracé du chenal est traversier par rapport au vent ou au courant.

Pour éviter tout risque de heurt du navire contre le fond (par suite des mouvements qui lui sont imposés par la houle – lesquels font varier son tirant d'eau par rapport celui constaté en eau calme) la profondeur est de 10 à 15 % supérieure au tirant d'eau du plus grand navire. Dans les ports où l'amplitude des marées est forte, la profondeur du chenal d'accès devrait être calculée à marée basse.

**1.1.2. L'avant-port :**

Il doit permettre au navire de s'arrêter en attendant l'assistance de remorqueurs pour gagner son poste d'opération : pour que le navire puisse s'arrêter et manœuvrer – et notamment « éviter » (c'est-à-dire tourner sur lui-même éventuellement de 180°), le cercle d'évitage qui doit pouvoir être inscrit dans l'avant-port, a un diamètre égal à 2 à 4 fois la longueur du plus grand navire, selon la possibilité d'intervention des remorqueurs.

Il peut exceptionnellement être réduit en deçà si les conditions de manœuvre sont excellentes et si le navire dispose de propulseurs d'étrave. L'agitation dans l'avant-port ne doit pas excéder 1,20 m, et de préférence, être limitée à moins de 1 m.

**1.1.3. Les digues :**

Les digues sont réalisées au moyen de matériaux plus ou moins grossiers, arrangés globalement sous la forme d'un trapèze qui va opposer à la progression de la houle une résistance d'autant plus efficace que le massif sera élevé et peu poreux.

La houle résiduelle ou recrée derrière l'ouvrage sera composée :

- De la houle transmise à travers l'ouvrage ;
- De la houle qui franchira l'ouvrage soit par déversement au-dessus de celui-ci, soit par des paquets de mer jaillissant à plusieurs dizaines de mètres de hauteur et qui, poussés par le vent, retomberont derrière l'ouvrage.
- Les calculs de stabilité de l'ouvrage seront conduits comme ceux d'un ouvrage massif et porteront essentiellement sur la stabilité de l'ouvrage, notamment au renversement, mais aussi sur la stabilité de la fondation.
- Les calculs seront donc conduits de la même manière que ceux relatifs à la stabilité des quais, à ceci près que l'action de la houle remplacera celle de la poussée des terres.

Elles protègent l'avant-port contre l'agitation due à la houle et sont conçues pour résister à l'assaut des vagues. Trois types d'ouvrages sont utilisés :

**1.1.3.1. La digue à talus :**

Constituée par un noyau de petits enrochements, recouvert par des couches de blocs de plus grande taille, et du côté mer par une carapace en gros blocs naturels ou artificiels (en béton), capable de résister aux efforts imposés par le déferlement des houles sur le talus. L'ouvrage est couronné par une structure massive en béton, arasée à un niveau assez élevé au-dessus de celui de la mer pour éviter son franchissement par les houles déferlantes.

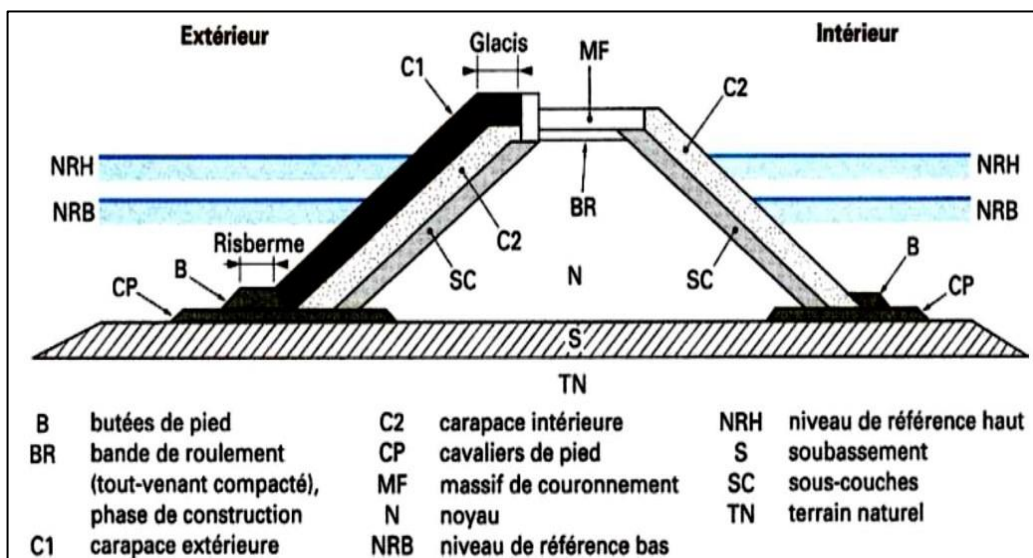


Figure 4: Schéma d'une digue à talus (Bonnefille 1992)

**1.1.3.2. Les digues verticales :**

Elles sont constituées par une muraille de grande hauteur, faite de gros blocs de béton (supérieurs à 100 tonnes) empilés et liaisonnés par des puits verticaux remplis de béton légèrement armé, ou par des caissons de béton armé emplies de béton maigre ou d'enrochements. Cette muraille est fondée sur un massif d'enrochements. Ses dimensions doivent en assurer la stabilité et éviter qu'elle soit franchie par la houle qui, en se réfléchissant sur la paroi, forme un clapotis d'amplitude double.

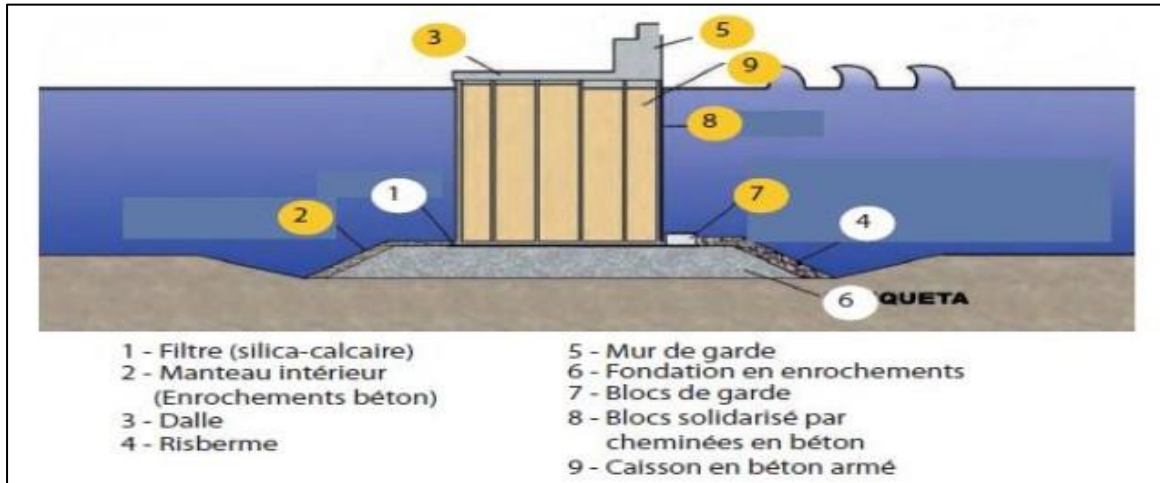


Figure 5: Schéma d'une digue verticale (Xavier Lasserre 2008)

### 1.1.3.3. Les digues mixtes :

Procèdent de l'un et l'autre des types précédents, la muraille et le talus du soubassement devant être déterminés pour résister aux efforts des houles déferlantes. Dès que l'amplitude des houles auxquelles elles sont exposées est forte (plus de 4 m) et que la profondeur est importante (supérieure à 20 m), les digues sont des ouvrages très onéreux : leur coût varie sensiblement comme le carré de leur hauteur.

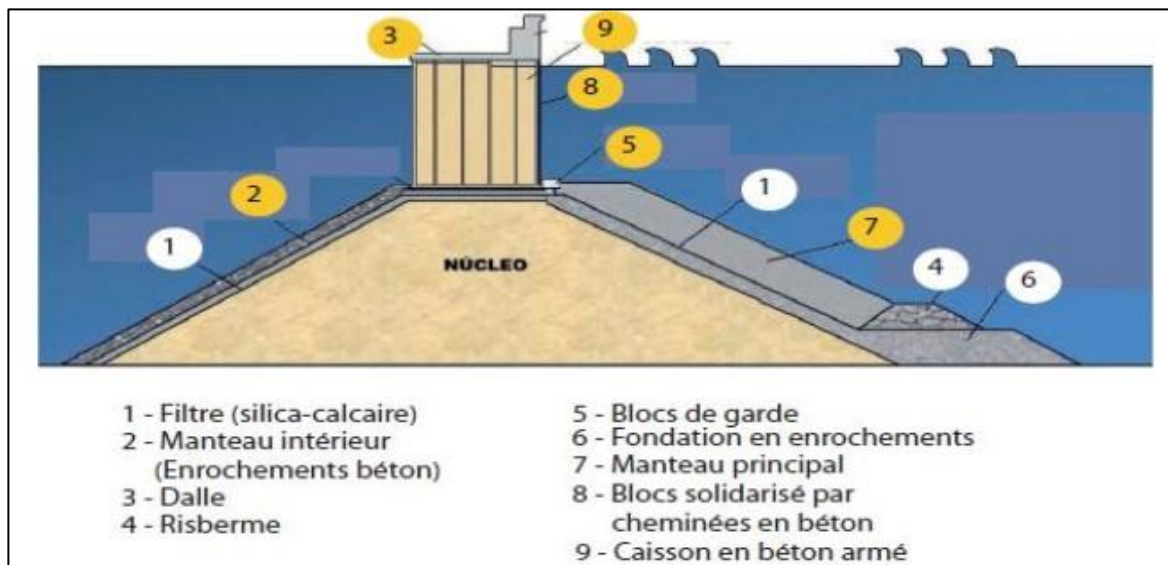


Figure 6: Schéma d'une digue mixte (Xavier Lasserre 2008)

Ces ouvrages sont employés dans des conditions spécifiques, parmi ceux-ci, on peut citer :

- Le mur d'eau fixe.
- Le mur d'eau oscillant.
- Les brise-lames flottants.
- Les ouvrages de pré-déferlement.
- Les tapis d'algues synthétiques.
- Les rideaux de bulles d'air.

## 1.2. Ouvrages intérieurs :

Pendant leurs escales, les navires doivent pouvoir stationner en toute sécurité dans le port, à l'abri de l'agitation de la houle. Ils peuvent être simplement "mouillés" sur leurs ancres ou sur des coffres d'amarrage. S'ils doivent transborder leurs cargaisons, la manutention est faite au moyen de leurs engins de bord ou par des grues flottantes. Les marchandises sont déposées ou enlevées sur des engins également flottants qui assurent la liaison avec les infrastructures terrestres. Ils sont de préférence accostés et amarrés à leur poste d'opération, ce qui permet de prendre ou de déposer les cargaisons directement à terre, sans nécessiter un transbordement par un moyen flottant. Ces ouvrages que n'appellent **Les ouvrages d'accostage et d'amarrage** sont décrits dans divers documents. Les ouvrages français (principalement) font l'objet de deux catalogues : *{le catalogue des quais}* (STCPMVN, 1992) et (STCPMVN, 1981).

### 1.2.1. Les ouvrages d'accostage et d'amarrage sont :

- **Les quais** : Qui outre l'amarrage et l'accostage des navires, assurent une liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port.
- **Les appontements** : Qui sont des ouvrages permettant l'accueil et le stationnement des navires mais n'assurant pas une liaison directe avec les parties terrestres (où se trouvent les installations de stockage des cargaisons). Ils peuvent cependant servir à l'approche ou au dépôt de la marchandise.
- **Les ducs d'Albe** : Qui sont des ouvrages ponctuels permettant l'accostage et/ou l'amarrage des navires. Ils ne disposent pas de plate-forme sur laquelle peuvent être déposées les marchandises ou être installés des engins de manutention, les ducs d'Albe sont aujourd'hui réalisés au moyen de tubes métalliques ou de caissons en palplanches soudées entre elles, battus verticalement dans le sol. Ces ouvrages sont indiqués quand le sol de fondation a des caractéristiques permettant le battage des tubes (sable ou argile). Quand les fonds sont rocheux, les ducs d'Albe sont alors réalisés sous forme d'ouvrage massif (caissons en béton armé).

### 1.2.2. Le canal maritime :

C'est un cours d'eau naturel ou artificiel, il est navigable ou non. Les canaux sont généralement d'eau douce, mais certains canaux tels que le canal de suez, qui ne quittent pas le niveau de la mer, sont salés. Curages, creusement, rectifications et élargissement sont des méthodes utilisées pour que canal soit adapté aux besoins exigés.

### 1.2.3. Les réservoirs :

Les réservoirs sont des lieux naturels ou artificiels de stockage ou de conservation des produits liquides :

- Réservoir des eaux : Bassin hydraulique ;
- Réservoir du gaz ;
- Réservoir du pétrole.

### 1.2.4. L'écluse :

C'est une construction hydraulique sur une voie d'eau, grâce à laquelle on peut obtenir le même niveau d'eau que celui du tronçon en aval ou que celui de l'amont pour permettre aux bateaux de franchir des dénivellations, un ouvrage hydraulique permettant la circulation des navires entre deux plans d'eau de niveaux différents au niveau d'une écluse on trouve :

- Un compartiment appelé le sas
- Deux portes hermétiques mobiles et les vases communicants (figure 7)

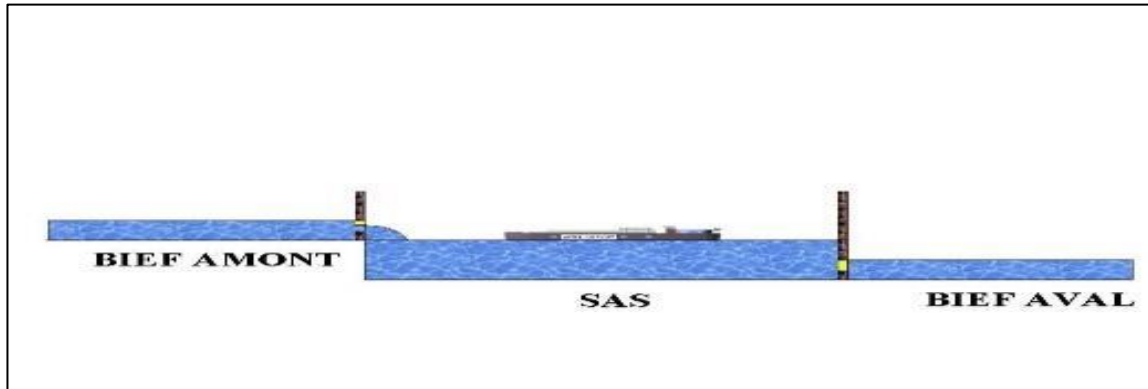


Figure 7 : Schéma d'une écluse

**1.2.5. Bassin de radoub :**

Bassin destiné pour la réparation et l'entretien des Navires ;

- On ne commence les travaux qu'après avoir asséché l'intérieur de la forme ;
- À l'aide de la technique des tins<sup>1</sup> on introduit le navire dans la cale sèche.

**1.2.6. Le chantier naval**

- Le chantier naval : endroit où sont construits, fabriqués et montés les navires et bateaux ;
- La construction navale : processus de production, d'assemblage des différentes parties d'un navire grâce à l'architecture navale.

**2. Type de Quai :**

**2.1. Quai en blocs de béton armé :**

Le mur des quais peut être constitué en bloc de béton, préfabriqués, empilés les uns sur les autres. L'empilage peut s'effectuer aussi par assises imbriquées ou par piles juxtaposées, Ces assises imbriquées permettent d'assurer une meilleure répartition des efforts locaux provenant d'un tassement de la fondation, d'une poussée plus forte, ou de la réaction des amarres.

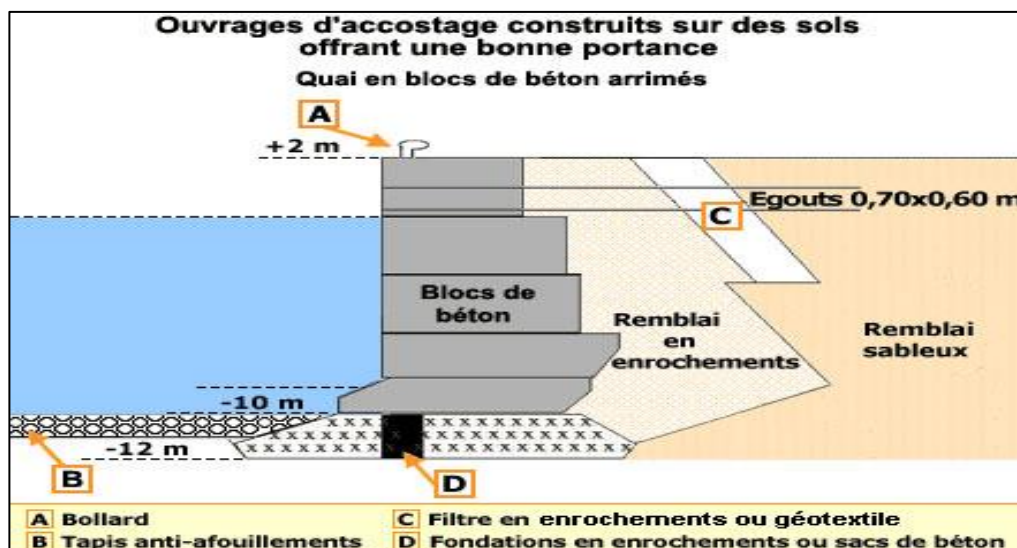


Figure 8: schéma d'un quai en blocs béton arrimes (sol de bonne portance)

<sup>1</sup> Pièces de bois servant à soutenir la quille du navire et pour que cette dernière soit à l'abri du fond bétonné quand l'eau se retire.

**2.2. 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 possède des caractéristiques géotechniques permettant d'offrir une butée au pied du rideau (côté bassin) capable d'équilibrer la poussée du remblai. C'est le cas des sols sableux, de marnes ou d'argiles suffisamment compactes.

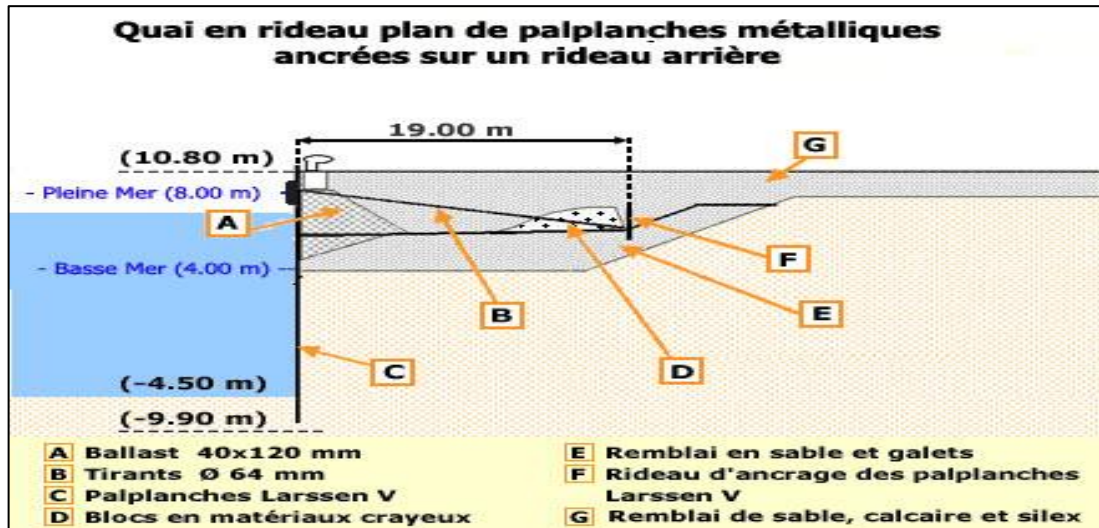


Figure 9: Schéma d'un quai en rideau plan de palplanches métalliques ancrées sur un rideau arrière

**2.3. Ouvrages sur piles ou sur pieux :**

Les quais constitués par une plate-forme en béton armé supportée par des pieux (ou piles) 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.

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.

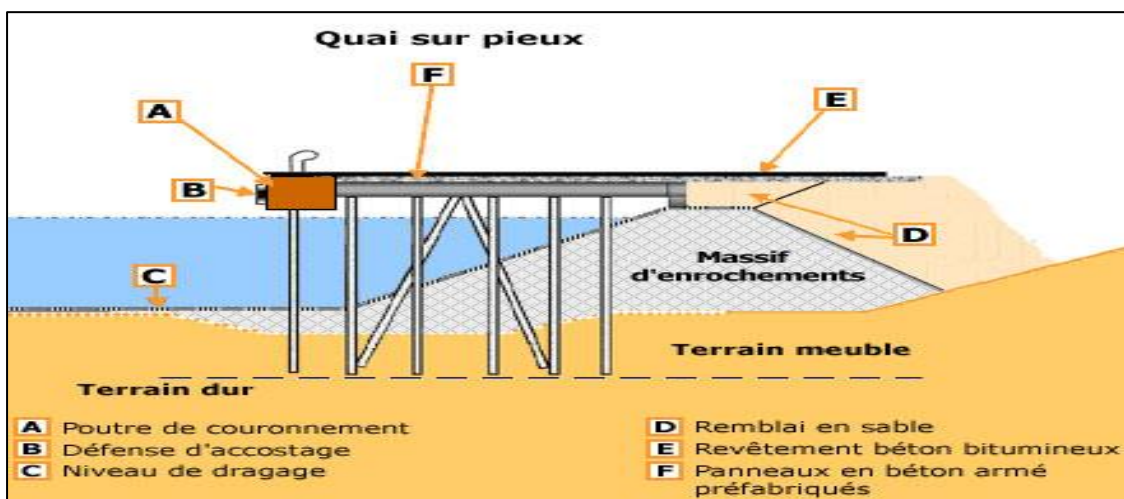


Figure 10 : Schéma d'un quai sur pieux

**3. Les différents types d'efforts agissant sur les ouvrages d'accostages :****3.1. Effort horizontal :****3.1.1. Les efforts d'accostages**

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.

**3.1.2. Les efforts d'amarrages :**

Les amarres sont frappées sur des bollards, bornes ou organeaux fixés sur le quai, auxquels clics imposent des forces qui dépendent :

- De l'action du vent sur la voilure du navire
- De l'action des courants sur la carène
- De 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.

**3.1.3. Les efforts dus au vent sur les engins de lavage et les superstructures :**

Il y'a des ouvrages d'accostages qui peuvent supporter des engins de lavage 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. Les efforts du vent, calculables par les règles Neige et Vent pour une structure et les règles de la Fédération Européenne de la manutention pour les engins mobiles, se réduisent en une réaction horizontale et une réaction verticales vers le haut ou vers le bas due à l'effet portique ; en cas d'appui encastré. L'ordre de grandeur des efforts horizontaux sur portiques ramenés au mètre de quai peut atteindre  $3 \times 10^4 \text{N}$  à  $5 \times 10^4 \text{N}$ .

**3.1.4. Poussée des terres :**

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

- $\phi$  Angle de frottement ;
- $C$  : est la cohésion ;
- $\gamma$  : Poids spécifique du sol au-dessus du niveau de la nappe (souvent voisin de  $1.8 \text{ t/m}^3$ ),
- $\gamma'$  : Poids spécifique du sol déjaugé (souvent voisin de  $1.1 \text{ t/m}^3$ )

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

**3.2. Efforts verticaux :****3.2.1. Poids propre 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.

**3.2.2. Surcharges d'exploitation :**

D'une part son exploitation, l'ouvrage est exposé à une surcharge sur elle-même et sur le terreplein. 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 terre-plein.

Quelques valeurs couramment admises pour les surcharges uniformément réparties sur les surfaces des ouvrages :

- 4 à 6 t/m<sup>2</sup> pour un trafic de marchandises diverses ;
- 6 à 20 t/m<sup>2</sup> pour des trafics pondéreux selon les conditions d'exploitation.

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

**4. Accessoires des ouvrages d'accostage :**

**-Les joints de dilatation :** Quel que soit leur type, les ouvrages exposés à des chocs d'accostage comportent, toujours un couronnement en béton très massif (plus ou moins armé), constitué par une poutre longitudinale coupée de joints de dilatation tous les 25 m environ, sur laquelle sont fixés les organes d'amarrage (bollards) et les défenses d'accostage. (*M. rahmani 2015-2016*)

**-Les bollards :** Sont des pièces d'acier moulé dont la forme permet une bonne fixation des amarres : disposés tous les 25 m le long du front de l'ouvrage, ils sont solidement ancrés dans la poutre du couronnement et doivent pouvoir résister à des tractions de 50 et parfois 100 tonnes, selon la taille du navire et les actions externes. (*M. rahmani 2015-2016*)

**-Défense d'accostage :** Afin d'absorber l'énergie cinétique du navire lors de l'accostage et réduire les efforts imposés à la coque et à l'infrastructure, on équipe les ouvrages de défenses d'accostage capable d'absorber des énergies qui sont fonction de la masse du navire et de sa vitesse de dérive au moment de l'accostage (100 t pour un navire de 50.000 Tonnes dérivant à 20 cm/s). (*M. rahmani 2015-2016*)

**-Des échelles verticales :** Sont prévues pour permettre l'accès aux petites embarcations : elles sont placées dans un logement ménagé sur le front d'accostage, de façon à ne pas faire saillie. (*M. rahmani 2015-2016*)

**-Des caniveaux :** sont ménagés à la partie supérieure de la poutre de couronnement pour amener à proximité du front d'accostage les réseaux d'eau, d'électricité, de vapeur, d'air comprimé, etc., nécessaires aux navires et aux engins de manutention circulant sur les ouvrages; concernant l'eau, on réalise, en général, des réseaux distincts, pour l'avitaillement des navires en eau potable et pour la lutte contre l'incendie: les prises sur lesquelles peuvent être fixées des manches d'incendie sont prévues tous les 50 à 100 m de longueur de quai. (*M. rahmani 2015-2016*)

**5. Exemple de ports maritimes en Algérie :**

**5.1. Port de Bejaia :**

Le port de Bejaia est un port mixte (port pétrolier, commercial et un quai pêcheur). La situation géographique du port de Bejaia offre des commodités exceptionnelles : Il se trouve à quelques minutes seulement d'un aéroport international (5 Km). La gare ferroviaire est localisée dans le même site que le port, ce qui offre, entre autres, des facilités en matière de transfert de marchandises de toute nature vers d'autres destinations. Le port de Bejaia présente 2,8 Km de quai avec une capacité de production 2800 T/an en matière de pêche et 10 985 920 T/an pour le commerce (figure 11).



Figure 11: Port de Bejaia (Arc Map, Base Map 2022)

**5.2. Nouveau Port de Skikda :**

Le port pétrolier se trouvant à l'est de la ville de Skikda Le port El Djedid (nouveau port) est abrité à l'Ouest par le port mixte (Ancien port), à l'Est par le mont de Filfila et au sud par la zone industrielle de Skikda, se situe entre la longitude Est : 07°47'03'' et Latitude Nord : 36°54'11'', l'accès maritime se caractérise par une passe d'entrée de 250m de largeur et 18 m de profondeur. Ce port dispos d'un bassin de 61ha, une profondeur moyenne de 13,00 m et d'un cercle d'évitage de 550 m. il comprend sept quais et 24 000 mètres carrés d'espace de stockage (Figure 12).

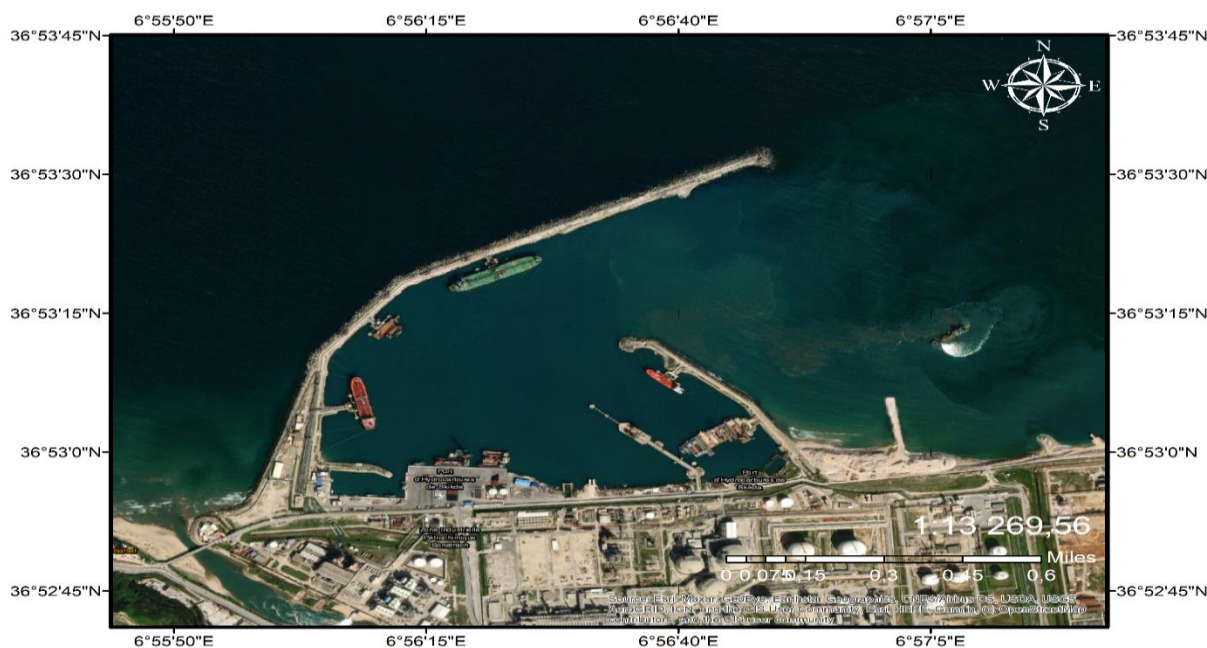


Figure 12 : Port de Skikda (Arc Map, Base Map 2022)

### 5.3. Port de sidi Fredj :

Le port de Sidi Fredj est le seul port de plaisance en Algérie, il a été construit en 1974.

Il est composé de :

- Une jetée principale de 230 ml ;
- Une jetée secondaire de 215 ml ;
- Un quai et un appontement de 777 ml ;
- Une capacité de 400 plaisanciers, (figure 13)



Figure 13: Port de Sidi Fredj (Arc Map, Base Map 2022)

#### 5.4. Port de Djen-Djen (Jijel) :

Le port de Djen-Djen se trouvant dans la wilaya de Jijel, ville touristique par excellence, est un site vierge situé à 350 km d'Alger, à 150 km de Constantine et à 50 km de la première zone franche d'Algérie « BELLARA ». Tous les postes à quai sont reliés au réseau national de chemin de fer, offrant ainsi une capacité de transit de 8 000 000 tonnes/an, sans oublier que la zone franche est reliée directement par rail au port. La réalisation du port de Djen-Djen, engagée en 1986, a permis de doter le pays en juin 1991, d'une infrastructure d'envergure internationale. Cependant, ce port a été livré sans les superstructures et les équipements portuaires de base indispensables à son exploitation et sa rentabilité (figure 14).



Figure 14: Port de Djen-Djen Jijel (Arc Map, Base Map 2022)

#### CONCLUSION :

L'évolution des navires et des trafics oblige constamment les ports maritimes à adapter leurs aménagements et leurs équipements de façon et les prendre en charge, et ceci par la réalisation d'infrastructure de dimension beaucoup plus importante et une très haute spécialisation des équipements portuaires.

Travailler sur un chantier maritime est spécifique pour plusieurs raisons. Leur spécificité est principalement liée à la diversité des types structuraux. La réalisation de ces ouvrages est alors soumise à des contraintes de mise en œuvre spécifiques, et ils sont exposés à un environnement qui intègre typiquement des facteurs favorisant la détérioration du béton et de l'acier qui peuvent y être contenus. Par conséquent, le diagnostic doit être en mesure de l'intégralité dans le paysage et découvrir la cause et la source des dommages observés et de les traiter pour éviter d'autres dommages.

Enfin, en Algérie il y a une absence au niveau des ports de plaisance à une exception près, le port de Sidi Fredj, mais il n'est pas adapté aux dimensions réelles d'un port de plaisance.

# **Chapitre II : Interaction sol-pieux**

## Chapitre II : Interaction sol-pieux

### Partie(A) : Généralité sur les pieux

#### Introduction :

Le contact entre le sol et l'élément structural, le pieu, joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage, ainsi l'interface sol-structure est le siège d'une importante localisation de la déformation, joue le rôle d'une discontinuité cinématique caractérisée par des gradients de déformations très élevés. Dans la plupart des projets de construction, que ce soit en structure, en hydraulique ou en génie maritime, on utilise le sol soit comme matériau, soit comme assise porteuse. Les spécialistes des divers secteurs d'activité du génie civil utilisent donc des théories et des techniques développées en géotechnique.

Les fondations superficielles et profondes sont des ouvrages géotechniques fréquemment rencontrés dans les projets de construction. Il existe une diversité de configurations en fonction de la nature du sol et de la structure, mais il ne sera exposé que les configurations traditionnelles souvent rencontrées dans les chantiers. Pour le calcul, les deux types de fondations (profondes et superficielles) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation.

#### 1. Les fondations :

C'est la capacité de support du sol naturel qui oriente le choix du type de fondations. Lorsque celle-ci est suffisante, il est avantageux et économique d'opter pour des fondations superficielles telles que les semelles et les radiers. Ces éléments de fondation permettent de répartir la charge afin que la pression appliquée soit (Bouafia, 2018).

Inférieure à la capacité portante du sol. Par contre, quand la faiblesse du sol commanderait l'usage de fondations superficielles démesurées ou impossibles à construire, il est préférable de choisir des fondations profondes, c'est-à-dire des pieux. Quel qu'en soit le type, les pieux reportent la charge en profondeur jusqu'à un sol de meilleure capacité portante ou même jusqu'au roc. On définit communément trois types de fondations :

- Les fondations superficielles si l'élançement vertical :  $D/B < 4$
- Les fondations semi-profondes :  $4 \geq D/B \geq 10$
- Les fondations profondes :  $D/B > 10$ .

Avec :  $D$  : est la profondeur d'enfoncement de la fondation dans le sol (ou la fiche) et  $B$  : est le diamètre.

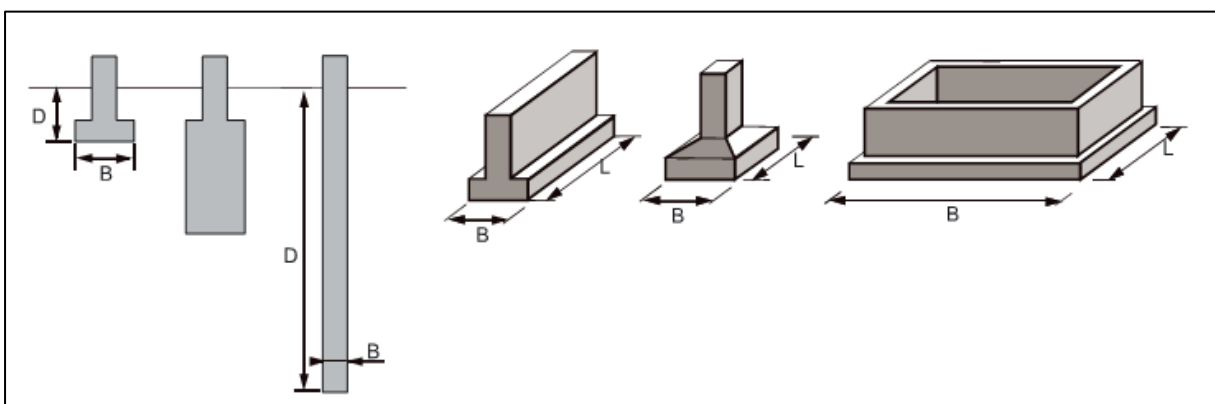


Figure 15: schéma des différents types de fondations -  $D$  hauteur d'encastrement.

## 2. Les pieux

### 2.1. Définition :

Un pieu est une fondation élancée qui 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. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes (figure 16) . [C.Plumelle 2004-2005]

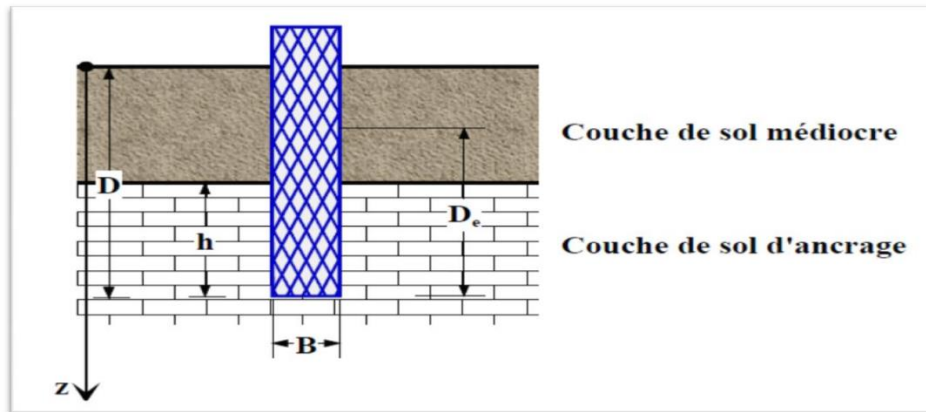


Figure 16: Schéma Défini la hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique  $D_e$ .

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple)

Les 3 parties principales d'un pieu sont la **tête**, la **pointe**, et le **fût** compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage  $h$  est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes. D'un point de vue mécanique on distingue la longueur  $D$  du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique  $D_e$ . Cette valeur de  $D_e$  tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu (Figure 21). On considère qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif  $D_e/B$  est supérieure à 5. (*Fascicule 62 titre V*).

### 2.2. Les tirants d'ancrage :

Ils sont nécessaires lorsque certains efforts horizontaux, comme les efforts d'amarrage ou la poussée des terres sur un rideau, ne peuvent être repris en totalité par des pieux inclinés ou lorsque cette technique n'est pas utilisée. Ils permettent ainsi de distinguer la fonction mécanique de chaque composant du quai et d'en faciliter les ré-analyses futures en cas de désordres.

### 3. Le rôle des pieux et domaine d'application :

Ils sont utilisés pour résister la transmet des charges de la structure au sol de trois façons différentes (*Fascicule 62 titre V*) :

- ♣ Des efforts verticaux (charges permanentes comme le poids des éléments porteurs et non porteurs, les charges d'exploitation, la neige, ...)
- ♣ Des efforts horizontaux ou latéraux (comme par exemple les poussées des terres ou de l'eau ou l'action du vent sur la structure, ...)
- ♣ Des efforts de traction : ils ont alors un rôle d'ancrage (fondations de pylônes).

Les pieux sont destinés à la réalisation de fondation profondes (figure 24) pour les Bâtiment (a), Construction industrielle (b), Ouvrages d’art (c), Stabilisation de talus (d), Infrastructures hydrauliques (e), Ouvrages élancés (f), Protection contre le soulèvement (g), Reprise en sous-œuvre (h) où tout autre structure nécessitants ce type de fondation.

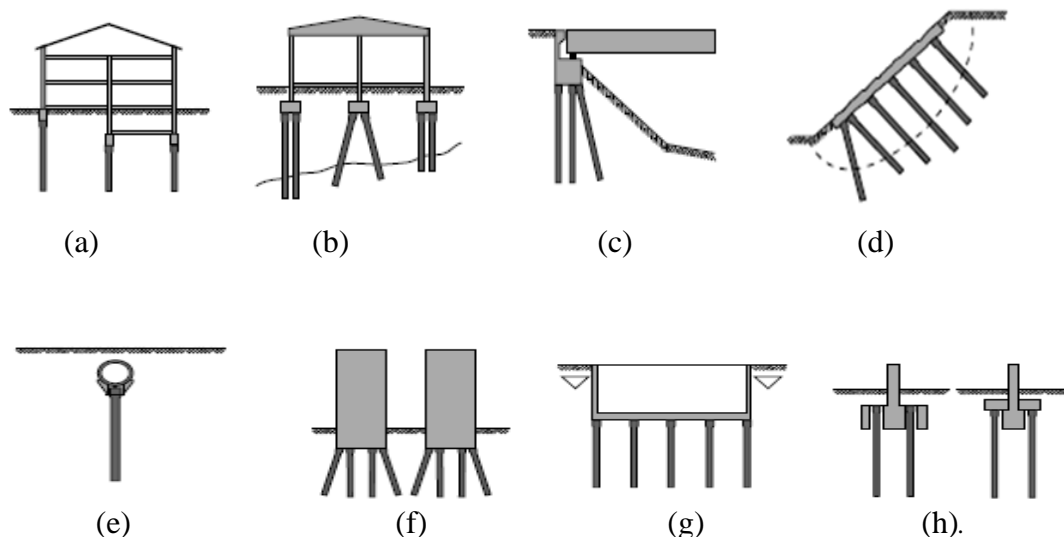


Figure 17: Schéma des types d'ouvrages sur les pieux

**4. Classification des pieux :**

Les pieux peuvent être classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt. Ces paramètres sont regroupés dans le tableau 1, adapté du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF 2006).

Tableau 1: Classification des pieux (Adapté de MCIF 2006)

Classification selon	Type de pieu
<b>Mode d'installation</b>	battu, foré, tube, vissé, moulé
<b>Nature de matériau</b>	acier, béton, bois, béton précontraint, matériau composite
<b>Géométrie et forme</b>	vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incliné
<b>Rigidité</b>	long (flexible), court (rigide)
<b>Type de structures</b>	tour, machinerie, bâtiment
<b>Déplacement du sol</b>	subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement
<b>Mode de fonctionnement</b>	friction, pointe

Le dimensionnement et le type de pieu sont déterminés selon la nature du sol. Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu.

**4.1. Comment déterminés le type de pieu :**

**4.1.1. La nature du sol et ces paramètres :**

Les pieux sont généralement dimensionnés soit sur la base de méthodes empiriques, soit sur la base d'essais in situ. Les deux principaux paramètres du sol pour le calcul de pieux sont la cohésion ( $C$ ) et l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ). De plus, dans le cas des charges latérales la valeur du module de réaction du sol  $E_s$  est nécessaire pour le dimensionnement des pieux (Bowles, 1977 ; Frank, 1995).

**4.1.2. Facteurs influençant les paramètres  $C$  et  $\phi$  :**

**Sols pulvérulents ( $C = 0, \phi \neq 0$ )** La valeur de l'angle de frottement dépend principalement de :

- ✓ La compacité du sol (l'indice des vides ( $e$ )) ;
- ✓ La distribution granulométrique ( $C_c$  et  $C_u$ ) ;
- ✓ L'angularité des particules ;
- ✓ La rugosité de la surface des particules ;
- ✓ La présence de l'eau.

Tableau 2: L'effet de ces facteurs sur l'angle ( $\phi$ )

Factures	Angle ( $\Phi$ )
$e$ (indice des vides) augmente	Diminue
$C_u$ augmente (granulométrie étalée)	Augmente
La forme plus angulaire des particules	Supérieur
La rugosité de la surface prononcée	Important
Présence de l'eau	Diminue légèrement

Il est à noter qu'en présence d'un bon drainage à l'état de rupture, l'angle devient l'angle de frottement effectif (*Holtz et Kovacs, 1991*).

**Sols cohérents :**

Les paramètres  $C$  et  $\phi$  sont influencés par les conditions de drainage et par la teneur en eau. Quand le sol est saturé, c'est souvent le cas dans les sols cohérents, l'eau empêche les particules de sol de se serrer. À l'état de rupture, la résistance de cisaillement est constante et égale à la résistance de cisaillement non drainé  $C_u$ . C'est l'approche de calcul contraintes totales.

Lorsque le drainage est envisageable et que les contraintes de cisaillement sont reprises uniquement par les particules de sol ; la cohésion  $C$  devient la cohésion effective  $C'$  et l'angle devient l'angle de frottement effectif  $\phi'$ . C'est l'approche de calcul en contraintes effectives. Cette approche est utilisée pour le calcul de la stabilité des fondations, des remblais et des talus.

Une augmentation de la teneur en eau du sol diminue les forces de cohésion. Dans les sols compactés la cohésion  $C$  est plus importante, alors que la cohésion effective  $c'$  est presque nulle dans les sols normalement consolidés (*Holtz et Kovacs, 1991*).

**4.1.3. Coefficient des terres au repos :**

Le coefficient des terres au repos est un paramètre important pour calculer la contrainte horizontale agissant sur le fût de pieu pour les sols expansifs (*Kassif et Baker, 1969*). Le coefficient ( $K_0$ ) dépend de l'histoire géologique du sol (*Brooker et Ireland, 1965*) et est en fonction de  $\phi'$  tel qu'exprimé par l'équation (*Jaky, 1948*).  **$K_0 = 1 - \sin(\phi')$**

Tableau 3: Valeurs de pression des terres au repos

Sable	$K_0 = 0.5$
Argile	$K_0 = 0.7$
Argile très molle, vase	$K_0 = 1$
Roche à très grande profondeur (tunnels profonds)	$K_0 \geq 1$

**4.1.4. Contrainte résiduelle :**

La dissipation de l'excès de pressions interstitielles (reconsolidation) génère une charge, contrainte résiduelle, par des frottements négatifs dans la partie supérieure du pieu. Ces frottements seront mobilisés par les frottements positifs dans la partie inférieure d'une part et

par la résistance en pointe du pieu d'autre part. Pour les pieux battus, la contrainte résiduelle provient des déformations provoquées dans le sol lors de battage. La contrainte résiduelle continue à augmenter même après la dissipation des pressions interstitielles (*Fellenius, 2006*).

Tableau 4: Choix du type de pieux selon la nature du sol

Nature du sol	Type de pieux	Références
Sol pulvérulent lâche	Pieu conique pour augmenter le frottement latéral	<i>Hannigan et al., 1998</i>
Dépôt d'argile molle profonde	Pieu en béton à surface rugueuse pour augmenter l'adhésion et la vitesse de dissipation de pression interstitielle	<i>Rannigan et al., 1998</i>
Sable lâche profond ou moyen dense	Section métallique type H-Pieu	Tomlinson, 1987
Dépôt de gros gravier	Pieu en béton précontraint dans le cas d'un battage prévu difficile. Section métallique type H-P et tubulaire à base ouverte sont utilisés mais souvent avec des longueurs plus longues	<i>Hannigan et al., 1998</i>

## 5. Type de pieu selon la nature de matériau :

### 5.1. Le pieu en bois :

Le bois employés est : le chêne blanc ou noir, le hêtre, le châtaignier, l'orme, l'aulne, le sapin maritime, le pin sylvestre, le greenheart, le teck. Les pieux en bois battus dans le sol sont surtout utilisés comme pieux à frottement, mais à cause de leur résistance structurale limitée, il est préférable de les utiliser en groupe relativement serré.

### 5.2. Le pieu en béton armé :

Les pieux préfabriqués en béton armé sont de section carrée, pentagonale, hexagonale, octogonale, circulaire ou annulaire. Ces pieux comportent des armatures longitudinales et transversales, déterminées essentiellement pour supporter les efforts de décollage, de levage et de mise en fiche.

### 5.3. Pieux en béton précontraint :

Ils ont une plus grande résistance au battage ; il n'y a pas d'éclatement du béton ; le bardage est simplifié car l'élagage peut se faire en un point seulement.

### 5.4. Pieux en béton coulés en place :

C'est un type de pieux très utilisé actuellement. Le principe consiste à réaliser dans le sous-sol une cavité ayant la section demandée et la profondeur nécessaire, et à la remplir de béton. La méthode employée pour obtenir ce résultat caractérise les différents types de pieux coulés en place.

### 5.5. Pieux métalliques :

C'est à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle, qui connut le démarrage de la construction en charpente métallique, que l'on commença à employer les pieux métalliques. À cette époque, on utilisait même des tubes avec sabots en fonte assemblés. On emploie actuellement des pieux métalliques en acier, de section pleine (I, H, profilés divers, forme de tube) ou creuse (tubes circulaires ou octogonaux, caissons composés de palplanches ou de profils divers).

## 6. Mode d'installation du pieu :

On distingue généralement deux modes d'installation : refoulement ou non refoulement du sol.

**6.1. Fondations refoulant le sol lors de la mise en place :**

Une large panoplie de pieux est mise en place par refoulement du sol. Les pieux peuvent être en bois, métal ou béton. Ils ne sont classés dans cette catégorie que si leur base est obturée, sinon ils font partie des pieux particuliers. Leurs sections sont de différentes formes. Les pieux en béton sont armés ou non, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, ou composés d'éléments tubulaires en béton légèrement armé assemblés par précontrainte. La mise en place peut être réalisée par battage, vérinage et/ou vibrage, vissage ou lançage, voire havage du pieu ou d'un élément (fermé ou non) servant de moule et récupéré après bétonnage. Les principaux types des pieux actuels dans ce groupe sont les suivants :

**6.1.1. Installation par battage****✓ Le principe de battage**

Le principe de battage d'un pieu est d'enfoncer le pieu dans le sol en laissant tomber une masse lourde (mouton) à son extrémité supérieure (en tête) par l'intermédiaire d'un casque. Il pose deux problèmes très distincts : d'une part, la tenue et le guidage du pieu ; d'autre part, la mise en œuvre d'une énergie de battage.

**✓ Les pieux battus**

Ils sont installés graduellement par séries de coups de battage réguliers donnés par un mouton ou batteur du type hydraulique (60 coups/min) ou Diesel (40-55 coups/min). Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place.

- Le pieu façonné à l'avance s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé ou précontrainte.
- Le pieu tube battu exécutés en place s'agit essentiellement de pieux battus pilonnés (un tube muni) ou de pieux battus moulés (un tube fermé).

**6.1.2. Installation par fonçage (ou vibrofonçage) :****✓ Le principe de fonçage :**

Le principe essentiel des techniques de vibration est de diminuer les frottements internes des sols non cohérents ; cela a pour effet de réduire les frottements latéraux des éléments foncés. Le vibrofonçage est devenu une technique plus adaptée aux travaux en site sensible, notamment en ville car elle produit moins de bruit que le battage. Les vibrateurs ou vibrofonçeurs sont des engins qui provoquent une vibration énergétique aux éléments à foncer ou à arracher, auxquels ils sont rigidement solidarifiés.

**✓ Les pieux foncés :**

Ils sont installés par des vibrations forcées pour enfoncer ou arracher dans le sol, ce qui facilite sa pénétration/extraction des pieux. Ce sont des pieux façonnés (figure 18).

**6.1.3. Installation par vissage :****✓ Le principe de vissage**

Le principe consiste à faire pénétrer un pieu dans le sol par rotation et fonçage, l'outil est en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée et muni d'un bouchon. Ce procédé est rapide, le chantier reste propre et il est exécuté sans extraction de terre et sans vibration ; mais son diamètre est limité (42 à 61 cm) et sa profondeur aussi (22 m) (figure 18).

**✓ Les pieux vissés moulés :**

Ils sont installés dans les sols cohérents par vissage préalable (figure 18).

Exemple d'opération de battage



exemple d'opération de vibrofonçage



exemple d'opération de vissage



Figure 18: exemple d'opération de battage, fonçage et vissage

## 6.2. Fondations ne refoulant pas le sol à la mise en place :

Les pieux et barrettes non refoulant sont mis en place dans un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé peut nécessiter un soutènement des parois, lorsque les sols ne sont pas suffisamment cohérents et situés sous la nappe phréatique. On utilise une boue de forage bentonitique ou composée de polymères, ou une tarière creuse permettant l'injection du béton simultanément à l'extraction de terrain. Les pieux de petit diamètre, constitués d'une âme métallique, scellés au terrain par un mortier gravitaire ou sous pression, sont dénommés micropieux et clous. Les principaux types des pieux actuels dans ce mode d'installation sont les installations par forage.

Les pieux forés, aussi appelés pieux-caissons, présentent une forte capacité de support, surtout à cause de leur grande dimension (jusqu'à 3 mètres de diamètre) et de la possibilité d'une emboîture dans le roc.

- **Le principe de forage**

Pour fabriquer un pieu foré, on creuse d'abord l'excavation dans laquelle sera coulé le béton constituant le fût du pieu, en se servant d'une tarière ou d'un godet. Si c'est nécessaire, on soutient les parois de l'excavation avec une boue de bentonite ou on enfonce par battage ou rotation un caisson métallique, que l'on vide ensuite jusqu'au niveau désiré. Si on doit pratiquer une emboîture dans le roc, on le fait à l'aide d'un Trépan, puis on nettoie les parois pour assurer l'adhérence entre le roc et le béton. Si une cage d'armature est requise, on la descend au centre de l'excavation, puis on procède au bétonnage du pieu. Lorsqu'un caisson temporaire a été utilisé, on le remonte en appliquant un mouvement de servi-rotation, ce qui favorise la consolidation du béton.

- **Les outils de forage**

Les outils de forage sont souvent employés à l'aide de grues sur pneus ou sur chenilles, dont les treuils et câbles sont utilisés pour actionner les soupapes. Ils peuvent être la tarière, la benne rotative et le carottier dans les sols mous (peu cohérent) et le grappin (hammergrab) dans les sols cohérent et le trépan dans les sols durs. Le choix des outils permettant de : l'ancrage dans le substratum et le nettoyage du fond de trou.

- **Les pieux forés**

Ils exécutés en place et coulés en béton armé dans les forages réalisés qui sont exécutés avec extraction du sol. On peut distinguer les pieux forés suivant la technique employée :

- Foré simple, Foré tubé, Foré boue, Tarière creuse et Injecté haute pression.

## Partie (B) : Efforts agissants sur les pieux (Axiales et Latérales)

### 1. Capacité axiale :

Dans cette partie, nous appliquerons les règles fondamentales de conception utilisées dans le domaine des structures. Comme on le fait pour tout autre élément structural, il faut dimensionner les fondations de manière qu'elles puissent résister sans rupture aux charges prévues par les calculs, tout en limitant les risques de déformation ou de tassement. Le sol étant considéré comme le matériau porteur des structures, il est important, lors du dimensionnement des fondations, de tenir compte de la résistance au cisaillement.

La capacité de support des pieux dépend de deux facteurs : la friction latérale entre les parois du pieu et le sol environnant, et la résistance en pointe.

#### 1.1. La résistance en pointe

C'est le facteur qui prédomine quand le pieu s'appuie ou s'encastre dans le roc profond ou dans une couche de sol très dense. Ce mode de fonctionnement est toutefois moins profitable, parce que trop coûteux, quand le roc est très profond.

#### 1.2. La friction latérale entre les parois du pieu et le sol environnant

Dans certains cas, si le pieu a la longueur requise, cette friction peut être suffisante pour dissiper complètement la charge et ainsi maîtriser le tassement ; il n'est alors pas nécessaire d'enfoncer le pieu jusqu'au niveau du roc. Les pieux qui fonctionnent de cette façon sont des pieux à friction ou pieux à frottement.

#### 1.3. L'évaluation de la capacité axiale des pieux

Lors de la conception des fondations sur pieux, plusieurs paramètres doivent être pris en considération. On choisit le type de pieux convenant aux conditions géotechniques du site en tenant compte de la profondeur et de la qualité du roc, de la stratigraphie du sol, des conditions hydrostatiques et des coûts des diverses options de conception. Puis on détermine le nombre de pieux requis, leurs dimensions ainsi que la profondeur d'emboîture s'ils doivent descendre jusqu'au roc. Lorsque les pieux n'atteignent pas le niveau du roc, comme c'est le cas des pieux flottants qui développent leur capacité de support par friction latérale, la longueur est un problème délicat à résoudre. En effet, les propriétés mécaniques du sol varient généralement en fonction de la profondeur, et l'expérience a prouvé que la méthode de mise en place modifie sensiblement les propriétés du sous-sol. C'est pourquoi la conception des pieux est validée lors de l'installation, au moyen d'essais normalisés. On en établit la longueur finale lorsqu'on constate le refus d'enfoncement, si on effectue un essai de chargement dynamique, ou selon le tassement observé pendant un essai de chargement statique.

Comme nous l'expliquions au début du chapitre, les pieux développent leur capacité axiale totale de support ( $Q_{ult}$ ) par la résistance en pointe ( $Q_p$ ) et la résistance latérale totale ( $Q_s$ ) et on considère que le poids des pieux ( $W$ ) est négligeable :

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

La charge verticale limite  $Q_{ult}$  (ou capacité portante verticale) d'un pieu résulte de la mobilisation d'une pression verticale limite  $q_l$  en pointe, et des contraintes de frottement latéral limite  $q_s(z)$  le long du fût du pieu, comme le schématise la figure 19 :

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s = Aq_l + P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec :

**A** : l'aire de la section droite de la pointe du pieu. ( $m^2$ )

$q_l$  : Résistance en pointe. ( $N/m^2$ )

**P** : périmètre du fût. (m)

$q_s$  : Contrainte limite de frottement latéral. ( $N/m^2$ )

**D** : Fiche du pieu

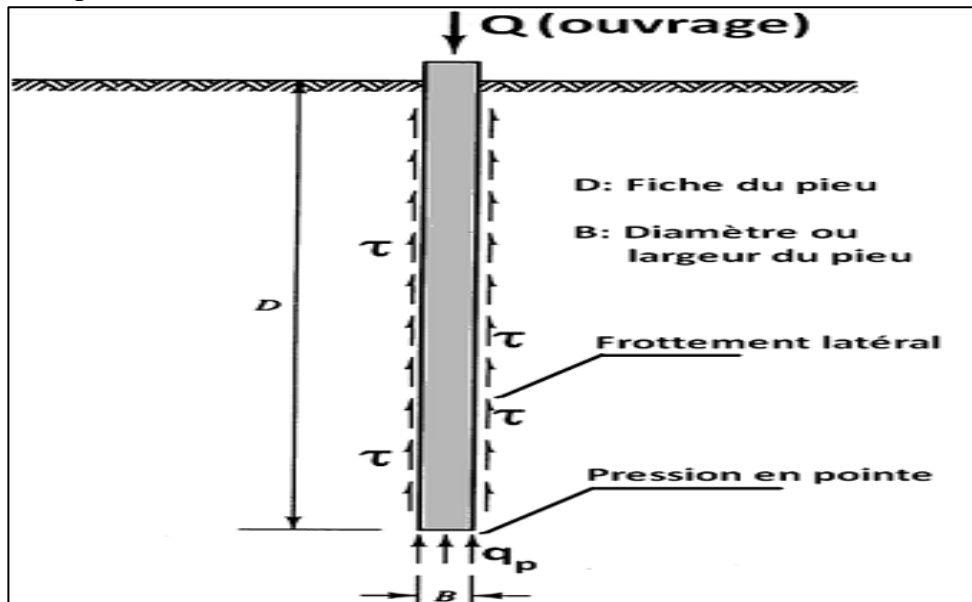


Figure 19 : Schéma d'équilibre du pieu sous une force verticale

Ces deux composantes de la capacité axiale dépendent, entre autres, de la résistance du sol au cisaillement et de la géométrie des pieux. L'apport de chacune des composantes à la capacité axiale totale est évalué différemment, selon la nature du sol.

## 2. Les méthodes de calcul de la capacité portante :

Les méthodes de calcul à partir des essais de laboratoire reposent sur la détermination des caractéristiques de cisaillement :

- Caractéristiques effectives : ( $C'$  et  $\phi'$ ) pour les sols pulvérulents (sables, gravier), les Argiles sur consolidées et les marnes.
- Caractéristiques apparentes : ( $C_u$  et  $\phi_u = 0$ ) pour les argiles et limons saturés.

$C_u$  = résistance au cisaillement non drainée ;  $u$  est la pression interstitielle.

Les valeurs de ces résistances sont très variables avec ces paramètres. Cependant, des dimensionnements basés sur les résultats des essais en place. Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux sont basées sur les essais in-situ classiques qui sont :

- Le pénétromètre statique CPT ;
- Le pressiomètre PMT ;
- L'essai pénétromètre standard SPT (Standard Pénétration Test).

### 2.1. Méthode pressiométrique du LCPC :

Il s'agit d'un essai contrainte-déformation mené jusqu'à la rupture. Cet essai mis au point par Menard, consiste à mesurer l'augmentation de volume d'un cylindre dilatable, soumis à une augmentation de pression intérieure, et il est placé à la profondeur à laquelle on désire tester l'essai. Une série d'essais pressiométriques espacés généralement d'un mètre constitue un

sondage pressiométrique et variant de 5 à 30 m de profondeur. Pour le calcul de portance, le paramètre employé est la pression limite.

La méthode est issue du règlement français CCTG-93 (fascicule 62, titre 5) et recommandée par l’Eurocode-7. La méthodologie de calcul est comme suit :

- **Étape 1 :** Calculer la pression pressiométrique limite équivalente nette  $P_{le}^*$ , qui est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de  $3a$  en dessous de la pointe et de  $b$  au-dessus (voir figure 20) :

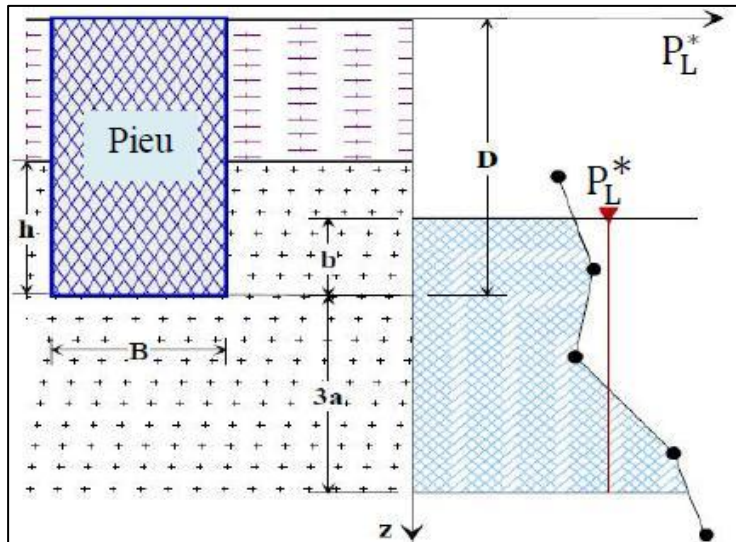


Figure 20 : Schéma de calcul de la pression limite équivalente

$$P_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz \quad \begin{matrix} a = \max(B/2, 0.50 \text{ m}) \\ b = \min(a, h) \end{matrix}$$

$h$  : est la hauteur d’encastrement de la pointe dans une couche résistante. En absence d’une telle couche,  $h$  est prise égale à 0.

On peut calculer  $P_{le}^*$  en utilisant la sommation des trapèzes, obtenus en joignant par des droites les points du profil de la pression limite nette  $P_l^*(z)$ , soit :

$$P_{le}^* \approx \frac{1}{b + 3a} \sum_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) \Delta z$$

$a$  : Épaisse en dessous de la pointe dans une zone utile au voisinage de la pointe

$b$  : Épaisse au-dessus de la pointe dans une zone utile au voisinage de la pointe

$D$  : Fiche du pieu

$P_l^*$  : Pression limite nette

$P_{le}^*$  : Pression limite équivalente nette

$B$  : Diamètre (ou Largeur)

- **Étape 2 :** Calculer la résistance en pointe :  $q_l = K_p P_{le}^*$

$K_p$ , est le facteur de portance pressiométrique donné au tableau 5, en fonction de la catégorie du sol obtenue du tableau 6, et du mode d’installation du pieu dans le sol. Ensuite déterminer l’effort limite  $Q_p$  en pointe dont l’aire de sa section est  $A$ .

Tableau 5: Valeurs du facteur de portance pressiométrique

Nature du sol		Pieu ne refoulant pas le sol (forage,....)	Pieu refoulant le sol (battage, fonçage,....)
Argile /Limon	A	1.10	1.40
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sables / Graves	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Craies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60
Marnes, Marno-Calcaires		1.80	2.60
Roches altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

Tableau 6: Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques

Classe de sol		Pressiomètre $P_l$ (MPa)	Pénétromètre $q_c$ (MPa)
Argiles, limons	A – Argiles et limons mous	< 0.7	< 3.0
	B – Argiles et limons fermes	1.2 à 2.0	3.0 à 6.0
	C – Argiles très fermes à dures	> 2.5	> 6.0
Sables, graves	A – Lâches	< 0.5	< 5
	B – Moyennement compacts	1.0 à 2.0	8.0 à 15.0
	C – Compacts	> 2.5	> 20.0
Craies	A – Molles	< 0.7	< 5
	B – Altérées	1.0 à 2.5	> 5.0
	C – Compactes	> 3.0	
Marnes, Marno-calcaires	A – Tendres	1.5 à 4.0	---
	B – Compacts	> 4.5	
Roches <sup>(1)</sup>	A – Altérées	2.5 à 4.0	---
	B – Fragmentées	> 4.5	

<sup>(1)</sup> L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50-80 MPa.

- **Étape 4 :** A une profondeur donnée, déterminer la contrainte de frottement latéral  $q_s$  en fonction de la pression limite nette  $P_l^*$ , en choisissant la courbe Q décrivant cette fonction, à partir du tableau 7. La détermination de  $q_s$  se fait à partir de la figure 31, ou calculée par les expressions suivantes, en notant par n le numéro de la courbe Q, et en exprimant  $P_l$  en MPa :

Courbes Q<sub>1</sub> à Q<sub>4</sub> :

$$q_s(z) = 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left( 2 - \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \right) \text{ si } P_l(z) \leq 1+0.5n$$

$$q_s(z) = 0.04n \text{ si } P_l(z) > 1+0.5n$$

Courbes Q<sub>5</sub> :

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{P_l(z) - 0.2}{9}, \frac{P_l(z) + 3.3}{32} \right\}$$

Courbes Q<sub>6</sub> :

$$q_s(z) = \min \left\{ \frac{P_l(z) + 0.4}{10}, \frac{P_l(z) + 4.0}{30} \right\}$$

Courbes Q<sub>7</sub> :

$$q_s(z) = \frac{P_l(z) + 0.4}{10}$$

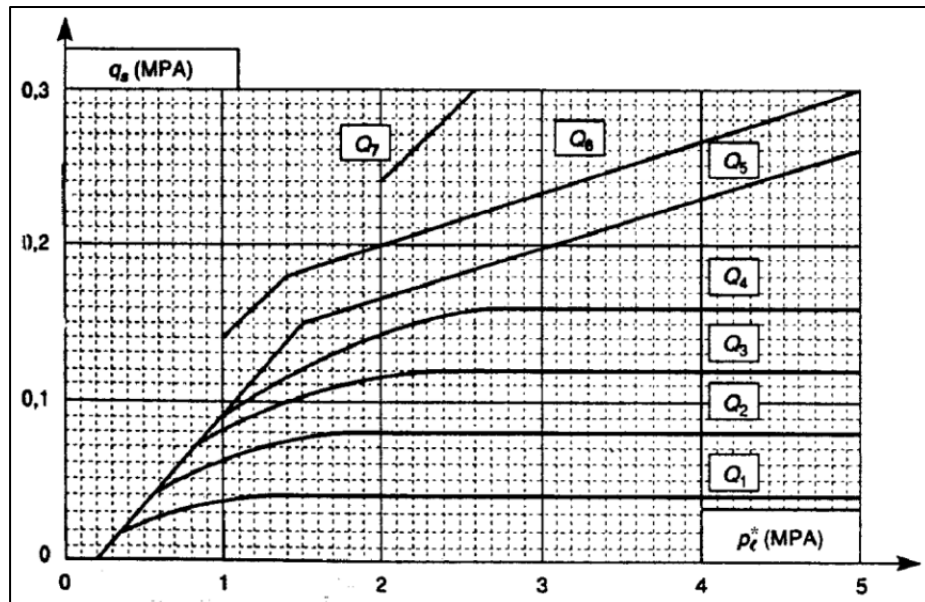


Figure 21: Contrainte de frottement latéral limite  $q_s$  en fonction de  $P_c$

Tableau 7 : Courbes de frottement latéral limite

Type de pieu :	Nature du sol											
	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (1)	Q <sub>2</sub> , Q <sub>3</sub>	-			Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>
Foré à la boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> , Q <sub>1</sub> (2)	Q <sub>3</sub> , Q <sub>2</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>
Foré tubé (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (3)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub> , Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>2</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>4</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	-
Foré tubé (tube perdu)	Q <sub>1</sub>			Q <sub>1</sub>		Q <sub>2</sub>	(4)			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	-
Puits (5)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	-			Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu préfabriqué béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	-
Battu enrobé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>		Q <sub>4</sub>	(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	-
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>		-
Injecté haute pression (6)	-	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub>		Q <sub>6</sub>	-	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>7</sub> (7)

- (1) -Réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) -Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
- (3) -Forage à sec, tube non louvoyé.
- (4) -Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
- (5) -Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
- (6) -Injection sélective et répétitive à faible débit.
- (7) -Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

- **Étape 5 :** En notant par  $P$  le périmètre du pieu, calculer l'effort  $Q_s$  de frottement latéral limite par :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(z) dz$$

- **Étape 6 :** Calculer la fiche équivalente du pieu, soit  $D_e$ , telle que :  $D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz$

On peut effectuer un calcul approché de l'intégrale par la méthode de sommation des trapèzes :

$$D_e \approx \frac{1}{P_{le}^*} \sum_{z=0}^{z=D} P_l^*(z) dz$$

- **Étape 7 :** Calculer  $D_e/B$  et vérifier que la méthode est applicable. En fonction de la fiche équivalente, la fondation est classée, selon le règlement, comme étant :
- Fondation profonde pour  $D_e/B > 5$
  - Fondation semi-profonde pour  $1.5 < D_e/B < 5$
  - Fondation superficielle pour  $D_e/B < 1.5$

## 2.2. Méthode de calcul à partir de l'essai SPT :

L'essai SPT, d'origine américain, est probablement à l'heure actuelle l'essai de pénétration en place le plus répandu dans le monde. Il s'agit d'un essai normalisé de pénétration dynamique d'un carottier fournissant le nombre de coups «N» nécessaire pour obtenir un enfoncement de 30 cm de ce dernier.

La méthode de Meyerhof est adoptée par le manuel Canadien de calcul des fondations CFEM, ainsi que les recommandations des travaux publics du Canada. En 1976, Meyerhof a proposé la relation suivante, qui utilise les résultats de l'essai de pénétration standard pour calculer la capacité axiale d'un pieu dans un sol pulvérulent :

$$Q_{ult} = \frac{1}{F_s} \left[ (m \cdot N \cdot A_p) + (n \cdot \bar{N} \cdot D \cdot A_s) \right] \quad (kN)$$

- $F_s$  = facteur de sécurité égal à 4 pour cette méthode
- $m$  = coefficient empirique égal à 400 pour les pieux battus et à 120 pour les pieux forés
- $N$  = indice de pénétration standard à la pointe du pieu
- $A_p$  = surface à la pointe du pieu ( $m^2$ )
- $n$  = coefficient empirique égal à 2 pour les pieux battus et à 1 pour les pieux forés
- $D$  = longueur du pieu dans le sol
- $A_s$  = surface latérale du pieu par unité de longueur ( $m^2/m$ )
- $\bar{N}$  = indice de pénétration standard moyen (la moyenne arithmétique des valeurs du nombre  $N$  mesuré le long du pieu)

En présence d'une nappe d'eau, Meyerhof (1976) recommande de diviser les coefficients  $m$  et  $n$  par 2 pour les sections du pieu en dessous de la nappe d'eau.

$N = N_{spt}$  Selon Meyerhof, cette valeur représentative est la moyenne arithmétique des nombres  $N_{spt}$  dans une zone entre  $8B$  au-dessus de la base et  $3B$  en dessous.

Les nombres  $N_{spt}$  et  $\bar{N}$  proviennent, selon les règlements, de la normalisation des valeurs mesurées  $N_{spt}^m$  à une contrainte effective due au poids des terres  $\sigma_v'$  égale à 100 kPa, tels qu'on a ( $\sigma_v'$  étant exprimée en kPa) :

$$N_{spt} = N_{spt}^m C_N = N_{spt}^m \sqrt{\frac{100}{\sigma_v'}}$$

Le coefficient  $C_N$  est compris entre 0,5 et 2. Selon Liao et Whitman (1986), il faut limiter  $C_N$  à 2 pour une profondeur en deçà de 3 m.

### 2.3. Méthode d'essai de pénétration statique :

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse lente et constante, sous l'effet d'une poussée continue, une pointe fixée à l'extrémité d'un train de tiges et à mesurer l'effort nécessaire pour obtenir cet enfoncement. Les essais de pénétration statique fournissent en général les variations de la résistance de pointe  $q_c$  et celles de l'effort latéral en fonction de la profondeur.

Pour déterminer la capacité axiale des pieux dans le règlement Canadien dans les sables et les silts (limon), l'essai de pénétration statique est plus efficace. Dans la relation suivante, tirée du Manuel canadien d'ingénierie des fondations, on additionne aussi les efforts de résistance en pointe et de frottement latéral le long du pieu :

$$Q_{ult} = \frac{1}{F_s} [A_p q_c + A_s q_c D]$$

- $F_s$  = facteur de sécurité égal à 2.5 ou à 3, selon la quantité et la variabilité des essais
- $q_c$  = résistance en pointe du cône obtenue au niveau de la pointe du pieu (kPa)
- $A_p$  = surface à la pointe du pieu ( $m^2$ )
- $q_s$  = résistance au cisaillement moyenne mesurée le long du pieu (kPa)
- $A_s$  = surface latérale du pieu par unité de longueur ( $m^2/m$ )
- $D$  = longueur du pieu dans le sol (m)

### 3. Efforts latéraux :

#### 3.1. Résistance latérale d'un pieu isolé :

La capacité portante horizontale  $H_u$  (et/ou  $M_u$ ) d'un pieu dépend essentiellement de la rigidité relative pieu/sol, de l'élanement  $D/B$  du pieu et des propriétés mécaniques du sol autour du pieu. Un pieu rigide peut mobiliser la résistance latérale du sol autour du pieu lorsque l'effort latéral atteint une valeur limite  $H_u$ .

Un pieu flexible peut par contre se rompre par flexion avant que le sol mobilise sa résistance latérale. De ce fait, la capacité portante horizontale  $H_u$  est par définition l'effort horizontal minimum causant la rupture du sol ou du pieu.

La capacité portante horizontale d'un pieu peut être évaluée selon deux grandes catégories de méthodes : la première est basée sur l'interprétation d'un essai de chargement horizontal d'un pieu en vraie grandeur, et la seconde est celle des méthodes de calcul à la base de paramètres géotechniques mesurés.

#### 4. Évaluation à partir d'un essai de chargement

L'essai consiste à appliquer par le biais d'un vérin des incréments de charge latérale en tête du pieu, et à mesurer les déplacements et/ou les rotations correspondantes. L'essai selon la norme française NF P 94-151 consiste à appliquer des incréments de charge horizontale, chacun durant 30 minutes. L'essai est arrêté dès qu'on atteint un déplacement horizontal  $Y_0$  du pieu en surface du sol égal à 10% de  $B$ , ou à 1.5 fois le déplacement horizontal toléré par l'ouvrage en service. Si le pieu d'essai est simplement instrumenté par des comparateurs pour la mesure du déplacement du pieu, on peut interpréter la courbe de chargement, c'est-à-dire l'effort appliqué  $H$  en fonction du déplacement en tête du pieu  $Y_H$  (ou en surface du sol, soit  $Y_0$ ).

Du fait qu'il est coûteux, l'essai de chargement horizontal d'un pieu est en général réservé aux grands projets ou en cas d'incertitudes entachant les prévisions du comportement du pieu vis-à-vis d'une charge horizontale, particulièrement si un tel comportement est un paramètre clef dans la conception de la fondation. Il est à noter que les critères de définition de  $H_u$  basés sur le déplacement ou la rotation en tête du pieu ne précisent pas la vitesse de chargement du pieu dont l'effet sur le comportement du pieu est non négligeable dans certains types de sols. Ce fait explique la diversité des critères à la base du déplacement ou de la rotation du pieu.

La courbe de chargement, selon l'expérience des essais de chargement de pieux, a une allure hyperbolique décrite par l'équation suivante et schématisée à la figure 22 :

$$H = \frac{Y_0}{\frac{Y_0}{H_u} + \frac{1}{K_H}} \qquad Y_H = \frac{H}{K_H}$$

$H$  : Composante horizontale de la force (kg.m/s<sup>2</sup>)

$Y_0$  : Déplacement du pieu en surface(m)

$Y_H$  : Déplacement en tête du pieu(m)

$K_H$  : La pente initiale de la courbe de chargement.

$H_u$  : La capacité portante horizontale (kg.m/s<sup>2</sup>)

L'ajustement de la courbe par cette équation, par exemple à la base de la méthode des moindres carrés, permet d'obtenir selon le critère hyperbolique, la capacité portante horizontale  $H_u$ .

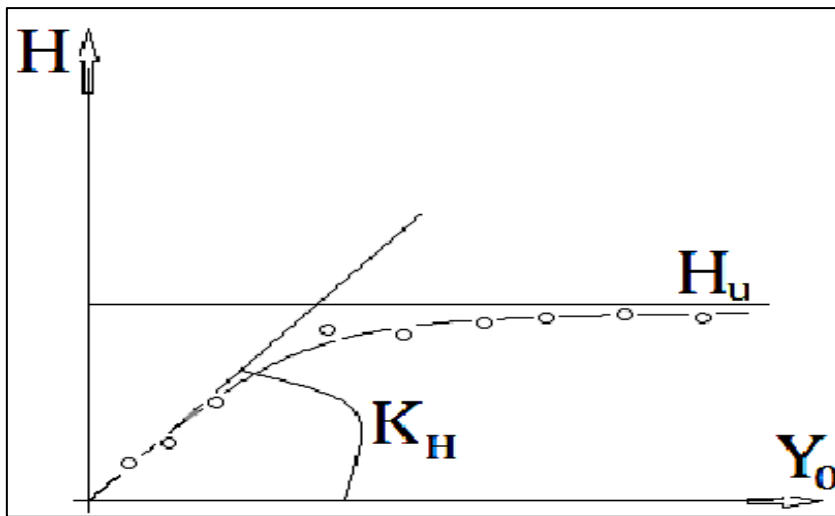


Figure 22 : Ajustement hyperbolique de la courbe de chargement

**5. Évaluation à partir des méthodes de calcul :**

Par souci de simplicité, les méthodes classiques de calcul supposent que la pointe est libre, ce qui permet à partir des équations de la statique, appliquées en pointe, de déterminer l'effort ultime  $H_u$  et le centre de rotation  $Z_r$  (voir figure 23), et aboutit aux équations générales suivantes :

$$H_u = \int_0^{Z_r} P_u(z) dz - \int_{Z_r}^D P_u(z) dz$$

$$H_u \cdot e = - \int_0^{Z_r} P_u(z) z dz + \int_{Z_r}^D P_u(z) z dz$$

Avec  $P_u$  : Résistance latérale du sol (N/m) et  $e$  : Excentricité de charge (m)

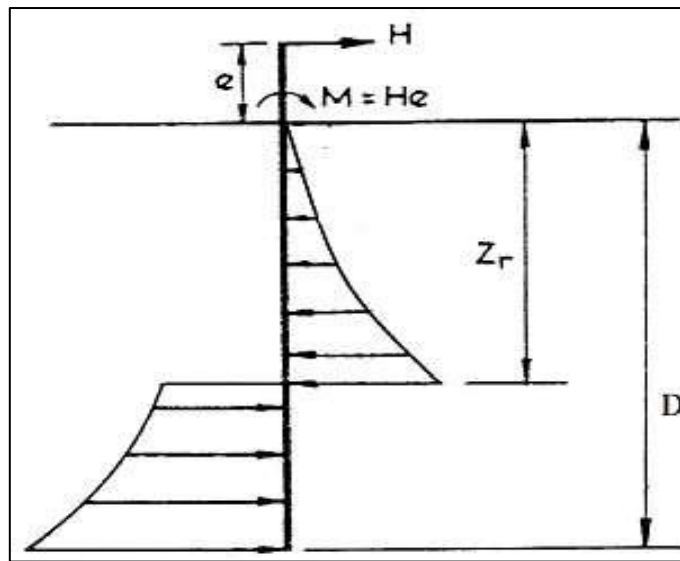


Figure 23: Schéma de mobilisation de la résistance

On présentera ci-après une méthode typique de chacune de ces trois catégories.

**5.1. Méthode de Hansen (1961) :**

Un des avantages de cette méthode est qu'elle traite le cas plus général d'un sol cohérent. La résistance latérale du sol autour d'un pieu rigide est telle que :

$$P_u(z) = [(q_0 + \sigma'_{v0})K_q + CK_c] B$$

$K_q$  et  $K_c$  sont des facteurs de résistance latérale dépendant de la profondeur relative  $z/B$  et de l'angle de frottement du sol, et  $q_0$  est une éventuelle surcharge verticale appliquée en surface. Les facteurs  $K_q$  et  $K_c$  sont tirés des figures 24. L'effort limite  $H_u$  est ensuite calculé en résolvant simultanément les deux équations générales.

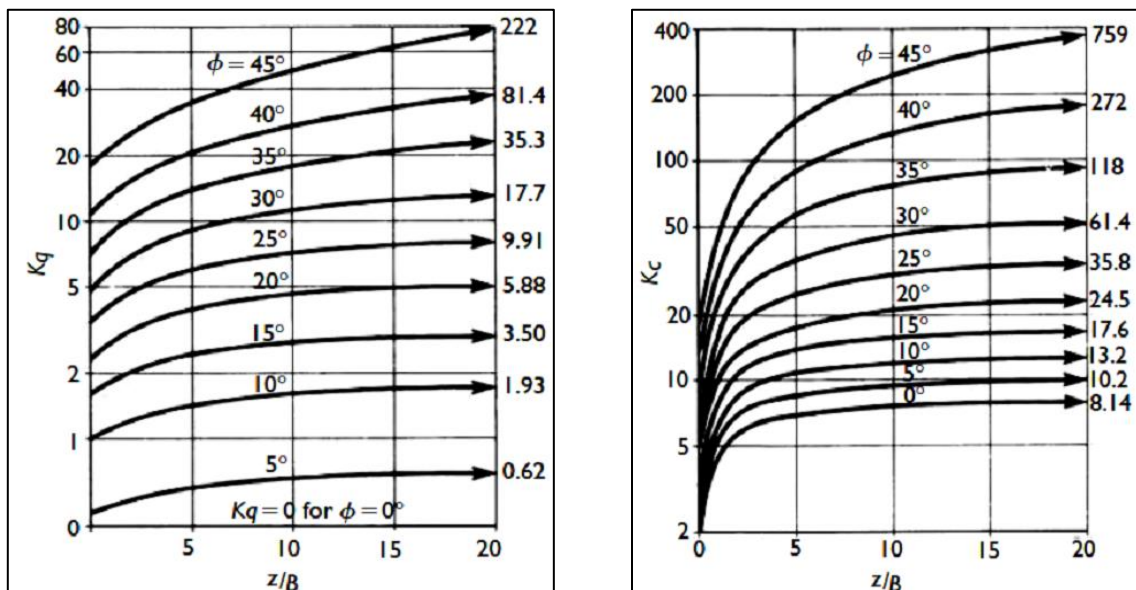


Figure 24: Abaques des facteurs Kq et Kc

La profondeur de rotation  $z_r$  est définie comme suite :

$$z_r = 0.5 \left( \frac{H_{ult}}{P_u B} + D \right) \text{ Avec } \frac{H_{ult}}{P_u B D} = \sqrt{\left(1 + \frac{2e}{D}\right)^2 + 1} - \left(1 + \frac{2e}{D}\right)$$

**5.2. Méthode de Reese (1974) :**

➤ **Cas d'un sol sableux**

La méthodologie de calcul est la suivante :

**Étape 1 :** Calculer la résistance latérale du sol  $P_u$  à une profondeur  $z$  comme suit :  $P_u(z) = \min \{P_{us}, P_{ud}\}$

$$P_{us} = \gamma z \left[ B \left( K_p - K_a \right) + z \operatorname{tg} \varphi \left( K_p \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} + K_0 \left( \operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} \right) \right) \right]$$

$$P_{ud} = B \gamma z \left[ K_p^3 + 2 K_0 \operatorname{tg} \varphi \left( \left( K_p^2 + 1 \right) - K_a \right) \right]$$

Avec :  $\gamma z$  Déflexion du pieu à la profondeur  $z$  (m)

Les coefficients de butée  $K_p$  et de poussée  $K_a$  sont calculés respectivement comme suit :

$$K_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) \text{ Et } K_a = (1 - \sin \varphi) / (1 + \sin \varphi)$$

**Étape 2 :** Trouver la profondeur  $z_d$  correspondant à l'égalité des deux équations précédentes,

**Étape 3 :** Calculer l'effort latéral limite à partir des équations de la statique générale selon le schéma de la figure 2, en supposant la pointe libre.

Une intégration numérique (par la méthode des trapèzes par exemple) des deux équations précédentes permet de déterminer deux inconnues : la profondeur  $Z_r$  du centre de rotation et l'effort limite  $H_u$ .

➤ **Cas d'un sol argileux**

**a) Argile saturée normalement consolidée**

La résistance latérale à court terme d'un tel sol est telle que :

$$P_u(z) = \min \left\{ 9, \left( 3 + \frac{\gamma' z}{C_u} + 0.5 \frac{z}{B} \right) \right\} C_u B \text{ Avec : } \gamma' \text{ Rotation du pieu en surface}$$

L'utilisation des équations générales permet de déterminer l'effort limite  $H_u$ .

**b) Argile saturée surconsolidée**

On calcule la résistance latérale  $P_u(z)$  à court terme en considérant la plus petite des valeurs de  $P_{us}$  et  $P_{ud}$  à une profondeur  $z$  donnée :

$$P_{us} = 2C_{um} B + \gamma' B z + 2.83 C_{um} z$$

$$P_{ud} = 11 C_u B$$

$C_{um}$  est la cohésion non drainée moyenne le long du pieu. L'effort limite  $H_u$  est déterminé à partir des équations générales.

**5.3. Méthode de pressiométrique de Ménard (1962) :**

Telle que montrée à la figure 34, la réaction ultime dans un sol homogène est égale à  $P_1 * B$ . En deçà d'une certaine profondeur critique  $D_c$  relative au chargement horizontal, les pressions sont à réduire par un facteur  $\lambda$ , afin de tenir compte d'un effet de surface sur les caractéristiques pressiométriques, tel que :

$$\lambda_z = 0.5 \left( 1 + \frac{z}{D_c} \right)$$

Avec :  $D_c$  : Fiche critique(m)

Et  $\lambda_z$  : Coefficient d'un effet de surface sur les caractéristiques pressiométriques.

Ménard recommande de prendre une profondeur critique égale à 2 diamètres pour un sol cohérent et 4 diamètres pour un sol pulvérulent. Une zone neutre de passage de la butée à la contrebutée, épaisse de 10% de la fiche  $D$ , est introduite pour tenir compte de la faible mobilisation des pressions dans cette zone.

Dans le cas d'un sol non homogène, la pression limite nette équivalente est estimée par la moyenne analytique des différentes valeurs de  $P_l^*$  :

$$P_{le}^* = \frac{1}{D} \int_0^D P_l^*(z) dz$$

En supposant que la pointe est libre et en négligeant la zone neutre, l'écriture des équations de la statique générale permet d'établir aisément les équations suivantes :

❖ Pieu chargé par un effort seul ( $M = 0$ ) :

→  $M$  : Moment fléchissant en surface du sol (N.m)

$$H_{ult} = \alpha_1 B L P_{le}^*$$

$$\frac{Z_r}{D} = \sqrt{\frac{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2}{12} + 0.5} \quad \text{Avec : } \alpha_1 = \frac{2Z_r}{D} - \frac{D_c}{4D} - 1$$

❖ Pieu chargé par un moment seul ( $H = 0$ ) :

→  $H$  : Composante horizontale de la force (kg.m/s<sup>2</sup>)

→  $M_u$  : Moment fléchissant Limite (N.m)

$$M_{ult} = \alpha_2 B L^2 P_{le}^*$$

$$\frac{Z_r}{D} = \frac{D_c}{8D} + 0.5 \quad \text{Avec : } \alpha_2 = \frac{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2}{12} - \frac{\left(1 + \frac{D_c}{4D}\right)^2}{4} + \frac{1}{2}$$

❖ Pieu chargé par un effort à une cote  $e'$  (Excentricité de Charge (m)) par rapport à la surface :

→  $H_u$ : Effort horizontal Limite (kg.m/s<sup>2</sup>)

$$H_{ult} = \alpha_1 B L P_{le}^*$$

$$\left(\frac{Z_r}{D}\right)^2 + \frac{2e}{D} \left(\frac{Z_r}{D}\right) + \delta = 0 \quad \text{Avec : } \delta = \frac{D_c}{12L^2} (3L - D_c) - \left(\frac{e}{L} + 1\right) \left(\frac{D_c}{4L} + 1\right) + 0.5$$

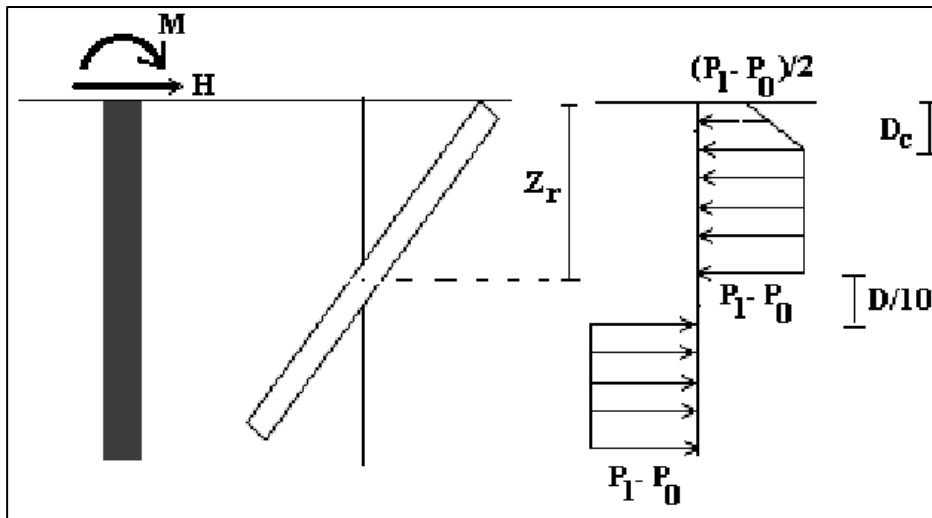


Figure 25: Profil de résistance latérale limite selon Ménard

En cas où  $H$  et  $M$  agissent simultanément en tête du pieu, on doit s'assurer que le point représentatif  $(M, H)$  dans le diagramme de la figure 8 est à l'intérieur du triangle limité par les axes et la droite joignant les points  $(M_{adm}, 0)$  et  $(0, H_{adm})$ . Selon Ménard, la stabilité du pieu vis-à-vis du chargement horizontal du sol est assurée si :  $H < H_{adm} = H_u/F_s$  et  $M < M_{adm} = M_u/F_s$ . Selon :

$H_{adm}$  : La charge horizontale admissible, Selon Ménard ( $kg.m/s^2$ )

$M_{adm}$  : Le moment horizontal admissible, Selon Ménard ( $N.m$ )

On prend souvent un coefficient de sécurité  $F_s$  égal à 3.

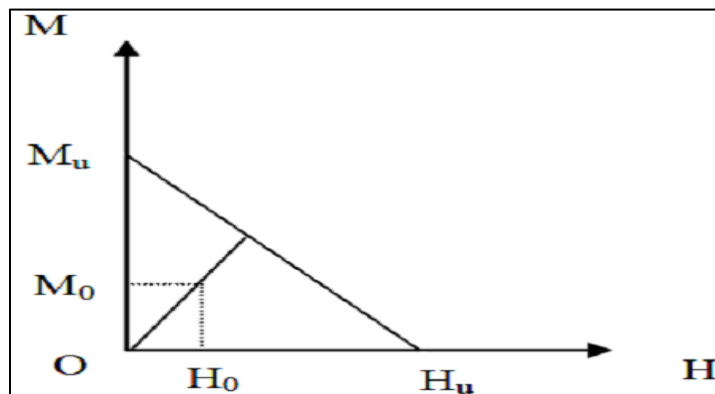


Figure 26: Diagramme de stabilité au chargement latéral

### 6. Le groupe sous charge latéral de travail :

Les déflexions d'un pieu isolé ou d'un groupe de pieu peuvent être considérées comme augmentant approximativement linéairement avec la charge appliquée. La déflexion transversale est causée par la déformation au cisaillement du sol au moment du chargement et par la consolidation et le fluage subséquent au chargement. [Broms, 1964]

En générale le groupe de pieux est utilisé pour résister à des charges et des moments de trois degrés de liberté en translation et en rotation. Pour un groupe soumis à des charges transversales

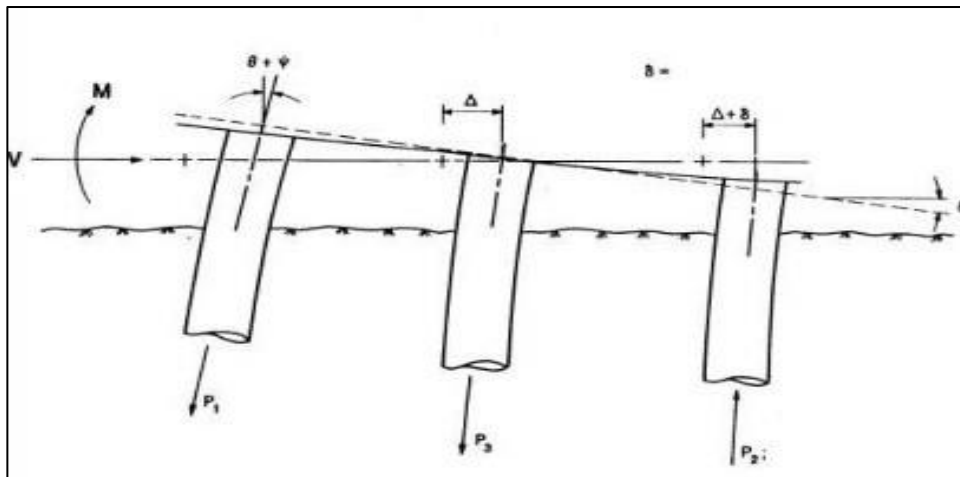


Figure 27: Comportement d'un groupe de pieux verticaux sous chargement transversal. [O'Neill & Al. 1985].

Et des moments de renversement, le comportement peut être similaire à celui montré sur la figure (Fig. 27). Le groupe a tendance à répondre à cette sollicitation simple comme suit : [O'Neill & al. 1985]

1. Le groupe s'incline dans la direction de la charge et du moment induisant des poussées axiales dans les pieux ;
2. Les pieux individuels tournent au niveau de leur point de connexion avec la structure ;
3. Le centre du groupe se déplace au niveau de la connexion avec la superstructure ;
4. Les pieux se déplacent relativement les uns par rapport aux autres selon ce que leur permet la rigidité de la structure ou du chevron ;
5. Chaque pieu fléchit sur sa longueur, induisant des moments de flexion interne.

**6.1. Les causes de la complexité du comportement du groupe sous charge latéral**

Le comportement de groupe de pieux verticaux soumis à des charges transversales et à des moments de torsion est fonction de nombreuses variables interdépendantes. On peut distinguer d'une part les facteurs que l'on pourrait considérer de géométriques ou structurels et ceux à connotations plus mécaniques, conséquences de l'interaction pieu-sol-pieu.

Cette interaction résulte de la superposition des champs de contrainte et des champs de déformation. Dans le cas de groupes de pieux faiblement espacés, on peut distinguer deux conditions de contrainte [Townsend & Al. 1997] :

- Une zone proche soumise à de fortes contraintes et à des déformations plastiques (Grands déplacements dans la zone proche du pieu) ;
- Une zone plus lointaine soumise à de petites contraintes et déplacements entre les pieux.

Tableau 8 : Tableau des facteurs que l'on pourrait considérer de géométriques ou structurels et leurs influences [O'Neill & Al. 1985].

La géométrie du groupe	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence la proportion relative du moment global auquel résistent les pieux (par frottement latéral et flexion) ;</li> <li>- Agit sur la résistance à la rotation selon l'emplacement des pieux par rapport à l'axe de rotation ;</li> <li>- Influence le degré de modification du comportement du pieu dû à la présence des autres pieux.</li> </ul>
Les conditions en tête de pieu	Influence à la fois le comportement de chaque pieu dans le groupe, mais aussi le comportement du groupe tout entier.

La flexibilité de la structure	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Influence la nature et l'amplitude des charges supportées par la fondation, ainsi que la répartition des charges aux différents pieux dans le groupe ;</li> <li>- Influence la réponse de la structure aux sollicitations transversales tel que le vent ou l'action des vagues ;</li> <li>- Affecte le degré auquel les têtes de pieu du groupe sont contraintes de maintenir constant l'espacement (selon la rigidité du chevêtre) durant le chargement conduisant ainsi à des modifications de la distribution des charges dans les pieux du groupe.</li> </ul>
--------------------------------	--

## 6.2. Les facteurs influençant le comportement du groupe sous charge transversale

Les facteurs influençant le comportement du groupe en raison de l'interaction :

### 6.2.1. Configuration :

La quantité et la distribution de l'interaction pieu-sol-pieu est différente pour un arrangement circulaire ou carré avec des pieux et un espacement identique [O'Neill & al. 1985]

### 6.2.2. Nombre de pieux

A espacement identique et orientation donnée par rapport à la direction de la charge, plus les pieux sont nombreux, plus l'effet de groupe est important [Barton, 1982 et Remaud, 1999] ; Quand le nombre de pieu est supérieur à deux, le comportement du pieu « avant » est distinct du pieu isolé [Remaud, 1999].

### 6.2.3. Espacement

Les groupes ayant des rapports (S/B) plus grand entraînent en général moins d'interactions que les groupes d'espacement entre les pieux plus faible [Bogard & Matlock, 1983].

### 6.2.4. Conditions en tête

Elle influence à la fois le comportement de chaque pieu dans le groupe et aussi le comportement du groupe tout entier [O'Neill & al. 1985]. Les conditions en tête peuvent affecter l'espacement maximum pour lequel l'effet mécanique doit être considéré, le fait que les pieux soient encastres en tête engendre une interaction plus étendue que celle constatée pour des pieux articulés en tête (rotation libre) [TAMAKI & Al. 1971].

## CONCLUSION :

Le comportement des pieux est un domaine très vaste, même si, ces dernières années, il y eu plusieurs études et recherches menées sur ce sujet, néanmoins leur comportement reste très inconnu.

De nos jours, l'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes parmi lesquels, on citera : FLAC, PLAXIS et autres. Et au stade où nous sommes, il nous paraît indispensable d'effectuer une modélisation de notre étude afin de simuler le comportement du pieu dans son interaction avec le sol.

Un certain nombre de facteurs influençant le comportement de groupe ont été relevés comme la nature du sol, la géométrie du groupe, l'espacement, la position du pieu par rapport à la direction du chargement, le type de chargement, la technique et l'ordre d'installation des pieux.

## **Chapitre III : description de l'ouvrage**

## Chapitre III : Description de l'ouvrage.

### Partie (A) : présentation de site de projet.

#### 1. Situation géographique de la zone d'étude :

Dans la commune de Mohammadia, à côté de l'hôtel Hilton à l'est et le centre commercial Ardis à l'ouest. Il est limité au Nord par la mer Méditerranée, la route nationale n° 05 au Sud, le camp militaire du Lido à l'Est et par Oued El-Harrach à l'Ouest où est à 1500 m de son embouchure.

La Marina Baie présente un linéaire côtier d'environ 800 (m). (Figure 28) situé aux coordonnées géographiques UTM WGS84 zone 31 N suivantes :

- Latitude de 36°44'30''N et 36°44'43.94''N.
- Longitude de 03°8'45''E et 03°9'20.34'' E.



Figure 28: Carte satellitaire représentative de la localisation géographique de la Marina Bay dans la Baie d'Alger (Base Map en ligne, 2022).

#### 2. Paramètre climatologique et océanographique :

Les données statistiques des vents et houles au large ont été extraites à partir du site Web Puertos Del Estado (Figure 29) ; nous avons obtenus une base de données du réseau SIMAR 44 [www.Puertos-es.com], Noeud 2120082.

Couvrant une période de 63 ans allant de 1958 jusqu'à 2020. À l'aide de logiciel MIKE21, nous avons pu tracer les roses annuelles et saisonnières (trimestrielles) des directions de souffle / propagation, selon la vitesse, ajoutant à cela, leur fréquence d'apparition.

Tableau 9: Hauteurs significatives maximales de 1958 à 2017, SIMAR 44, (Puertos Del Estado)

Année	Hs (m)	Tp(s)
1958	5.6	12.3
1959	6.1	11.2
1960	6.3	11.2
1961	5	11.2
1962	5.7	11.2
1963	3.5	9.2
1964	4.8	10.1
1965	6.2	11.2
1966	4.6	10.1
1967	7.2	13.5
1968	5.7	12.3
1969	5.4	10.1
1970	3.9	9.2
1971	3.9	9.2
1972	5.9	11.2
1973	4.6	11.2
1974	4.7	9.2
1975	5.9	11.2
1976	4.5	10.1
1980	7.4	13.5
1981	4.6	9.2
1982	4.8	9.2
1983	4.6	10.1
1984	5.5	12.3
1991	3.4	9.2
1992	4.5	10.1
1993	4.2	12.3
1994	5.9	12.3
1995	5.9	12.3
1996	5.2	10.1
1997	5.6	11.2
1998	5.2	11.2
1999	5.6	10.1
2000	4.7	9.2
2001	5.4	10.1
2002	5.6	12.3
2003	6.1	11.2
2004	6.3	11.2
2005	5	11.2
2006	5.7	11.2
2007	3.5	9.2
2008	4.8	10.1
2009	6.2	11.2
2010	4.6	10.1
2011	7.2	13.5
2012	5.7	12.3
2013	5.4	10.1
2014	3.9	9.2
2015	3.9	9.2
2016	5.6	11.2
2017	5.2	11.2
2018	5.4	10.1
2019	5.6	12.3
2020	6.1	11.2



Figure 30: Plateforme du site Web Puertos.es (Puertos Del Estado)

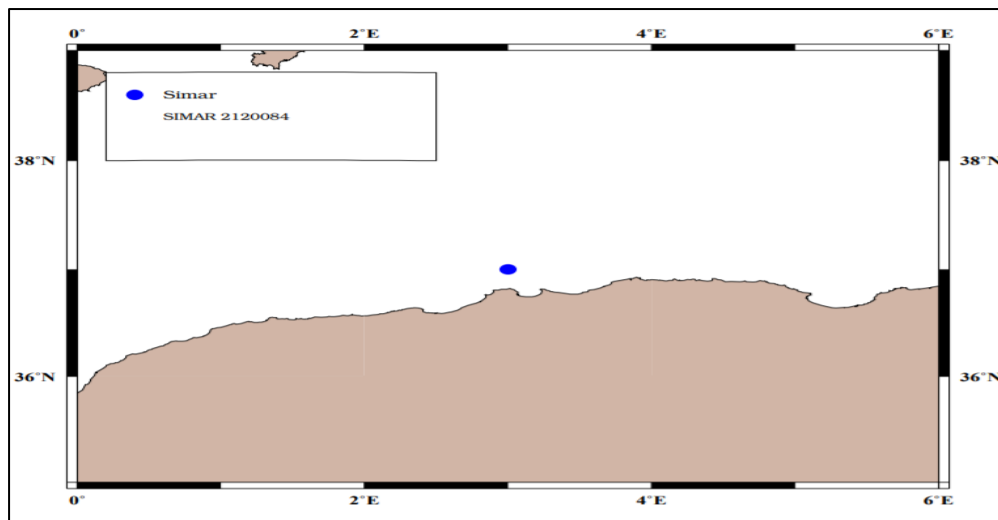


Figure 29: Situation du point SIMAR 44 par rapport au large algérien (Puertos Del Estado)

### 2.1. Le vent :

Les données sont présentées dans (Figures 31-35) ; L'analyse statistique de ces données de vent montre que les directions les plus dominantes sont :

- Période printanière et automnale : Une prédominance des vents de secteur compris entre Ouest à Sud-Ouest et Est à Nord-Est avec des fréquences d'apparition respectives de 18% et 22 % pour la baie d'Alger. Les vents de cette direction ont des vitesses supérieures à 16 m/s ;
- Période hivernale : les vents qui proviennent de secteur Ouest dans la zone possèdent une grande fréquence qui est de 26.31 % avec une vitesse comprise entre 12 et 16 m/s. Les autres directions sont moins fréquentes avec des fréquences relativement faibles.
- Période estivale : les vents les plus dominants sont ceux de la direction Nord-Est avec une fréquence d'apparition de 24.26 %.
- Fréquence annuelle : nous constatons que les directions de vent les plus dominantes sur notre site d'étude proviennent d'Est, Ouest et de Nord-Est avec des fréquences d'apparition respectivement estimées par à 20.51 %, 18.46 % et 14.75 %.
- Vitesse de base du projet régime moyen 18.5 m/s et vitesse de base du projet régime extrême 23.5 m/s.

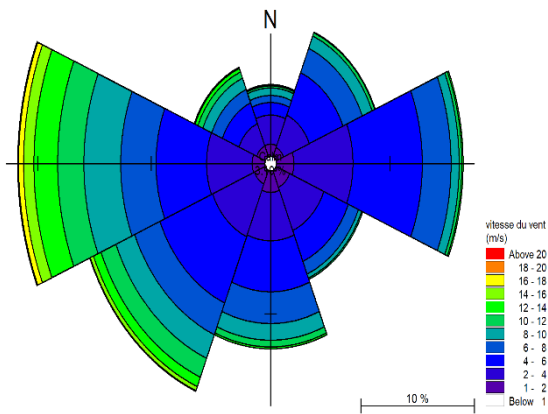


Figure 31: Rose des vents Automnale de la région Algéroise Periode1958-2020(MIKE21).

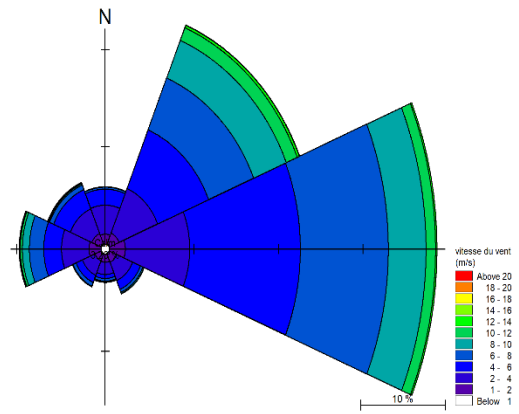


Figure 32: Rose des vents Estivaux de la région Algéroise Periode1958-2020(MIKE21).

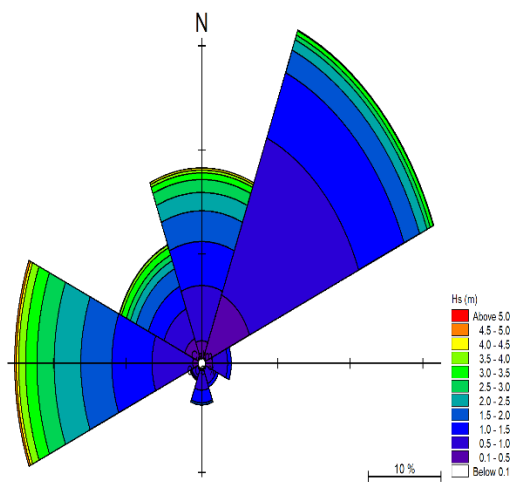


Figure 33: Rose des vents Hivernale de la région Algéroise Periode1958-2020 (MIKE21)

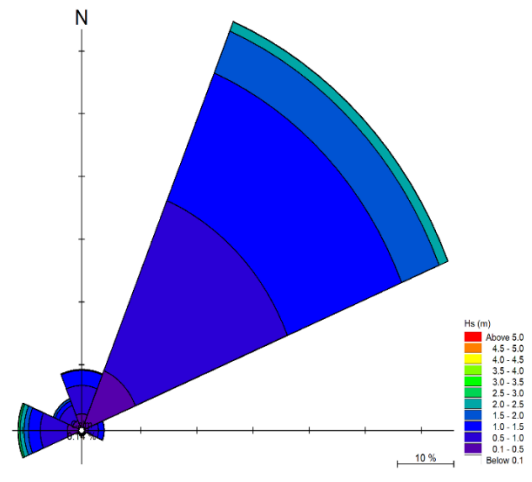


Figure 34 : Rose des vents Printanière de la région Algéroise Periode1958-2020 (MIKE21)

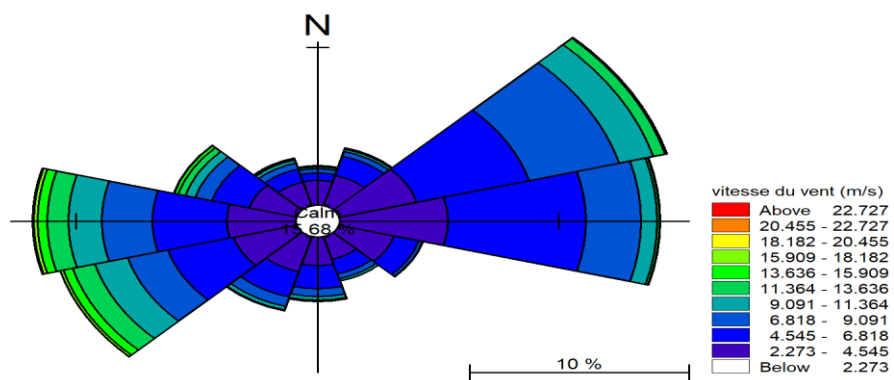


Figure 35: Rose des vents de Sans de la région Algéroise Periode1958-2020 (MIKE21) (Puertos Del Estado)

### **3. Les facteurs hydrodynamiques**

#### **3.1. La houle au large :**

Les données sont présentées dans (Figures 36 - 40). L'analyse de ces roses fait ressortir, la prédominance des houles issues des secteurs :

- Ouest à 27% du temps annuellement, mais avec une fréquence d'apparition plus importante en hiver (34%) qu'en été (13%) ;
- Nord Est à 43% du temps annuellement, mais avec une fréquence d'apparition plus importante en été (66 %) qu'en hiver (26 %).

À partir de l'analyse de ces roses de houles nous concluons que :

- Les houles en provenance du secteur Nord-Est prédominent en été ;
- Les houles qui proviennent du secteur Ouest prédominent en hiver alors que les houles qui proviennent des deux secteurs Nord-Est et Ouest prédominent durant l'automne, le printemps et annuellement ;
- Les houles dominantes sont caractérisées par des hauteurs significatives oscillant généralement entre 0.25 et 2.5 m ;
- Les houles de tempêtes sont rares et sont caractérisées par des hauteurs significatives fluctuant généralement entre 3.5 et 7.5 m ;
- Les fortes agitations proviennent fréquemment de l'ouest avec des hauteurs significatives de houles pouvant atteindre un maximum de 7.5m en hiver.

#### **3.2. La marée et le niveau d'eau :**

L'amplitude des marées sur la cote Algérienne est faible, de l'ordre de 20 cm environ

- Niveau maximum +50 cm NGA.
- Moyenne haute mer de vives eaux +10 cm NGA.
- Moyenne basse mer -10 cm NGA.
- Niveau minimum -34 cm NGA.

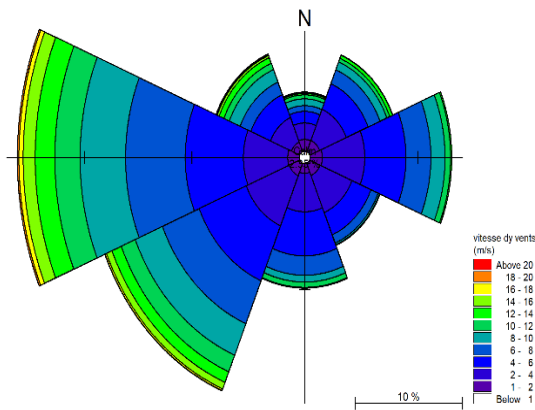


Figure 36: Rose des houles automnales de région Algéroise Periode1958-2020 (MIKE21)

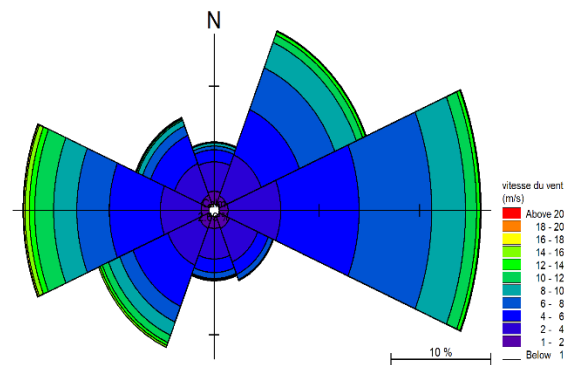


Figure 37: Rose des houles estivale de région Algéroise Periode1958-2020 (MIKE21)

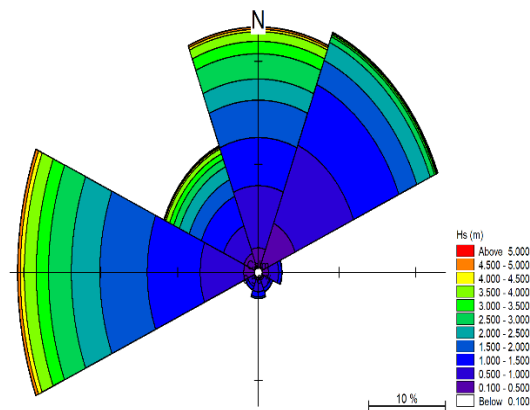


Figure 38: Rose des houles hivernales de région Algéroise Periode1958-2020 (MIKE21)

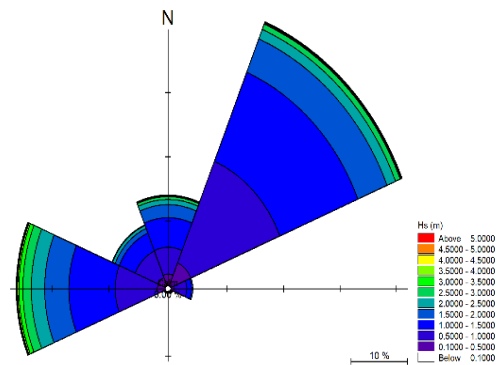


Figure 39: Rose des houles printanière de région Algéroise Periode1958-2020

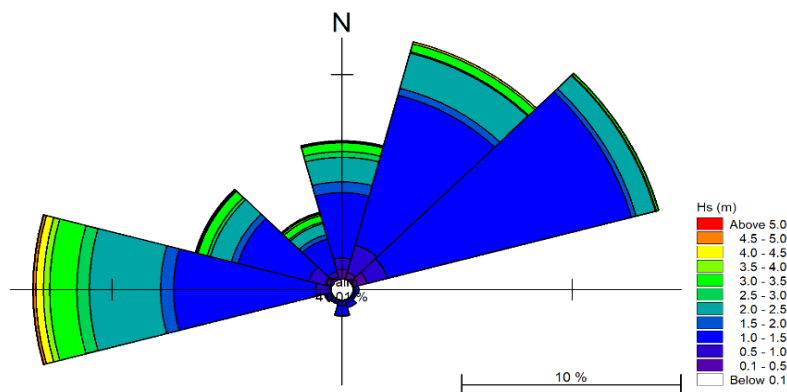


Figure 40 : Rose des houles de 5ans de la région algéroise Periode1958-2020 (MIKE21) (Puertos Del Estado).

**3.3. Les courants :**

Le long des côtes algériennes, les courants sont relativement faibles et ne constituent pas un facteur déterminant pour le fonctionnement des ouvrages littoraux. Les informations compilées au cours des observations enregistrées au large par le K.N.M.I (Institut Météorologique Royal Néerlandais) indiquent que les courants ont une vitesse inférieure à 0.5 Nœuds pendant environ 75% du temps et 1 nœud pendant 80% du temps.

**4. Sismicité de la région :**

Compte tenu de ce qui précède et à la lumière des Règles Parasismiques Algériennes (RPA, 99-2003) il est établi comme valeur de l'accélération de base de séisme pour la zone de projet :

$$A = a_b = 0,25g$$

Selon le tableau 9 des RPA 99-2003, pour ces valeurs d'accélération, ouvrage appartient en général au groupe II, car il est considéré qu'il y a un risque faible de perte de vies humaines, dans une zone sismique III. Dans le cas du design de la digue, le risque de perte de vies humaines est encore inférieur, donc cet élément pourrait appartenir au groupe III et l'accélération correspondante serait :

$$A = a_b = 0,18g$$

Tableau 10 : Tableau représentatif des caractéristiques géotechnique, (RPA, 99- 2003).

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

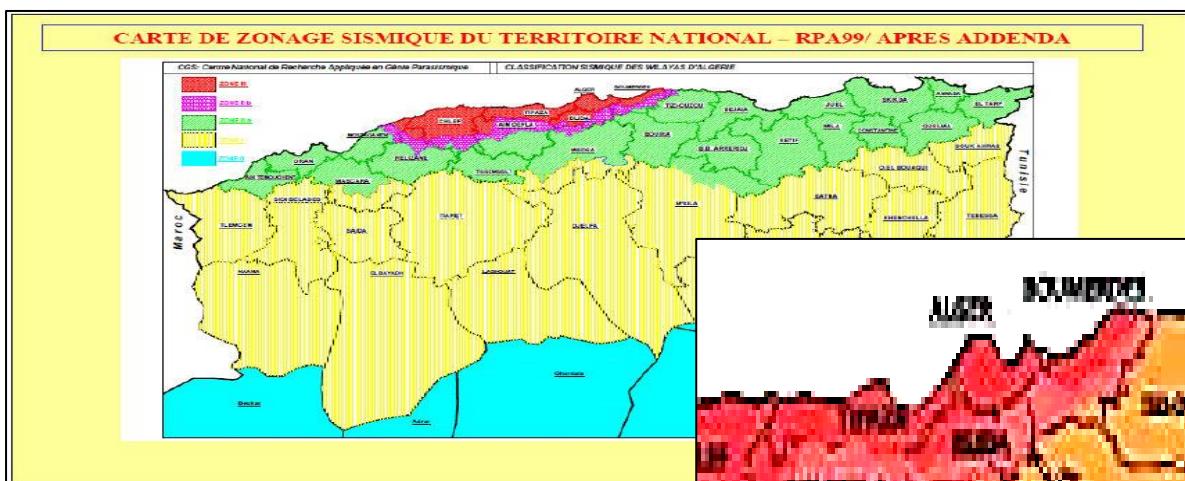


Figure 41: Carte représentative des zones sismiques du territoire National (RPA 99 / version 2003).

**5. Transport des sédiments :**

L'étude du transport des sédiments faite au préalable par le bureau d'étude BTP infrastructures a montré que notre site d'étude est exposé à une quantité de 45.000 m<sup>3</sup>/an en direction de l'Est vers l'Ouest (L.E.M.2006)

## Partie (B) : Recueil et synthèse de données géotechniques du projet

### 1. Recherche du terrain et méthodes d'investigation :

La campagne a consisté à exécuter le sondage SC 05 et les pénétromètres CPT 1 et CPT 2. La position des sondages se montre dans la figure 53 et la figure 54 montres l'emplacement du sondage le jour de son exécution, avec le statut de progression de la digue de protection. La seule information disponible du sondage est la colonne stratigraphique et les résultats des essais SPT réalisés.

Le sol naturel est composé de sables fins à moyens, légèrement argileux, d'accord avec l'information fournie par toutes les études géotechniques réalisées auparavant. Des échantillons ont été récupérés pour son étude subséquente en laboratoire.

À partir des résultats des essais SPT, l'angle de frottement interne des sables peut être estimé pour vérifier que les faits présumés à cet égard dans le Projet sont corrects où, le cas

Échéant, procéder aux corrections opportunes.

Cette extrémité sera aussi vérifiée à partir des essais CPT réalisés. Des sondages avec récupération des témoins sur lesquels une étude géotechnique a été effectuée afin de connaître les caractéristiques du terrain ont été réalisés.

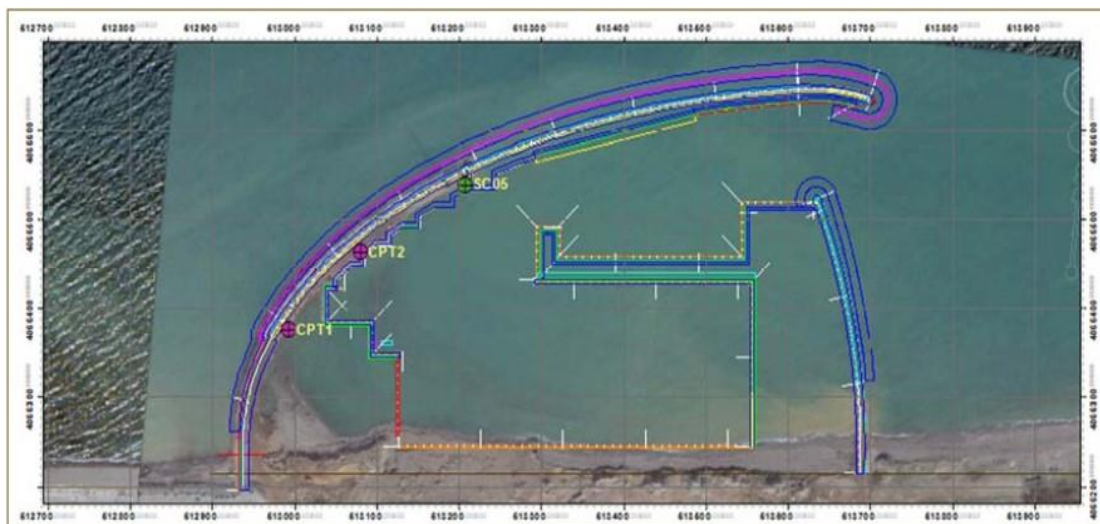


Figure 42: enquête des essais CPT et SPT, le jour 26 février 2017 d'après le BTP.



Figure 43: Exploration et essais CPT et SPT d'après le BTP

## 2. Analyse des résultats :

### 2.1. Analyse des SPT réalisés dans l'enquête SC 05 :

Selon les résultats obtenus L'angle de frottement effective conditions drainées)  $\phi'$  pour les différentes profondeurs où L'étude a été réalisée, a été calculé conformément avec la formule de Schmertmann :

$$\text{Tg}\Phi' = \left( \frac{N_{spt}}{12.2 + 20.3 \times \left( \frac{\sigma'_{v_0}}{Pa} \right)} \right)^{0.34}$$

Où :

$\Phi'$  : Angle de frottement (condition drainées)

$N_{spt}$  : Nombre de coups sans corriger

$\sigma'_{v_0}$  : Pression verticale effective au niveau de l'essai

$Pa$  : Pression de référence, égale à 100 Kpa.

- D'autre côté, la densité relative a été aussi calculée moyennant la formule de Meyerhoff :

$$DR = \sqrt{\frac{N_{spt}}{23\sigma'_{v_0} + 16}}$$

Où :

NSPT : est le numéro de coups obtenu de l'essai SPT,

$\sigma'_{v_0}$  : est la tension effective de ce niveau à la cote moyenne, en kP/cm<sup>2</sup>.

### 2.2. Analyse des CPT réalisés dans l'enquête CPT1 et CPT2 :

À partir de la résistance par pointe, l'angle de frottement effectif interne est calculé selon la formule de Robertson :

$$\text{tg}\phi' = 0.10 + 0.38 \log_{10} \left( \frac{q_c - \sigma_{v_0}}{\sigma'_{v_0}} \right)$$

Où :

$q_c$  : Résistance par pointe du CPT.

$\sigma'_{v_0}$  : La tension effective de ce niveau à la cote moyenne, en kP/cm<sup>2</sup>.

$\sigma_{v_0}$  : La tension normale de ce niveau à la cote moyenne, en kP/cm<sup>2</sup>.

Les résultats obtenus pour l'angle de frottement interne sont légèrement supérieurs aux angles calculés à partir des essais SPT réalisés lors du sondage.

### 2.3. Résultats des essais CPT-1, CPT-2 et SC 05 :

Les résultats obtenus sont présentés dans les trois tableaux ci-dessous :

Tableau 11 : Résultats de l'essai SPT dans le sondage SC05 d'après le BTP

Forage SC5						
H(m)	Classification	$\sigma'_{vo}(t/m^2)$	N <sub>SPT</sub>	(N <sub>SPT</sub> ) <sub>60</sub>	Dr	$\phi'$
-8.24	Sable	10.688	15	15.51	61	37.16
-9.89	Sable	12.338	18	19.99	64	37.99
-11.75	Sable	14.198	23	27.41	69	39.4
-13.56	Sable	16.008	30	37.96	75	41.13
-16.66	Sable	19.108	38	52.53	80	42.14
-19.36	Sable	21.808	26	38.40	63	37.53
-21.16	Sable	23.608	22	33.80	56	35.4
<b>Moyenne</b>						<b>38.68</b>

Tableau 12: Résultats de l'essai CPT dans le sondage CPT-1 d'après le BTP.

Forage CPT-1				
H(m)	$\sigma_{vo}(t/m^2)$	$\sigma'_{vo}(t/m^2)$	$q_p(t/m^2)$	$\phi'$
1.626	0.00	0.00		
-6.374	15.51	9.14	1700.00	43.86
-7.374	17.51	10.14	700.00	38.47
-8.374	19.51	11.14	1600.00	42.54
-9.374	21.51	12.14	900.00	38.39
-10.374	23.51	13.14	1800.00	42.30
-11.374	25.51	14.14	1600.00	41.28
-12.374	27.51	15.14	1100.00	38.77
-13.374	29.51	16.14	2100.00	42.02
-14.374	31.51	17.14	3800.00	44.71
<b>Moyenne</b>				<b>41.37</b>

Tableau 13: Résultats de l'essai CPT dans le sondage CPT-1 d'après le BTP.

Forage CPT-2				
H(m)	$\sigma_{vo}(t/m^2)$	$\sigma'_{vo}(t/m^2)$	$q_p(t/m^2)$	$\phi'$
1.633	0.00	0.00	-	-
-6.367	15.51	9.14	800.00	39.85
-7.367	17.51	10.14	1400.00	42.34
-8.367	19.51	11.14	1000.00	39.99
-9.367	21.51	12.14	1400.00	41.38
-10.367	23.51	13.14	1200.00	40.09
-11.367	25.51	14.14	1400.00	40.54
-12.367	27.51	15.14	1700.00	41.23
-13.367	29.51	16.14	1100.00	38.39
-14.367	31.50	17.14	2000.00	41.44
<b>Moyenne</b>				<b>40.58</b>

Les résultats obtenus pour l'angle de frottement interne sont légèrement supérieurs aux angles calculés à partir des essais SPT réalisés lors du sondage.

3. Figures des résultats de l'enquête et essais :

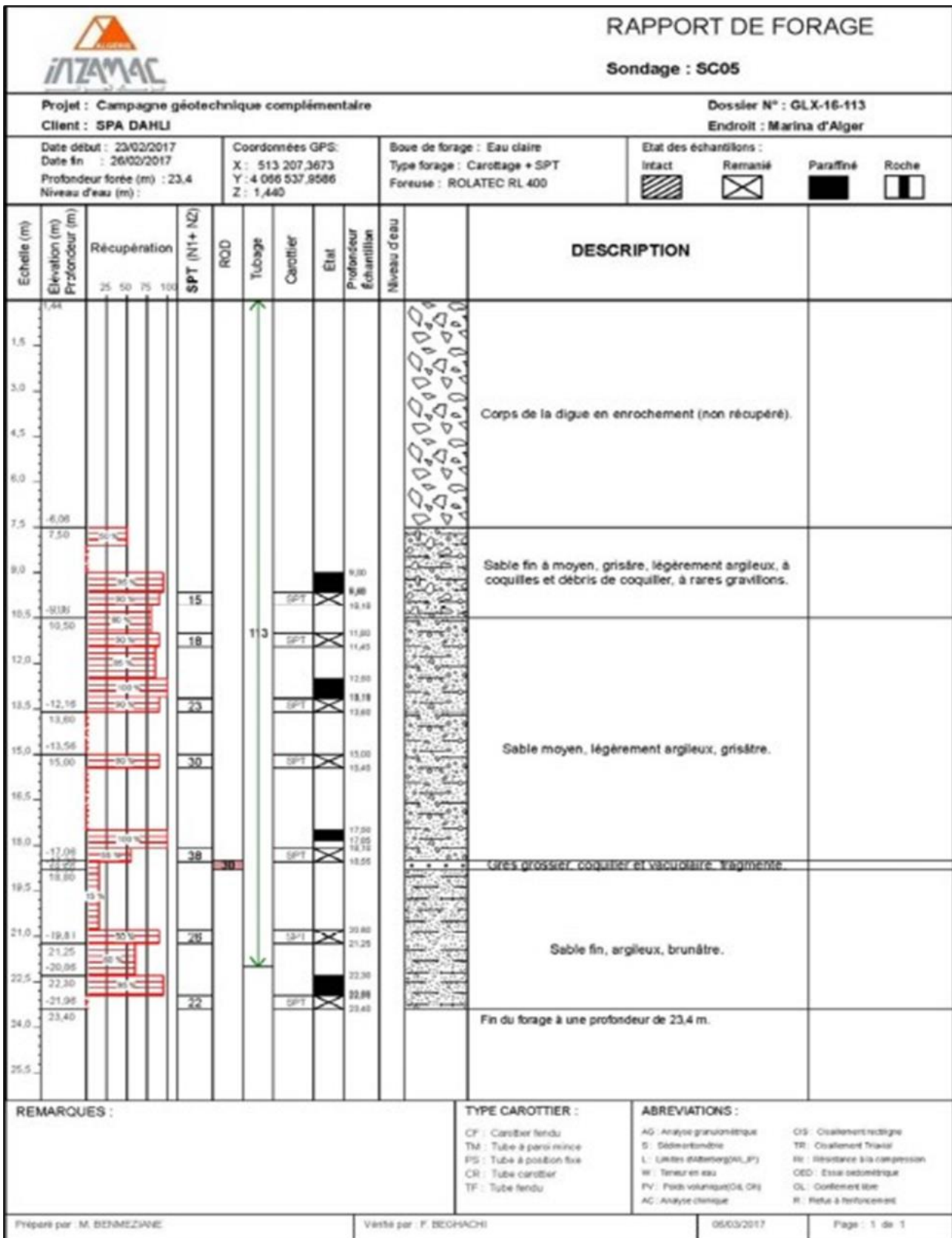


Figure 44 : Rapport et description de forage SC-5 d'après le BTP

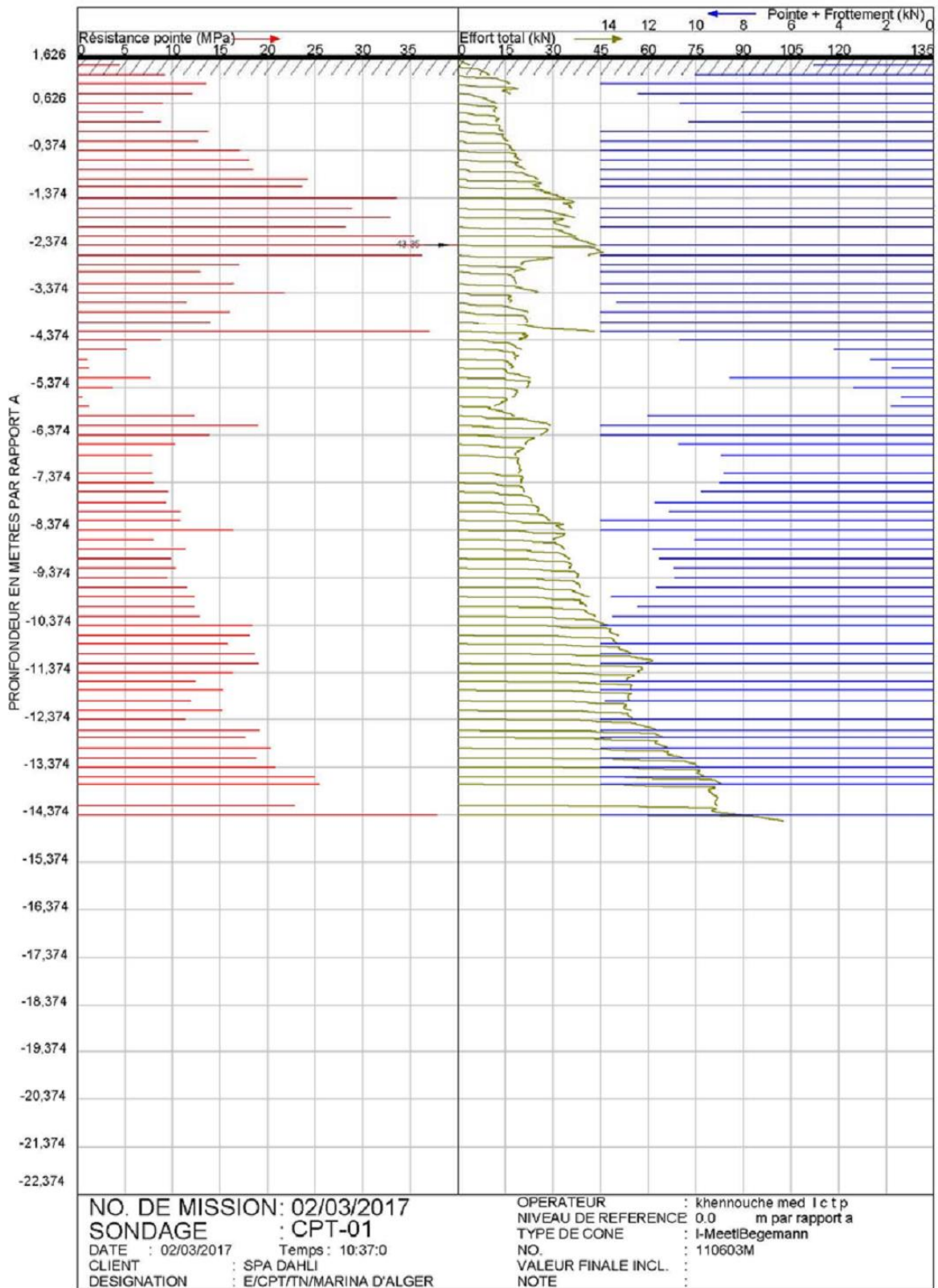


Figure 45 : Organigramme du Forage CPT-1 d'efforts et de résistance en pointe d'après le BTP.

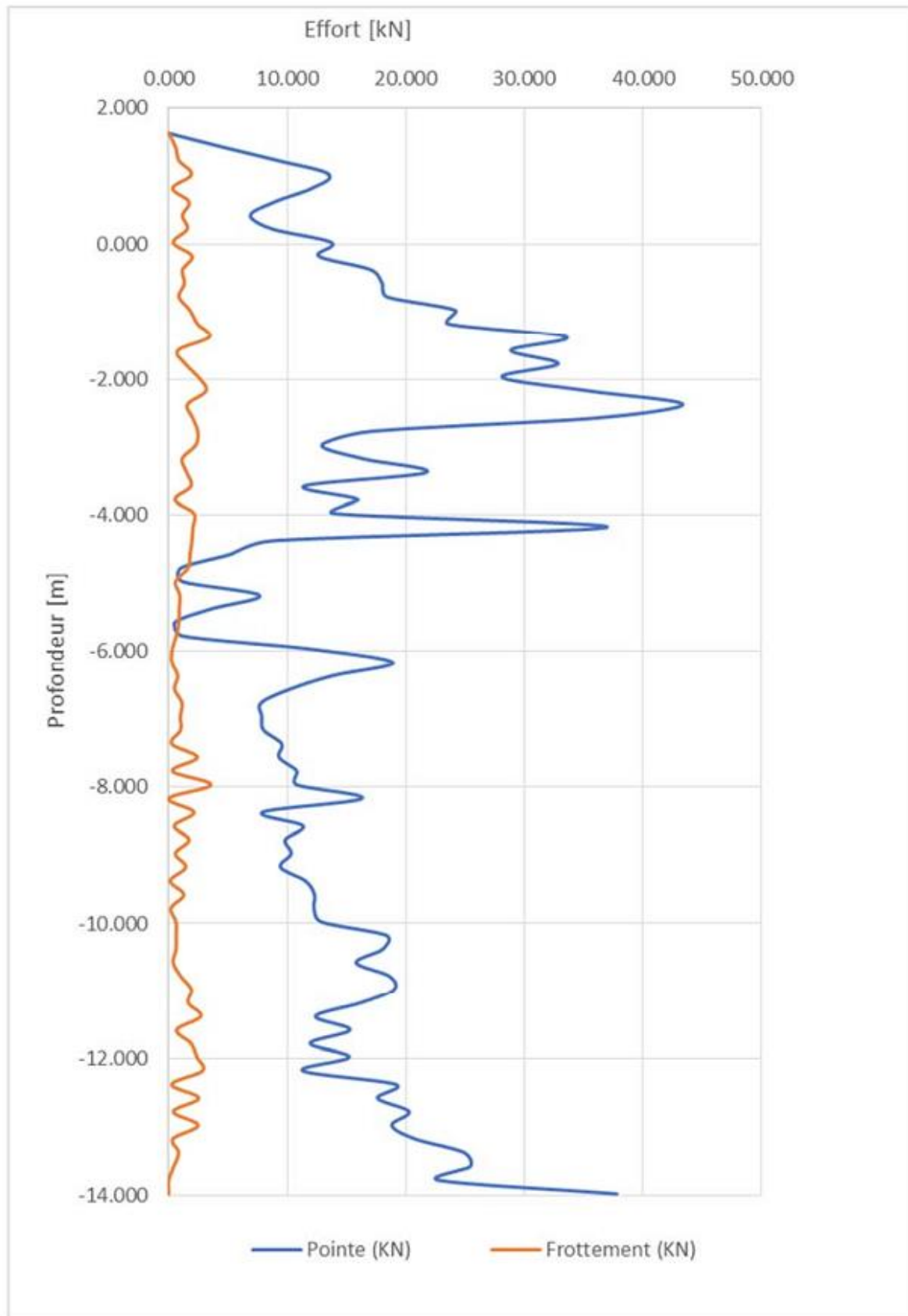


Figure 46 : Diagramme d'efforts en point et de frottement essai CPT-1 d'après le BTP.

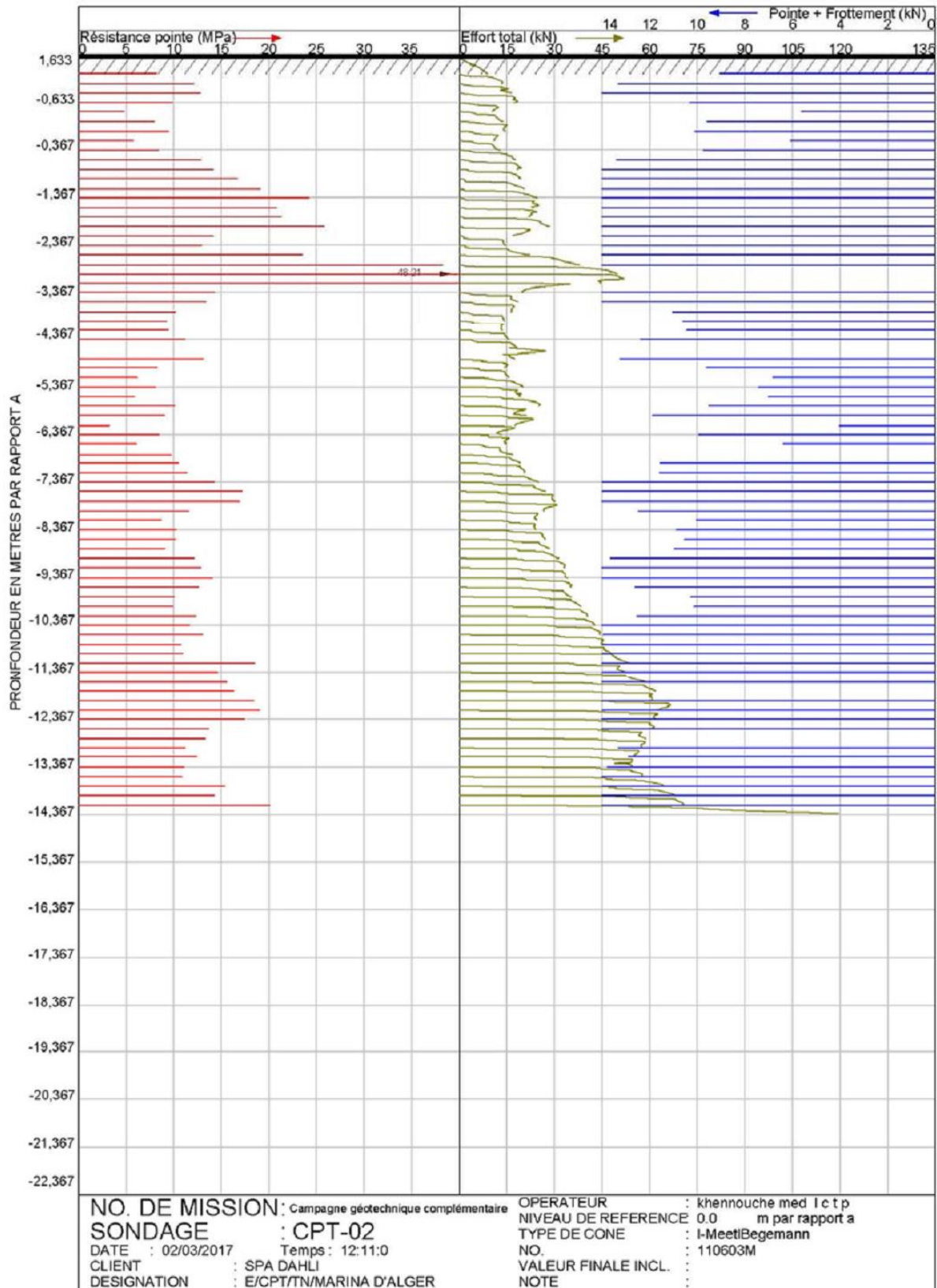


Figure 47 : Organigramme du Forage CPT-2 d'efforts et de résistance en pointe d'après le BTP.

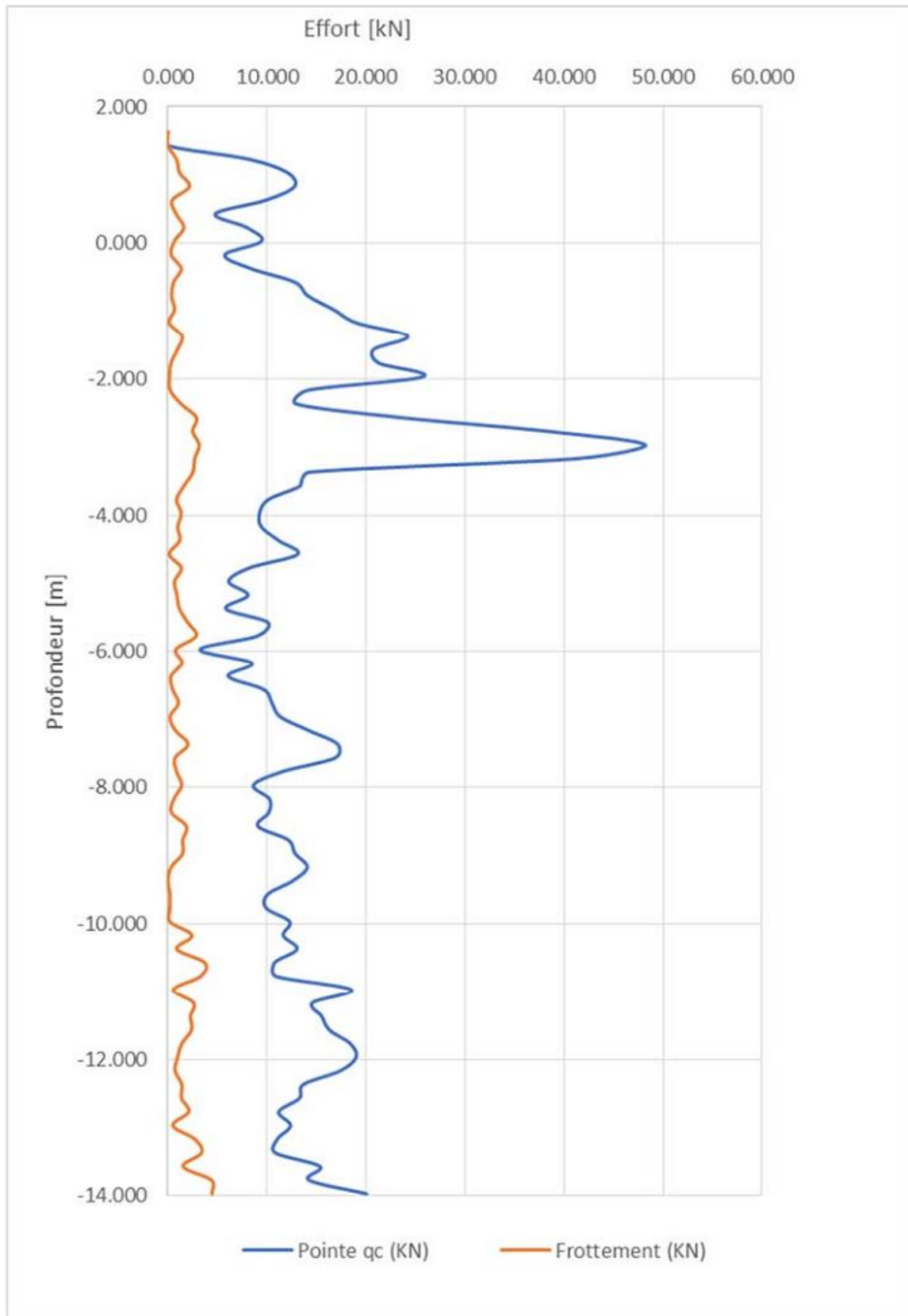


Figure 48 : Diagramme d'efforts en point et de frottement essai CPT-2 d'après le BTP.

#### 4. Récapitulatif des données de sol :

##### 4.1. Caractéristiques du sol :

L'information de caractère géomatique disponible pour la réalisation du projet est composée de l'étude géophysique (LEM, 2006), l'étude sédimentologique (LEM, 2006) et la campagne géotechnique réalisée sur 03 points de sondage carottés sur le trait de côte. Ces sondages ont révélé l'existence d'une seule couche de "sables limoneux (SM)" aux caractéristiques suivantes :

Tableau 14: Tableau récapitulatif des paramètres géotechniques du terrain de fondation (Couche de sable limoneux, campagne géotechnique, BTP, 2015).

Paramètre	Symbole	Unité	Valeur
Épaisseur	<b>Z</b>	<b>m</b>	≈20
Masse volumique des blocs utilisés	$\gamma_s$	<b>KN/m<sup>3</sup></b>	24.81
Poids volumique déjaugé du sol	$\gamma_d$	<b>KN/m<sup>3</sup></b>	19.62
Poids volumique saturé du sol	$\gamma_{sat}$	<b>KN/m<sup>3</sup></b>	19.62
Densité relative	<b>Dr</b>	<b>%</b>	77
Angle de frottement interne (conditions non drainées)	<b><math>\Phi</math></b>	<b>Degré</b>	30
Angle de frottement interne (conditions drainées)	<b><math>\Phi'</math></b>	<b>Degré</b>	37.5
Module de déformation	<b>E</b>	<b>MN/m<sup>2</sup></b>	10 – 96
Coefficient de perméabilité horizontal	<b>kh</b>	<b>m/s</b>	7 – 10
Coefficient de perméabilité vertical	<b>kv</b>	<b>m/s</b>	7 – 10

#### 5. Installations des pieux :

Battage des pieux est effectué parmi les charges de ce projet de BTP. À cet effet, on a besoin d'une grue puissante d'une capacité de 100 Tonne pour supporter le pieu et le vibreur de 29 m de distance de l'axe de la grue, le poids total (vibreur + pieu) est estimé à 3,5 tonnes (pieux de 14 m de longueur), donc une grue de 100 tonne sera suffisante.

Les pieux seront battus cote à cote à un niveau définitif de (+ 0.5m), pour la bonne continuité des travaux on va couper la partie supérieure du pieu afin d'obtenir le niveau approprié (si nécessaire). Une fois les pieux ont été enfoncés, le coulage du tout-venant et les roches seront classées entre eux par une pelle afin de distribuer correctement les matériaux de carrière entre les pieux.

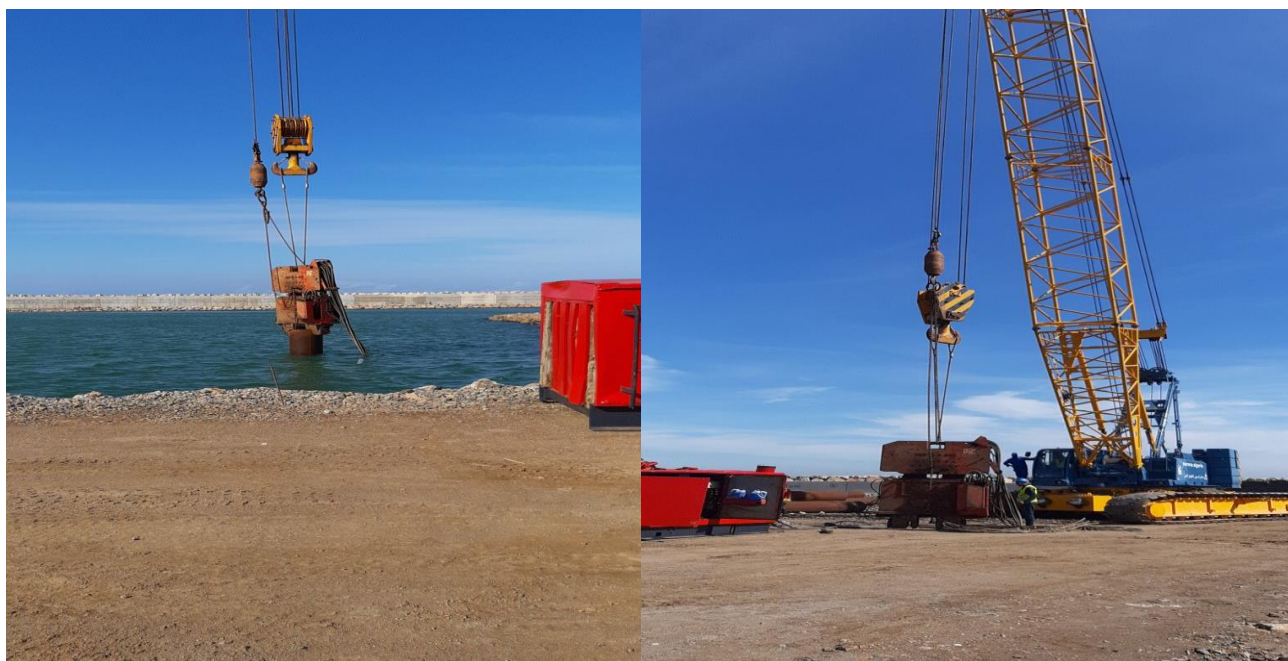


Figure 49: Image photographique représentative de battage de pieux

**6. Description de dimensionnement des quais sur pieux :**

Tout au long du périmètre de la darse du port Marina Baie d'Alger, deux zones d'accostage avec la typologie de quais sur pieux sont conçues. La première zone est adossée à la digue de protection permettant l'accostage longitudinal de bateaux jusqu'à 70 m de longueur.

La deuxième zone se trouve à l'autre côté du canal principal d'accès tout au long du périmètre de la contre digue jusqu'à la fin de ce canal. Au niveau du tronçon intermédiaire, il y a plusieurs accostages pointus pour des bateaux qui dépassent de 25 m de longueur.

Du point de vue de la géométrie, aussi bien la coupe adossée au quai que celle du périmètre du canal est égale, sauf dans la distance transversale entre pieux, qui est plus grande dans le premier cas. Par conséquent, cette coupe a été choisie comme référence de calcul pour le dimensionnement. La coupe est formée par deux files de pieux séparés de manière transversale par une distance de 7.25 m sur le quai adossé à la digue et 5.00 m dans le reste. Dans la direction longitudinale au quai, la distance entre pieux est de 9.00 m. Les pieux sont circulaires en acier S 290JR avec un diamètre de 0.813 m et une épaisseur de 12.7 mm.

Le pieu du côté de la mer se trouve fondé à la cote -12.50 m, tandis que celui du Côté de la terre est fondé à la cote -11.0 m. En ce qui concerne le couronnement Il se trouve dans les deux cas à la cote +0.5 m. Sur l'alignement des pieux du côté de la mer et sur le côté de la terre, deux poutres Longitudinales de 1,0 x 0,95 celle première et de 0,7 x 0,95 celle deuxième sont construites, en béton armé HA-35. Sur ces poutres, une dalle de 0,35 m de chant est Construite, qui constitue le couronnement du quai à la cote +1.80 m. Le talus qui est dans l'extrados est composé d'un noyau de tout-venant avec inclination jusqu'à 3H : 2V, protégé par une carapace d'enrochement de 100-300 kg de 0.75 m d'épaisseur.

**CONCLUSION :**

En conclusion, le port est affaissé sur une couche de sables fins limoneux avec une épaisseur atteignant au moins la cote -20,00 m avec une valeur représentative de l'angle de frottement interne :  $\varphi' = 37,50^\circ$ . (D'accord au sondage SC et CPT (BTP, 2015)).

Les épaisseurs ont été précisées et augmentées par rapport à celles fournies par l'Étude Géophysique (LEM, 2006).

Les propriétés géotechniques de ce matériau ont été déterminées et justifiées à travers des essais d'échantillonnage et calculs des paramètres restants à travers de différentes formulations habituelles, en arrivant à des résultats coïncidents par des divers chemins.

# **Chapitre IV : Présentation du logiciel Plaxis.**

## Chapitre IV : Présentation du logiciel plaxis

### 1. Un bref aperçu sur les méthodes des éléments finis (M.E.F) :

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution approchée des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Cette technique est récente, elle a un caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances des trois disciplines de base :

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ...etc.
3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

### 2. Historique du logiciel « PLAXIS » :

Le développement du logiciel PLAXIS commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'élément fini facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, PLAXIS a été étendu à plein d'autres domaines de la géotechnique. En 1998, la première version de PLAXIS pour Windows est développée. Durant la même période, une version 3D du logiciel fait son apparition. Après quelques années de développement, le logiciel 3D PLAXIS Tunnel Program est sorti en 2001. Le principal objectif de ce programme était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour les ingénieurs géotechniciens non spécialement numéricien.

### 3. Présentation du logiciel « PLAXIS 2D, VERSION 8 » :

PLAXIS est un code de calcul à éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves), dont on aura le plaisir de définir en se reportant aux indications du manuel de référence V8 de PLAXIS [PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003].

#### 3.1. Le menu d'entrée des données (INPUT) :

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

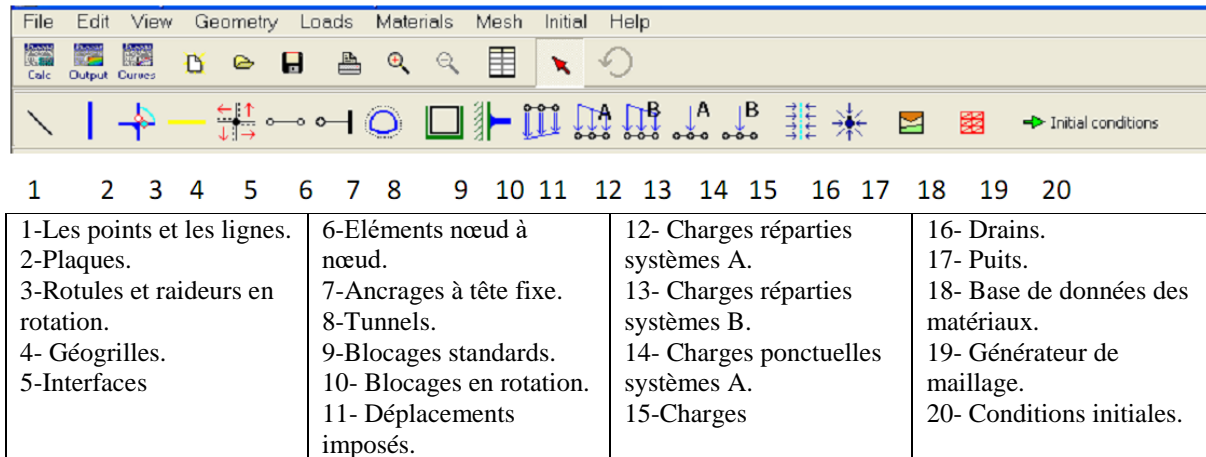


Figure 50 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input).

**Réglages généraux :**

La fenêtre des réglages généraux (General settings) apparaît lors de la création d'un nouveau projet et peut ensuite être ouverte depuis le menu File. Cette fenêtre contient les onglets de projet (Project) et de dimensions (Dimension) :

- ❖ L'onglet Project contient le nom du projet, une description, le type de projet et les données, d'accélération.
- ❖ L'onglet Dimensions contient les unités fondamentales de longueur, de force et de temps et les dimensions de la table à dessin.

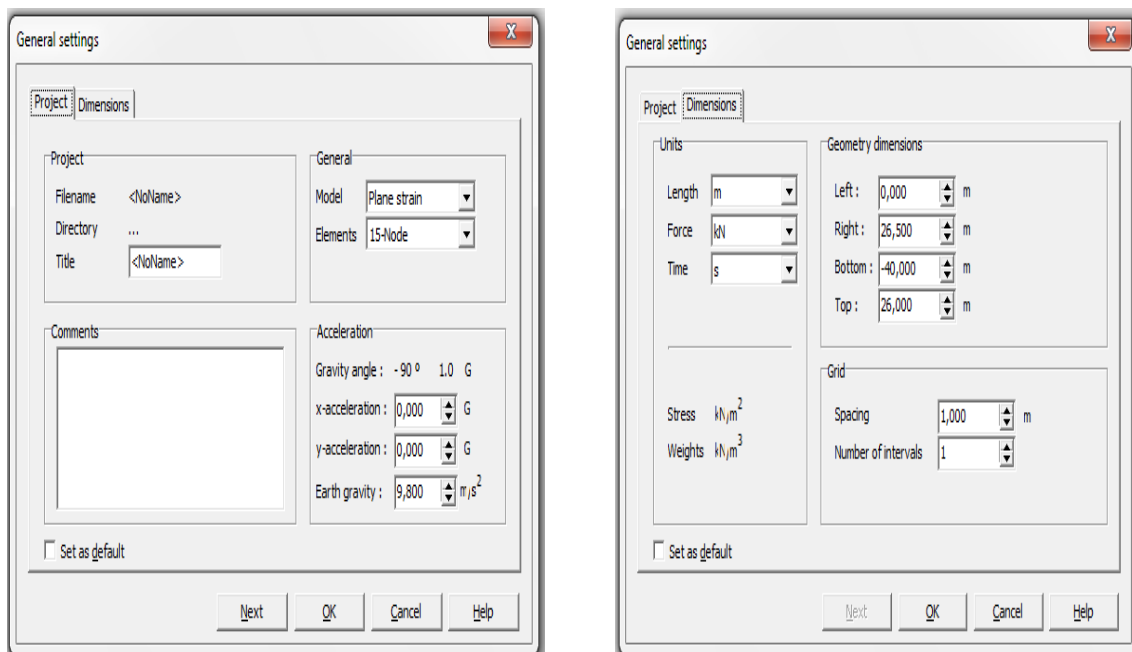


Figure 51: Fenêtre de réglages généraux (Onglet Project) et Fenêtre de réglages généraux (Onglet Dimensions).

**Le type de modèle (Model) :**

PLAXIS Version 8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions, on distingue deux modèles :

- Les modèles en déformations planes (Plane strain) sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contrainte et un schéma de chargements uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.
- Les modèles axisymétriques (Axisymétrique) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives.

### Les éléments :

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (figure 57) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

- Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss.
- Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.

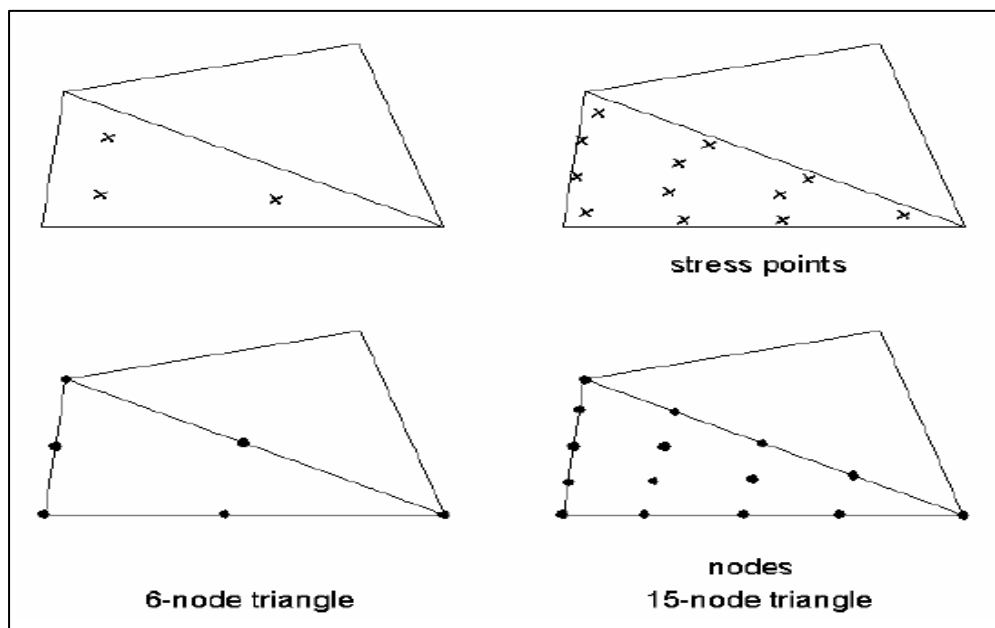


Figure 52: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

### Conventions de signe :

Bien que PLAXIS version 8 soit un programme 2D, les contraintes sont basées sur un système de coordonnées cartésiennes 3D, indiqué sur la figure 58. Dans une analyse en déformations planes,  $\sigma_{zz}$  correspond à la contrainte perpendiculaire au plan de la coupe.

Dans une analyse axisymétrique,  $x$  représente la direction radiale,  $y$  la direction axiale et  $z$  représente la direction tangentielle. Dans ce cas,  $\sigma_{xx}$  représente la contrainte radiale et  $\sigma_{yy}$  la contrainte circonférentielle.

Dans tous les résultats, les contraintes et forces de compression, incluant les pressions interstitielles, sont comptées négativement, alors que les contraintes et les efforts de traction sont comptés positivement.

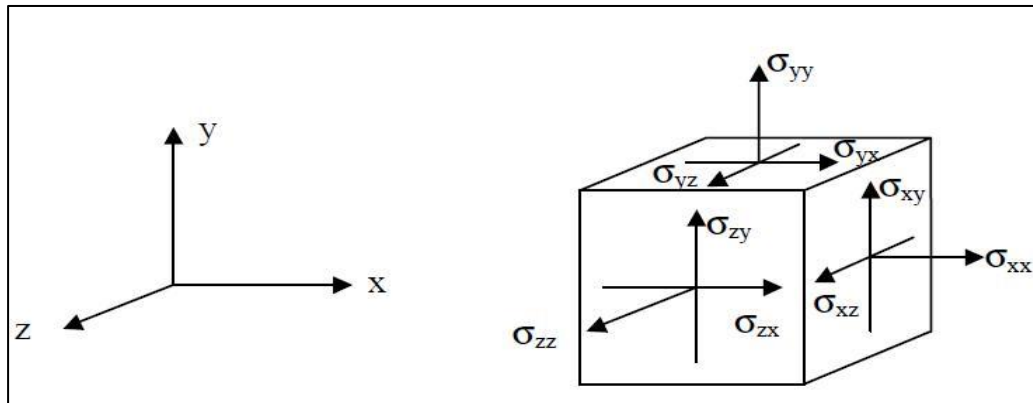


Figure 53: Convention de signes pour les contraintes.

### 3.2. La géométrie :

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique est constitué par des points, des lignes et des couches. En plus de ces composants de base, des éléments de structure et des conditions spéciales peuvent être ajoutés au modèle géométrique pour simuler le soutènement des tunnels, les écrans, les plaques, l'interaction sol-structure ou les chargements.

### 3.3. Propriétés des éléments géométriques :

- **Les points et les lignes** : Qui représente la base de la création d'un modèle géométrique.
- **Plaques** : Ce sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives.

Les plaques peuvent être utilisées pour modéliser l'influence de murs, plaques, coques ou soutènements s'étendant selon  $z$ . Les caractéristiques des plaques sont regroupées dans la base de données des matériaux. Les paramètres les plus importants sont la rigidité de flexion  $EI$  et la raideur axiale  $EA$ . A partir de ces deux paramètres, l'épaisseur équivalente de la plaque est calculée à partir de l'équation :

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$$

- **Rotules et raideurs en rotation** Une articulation est une liaison entre éléments de plaque autorisant la rotation au point de jonction. Par défaut, en un point de raccord entre des éléments de plaque, la rotation est continue et le point ne possède qu'un seul degré de liberté en rotation.

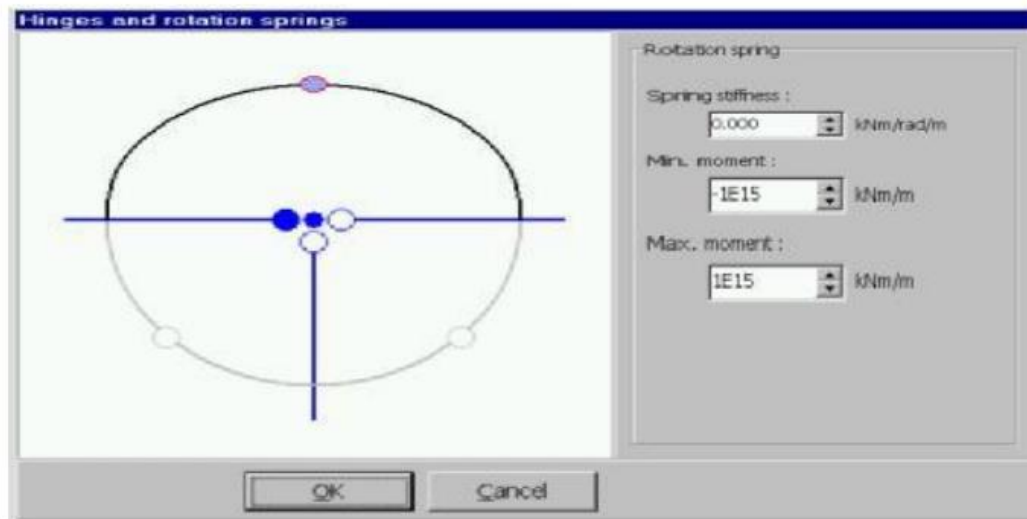


Figure 54: Les points de jonction entre éléments de plaque

- **Géogrilles** : Les géogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géotextiles ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. Ces éléments sont principalement utilisés pour modéliser des renforcements de sol. Les géogrilles peuvent aussi être utilisées en combinaison avec des éléments nœud à nœud pour simuler un tirant. Dans ce cas, la géogrille est utilisée pour modéliser le scellement, et l'élément nœud à nœud représente la partie libre du tirant.
- **Interfaces** : Une "épaisseur virtuelle" est assignée à chaque interface. C'est une dimension fictive utilisée pour définir les caractéristiques du matériau affectées à l'interface. La rugosité de l'interface est modélisée par le choix d'une valeur convenable du facteur de réduction des efforts à l'interface ( $R_{inter}$ ). Ce facteur relie les caractéristiques de l'interface (frottement de la paroi et adhérence) aux caractéristiques du sol (angle de frottement et cohésion).
- **Éléments nœud à nœud** : Les éléments nœud à nœud sont des éléments élastiques utilisés pour modéliser des liaisons entre deux points.
- **Ancrages à tête fixe** : Les ancrages à tête fixe sont des éléments élastiques qui servent à modéliser une liaison à partir d'un seul point.
- **Tunnels** : L'option Tunnels permet de créer des sections de tunnel circulaires ou non, à intégrer dans le modèle géométrique. Une section de tunnel est composée d'arcs et de lignes, auxquels on peut ajouter un soutènement et une interface.

### 3.4. Chargements et conditions limites :

- Le menu chargement (Loads) contient les options permettant d'introduire les surcharges, charges linéiques ou charges ponctuelles, ainsi que les déplacements imposés. Ils peuvent être appliqués aux limites du modèle aussi bien qu'à l'intérieur de celui-ci.
- PLAXIS propose divers conditions limites :
  - ✓ Des déplacements imposés (Prescribed displacements),
  - ✓ Blocages : Ce sont des déplacements imposés nuls (Total fixity),
  - ✓ Blocage en rotation (Rotation fixity),
  - ✓ Blocages standards : Des blocages en déplacements et en rotation (Standard fixities),
  - ✓ Des drains (Drains) et des puits (Well) peuvent être imposés au sol.

#### 4. Modélisation du comportement d'un sol :

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré de sophistication.

##### 4.1.1. Les modèles des matériaux

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Ces modèles sont :

###### ❖ Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young (E), et le coefficient de Poisson( $\nu$ ). Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

###### ❖ Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = C + \sigma' \cdot \tan \varphi'$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et C et  $\varphi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 55). Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 56). Les deux premiers sont E et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et  $\Phi$  respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation où de stabilité.

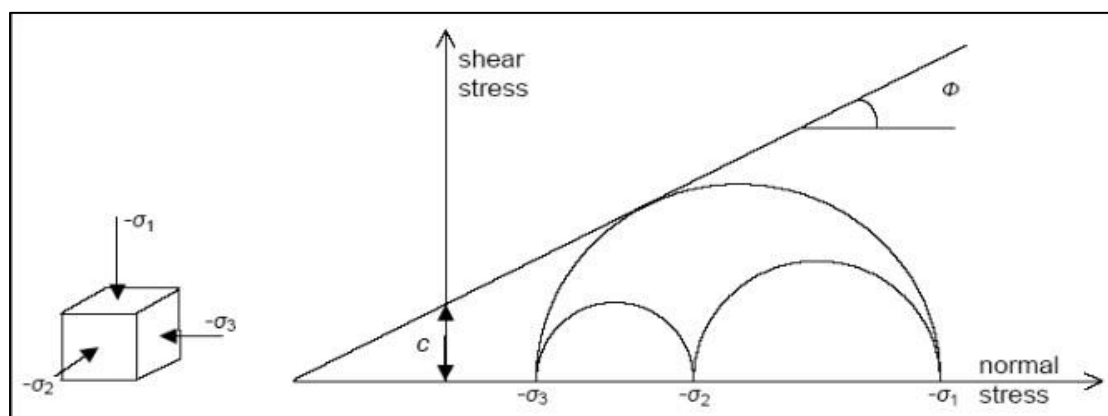


Figure 55: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Figure 56 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

#### ❖ Le module d'Young (E) :

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement. En mécanique des sols, la pente initiale est appelée  $E_0$ , et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté  $E_{50}$ . Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser  $E$ . Alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre  $E_{50}$ .

Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de PLAXIS. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, PLAXIS propose une option spéciale pour définir une rigidité variable avec la profondeur.

#### ❖ Le coefficient de Poisson ( $\nu$ )

Dans la plupart des cas, les valeurs de  $\nu$  sont comprises entre 0,3 et 0,4. Dans le cas d'un comportement non drainé, il est conseillé d'entrer une valeur effective pour le coefficient de Poisson. De cette façon, PLAXIS ajoutera automatiquement un module de compressibilité pour le fluide interstitiel, basé sur un coefficient de Poisson non drainé implicite de 0,495. Dans ce cas, le coefficient de Poisson effectif devra être inférieur à 0,35. Utiliser des valeurs plus élevées du coefficient de Poisson impliquerait que l'eau ne soit pas suffisamment raide par rapport au squelette du sol pour simuler un comportement non drainé.

#### ❖ Cohésion (C)

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $\Phi_u = 0$ , PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : Ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans

des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre  $c$ -depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

❖ **L'angle de frottement ( $\Phi$ )**

L'angle de frottement  $\Phi$  (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

❖ **L'angle de dilatance ( $\psi$ )**

L'angle de dilatance  $\psi$  (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ( $\psi = 0$ ). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est  $\psi = \Phi - 30^\circ$ . Dans la plupart des cas, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de  $\Phi$  inférieures à  $30^\circ$ . Une valeur négative faible pour  $\psi$  n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

❖ **Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model) :**

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

❖ **Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) :**

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

❖ **Modèle pour les sols mous (Soft Soil model) :**

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

❖ **Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model) :**

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

❖ **Modèle défini par l'utilisateur :**

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS.

**4.1.2. Les type de comportement du matériau « sol » (Material type) :**

Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol :

**❖ Comportement drainé (Drained behaviour) :**

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité (comme les sables) et/ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme sans avoir besoin de modéliser l'histoire précise du chargement non drainé et de la consolidation.

**❖ Comportement non drainé (Undrained behaviour) :**

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique. Remarquons que les paramètres de modélisation à entrer sont les paramètres effectifs, i.e.  $E'$ ,  $\nu'$ ,  $C'$ ,  $\phi'$  et non pas  $E_u$ ,  $\nu_u$ ,  $C_u$ ,  $\phi_u$ . En plus de la raideur et de la résistance du squelette du sol, PLAXIS ajoute automatiquement un module de compressibilité pour l'eau et distingue les contraintes totales, les contraintes effectives et les surpressions interstitielles.

**❖ Le comportement non poreux (Non-porous behaviour) :**

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures. Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (Linear elastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux. La caractéristique "non poreux" (Non-porous) peut aussi être appliquée à des interfaces. Pour empêcher tout écoulement à travers un écran de palplanches ou d'autres structures imperméables, on peut affecter aux interfaces placées autour un jeu de données spécifique où le type de matériau est choisi comme Non-porous.

**4.1.3. Autres paramètres à définir :****❖ Poids volumique saturé et non saturé ( $\gamma_{\text{sat}}$  et  $\gamma_{\text{unsat}}$ )**

Les poids volumiques saturé et non saturé se réfèrent au poids volumique total du sol incluant le fluide interstitiel. Le poids volumique non saturé  $\gamma_{\text{unsat}}$  s'applique à tous les matériaux au-dessus de la nappe phréatique et le poids volumique saturé  $\gamma_{\text{sat}}$  à tous les matériaux situés sous la nappe. Pour les matériaux non poreux, seul le poids non saturé est significatif, et il correspond exactement au poids total unitaire. Remarquons que dans la pratique, les sols ne sont jamais complètement secs. Par conséquent, il est conseillé de ne pas entrer le poids volumique correspondant à un sol totalement sec pour  $\gamma_{\text{unsat}}$ .

**❖ Perméabilités ( $k_x$  et  $k_y$ )**

Les perméabilités ont la dimension d'une vitesse (unité de longueur par unité de temps). La donnée des perméabilités n'est nécessaire que pour des analyses de consolidation et des calculs d'écoulement. PLAXIS distingue une perméabilité horizontale  $k_x$ , et une perméabilité verticale  $k_y$ , puisque dans certains types de sols (par exemple les tourbes), il peut y avoir une différence significative entre ces deux perméabilités. Pour obtenir des résultats précis, le rapport entre la perméabilité la plus forte et la perméabilité la plus faible ne devra pas dépasser  $10^5$ , afin d'éviter que la situation conduise à un mauvais conditionnement de la matrice d'écoulement.

**❖ Rigide (Rigid) :**

Cette option est utilisée pour que l'interface n'influence pas la résistance du sol avoisinant et ne réduit pas ces caractéristiques. Ces interfaces doivent être déclarées Rigid (ce qui correspond à  $R_{inter} = 1.0$ ).

**❖ Manuel (Manual) :**

Si la résistance d'interface est régie par l'option Manual, la valeur de  $R_{inter}$  peut être saisie manuellement. En général, pour des interactions réelles entre le sol et un élément de structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de  $R_{inter}$  est inférieure à 1. Des valeurs de  $R_{inter}$  supérieures à 1 ne devraient normalement pas être utilisées.

**Remarque :**

PLAXIS propose des caractéristiques avancées (Advanced general properties) qui permettent la variation de la perméabilité durant une analyse de la consolidation. Ceci est obtenu en entrant une valeur adéquate pour le paramètre  $C_k$  (variations de la perméabilité) et pour l'indice des vides. Il existe aussi des paramètres avancés de Mohr-Coulomb, ils comprennent l'accroissement de la rigidité ( $E_{incrément}$ ) et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur ( $C_{incrément}$ ), ainsi que la suppression des tractions.

**4.2. Les données pour les matériaux des plaques :****❖ Rigidité :**

Le comportement élastique nécessite deux propriétés :

- Une rigidité normale  $EA$  : Donnée en unité de force par unité de largeur,
- Une rigidité de flexion  $EI$  : Exprimée en force fois la longueur au carré par unité de largeur.

**❖ Coefficient de Poisson :**

Pour les structures relativement flexibles dans la direction perpendiculaire à la figure (comme les palplanches et d'autres types de structures métalliques), le coefficient de Poisson est généralement nul. Pour des structures plus massives, comme des murs en béton, il est plus réaliste d'entrer une vraie valeur pour le coefficient de Poisson de l'ordre de 0.15.

**❖ Poids ( $w$ ) :**

Dans les propriétés des matériaux des plaques, un poids volumique peut être spécifié ; il est exprimé en force par unité de surface. Pour des structures relativement massives cette force est obtenue, en principe, en multipliant le poids volumique de la plaque par son épaisseur.

### 4.3. Les données des géogrilles :

Les géogrilles sont des éléments élastiques flexibles qui représentent une nappe synthétique. Elles ne peuvent pas supporter de force de compression. La seule propriété d'une géogrille est sa rigidité axiale élastique EA. Elle est le rapport de l'effort axial par unité de longueur et de la déformation axiale ( $\Delta l/l$  où  $\Delta l$  est l'allongement, et  $l$  est la longueur)  $EA = \frac{F}{\Delta l/l}$

### 4.4. Les données des ancrages :

Un jeu de données d'ancrage peut contenir les caractéristiques d'un ancrage nœud à nœud ou d'un ancrage à tête fixe. Dans les deux cas, l'ancrage est seulement un élément élastique. La propriété principale d'un ancrage est la rigidité axiale EA saisie par ancrage, selon l'unité de force, et non par mètre linéaire. Pour calculer une rigidité équivalente par mètre linéaire, Plaxis demande la saisie de l'espacement dans la direction perpendiculaire à la figure "Ls".

Si le type de comportement choisi est "élasto-plastique", deux forces maximales d'ancrage, "F<sub>max,tens</sub>" (force de traction maximale) et "F<sub>max,comp</sub>" (force de compression maximale), peuvent être saisies en unité de force (par ancrage). Si le matériau est de type élastique (valeur par défaut), les forces maximales valent  $1 \cdot 10^{15}$  dans l'unité choisie.

Les ancrages peuvent être précontraints au cours d'un calcul de construction par étapes (Staged construction). La force de précontrainte n'est pas considérée comme une propriété du matériau et n'est donc pas incluse dans les jeux de propriétés des ancrages.

## 5. Génération du maillage :

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis.

Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds.

- La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés. Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers.
- La génération du maillage est lancée en cliquant sur le bouton de génération du maillage situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option Generate depuis le menu Mesh. La génération est aussi activée directement après la sélection d'une option d'affinage.
- Après la génération du maillage, le programme de résultats (Output) est lancé et une représentation du maillage est affichée.
- La distinction est faite entre cinq niveaux de finesse globale : très grossier (Very coarse), grossier (Coarse), moyen (Medium), fin (Fine), très fin (Very fine). Par défaut, la finesse globale est réglée sur Coarse (grossier).
- Un maillage d'éléments finis peut être affiné globalement ou localement. Dans des zones où des concentrations importantes de contraintes ou des gradients importants de déformations sont attendus.

## 6. Conditions initiales :

Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique). La commutation entre ces deux modes se fait au moyen du bouton "basculer" dans la barre d'outils. Les conditions initiales permettent un retour au mode

géométrique, mais cette opération est à déconseiller puisque des informations relatives aux conditions initiales seront perdues.

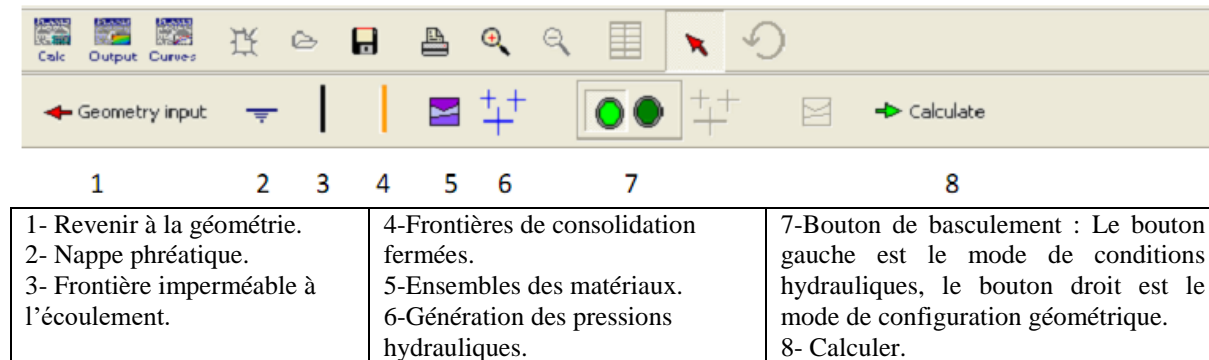


Figure 57 : Barre d'outils des conditions initiales

### 6.1. Conditions hydrauliques :

PLAXIS est généralement utilisé pour des analyses en contraintes effectives dans lesquelles une distinction claire est faite entre les pressions interstitielles  $P_{active}$  et les contraintes effectives  $\sigma'$ . Les pressions interstitielles sont elles-mêmes décomposées en deux parties : les pressions interstitielles permanentes  $P_{steady}$  et les surpressions interstitielles  $P_{excess}$  :

$$P_{active} = P_{steady} + P_{excess}$$

- Les surpressions interstitielles apparaissent à cause du chargement de couches dont le matériau a été défini comme non drainé (Undrained). Dans un calcul plastique, les surpressions interstitielles ne peuvent être créées que dans ces matériaux non drainés. Une analyse en consolidation peut permettre de calculer la dissipation de ces surpressions en fonction du temps.
- Les pressions interstitielles permanentes proviennent d'une situation hydraulique en équilibre. Un tel état est obtenu quand les conditions hydrauliques extérieures restent constantes au cours d'une longue période.

#### 6.1.1. Poids volumique de l'eau :

Dans des projets qui incluent des pressions interstitielles, la saisie d'un poids volumique pour l'eau est nécessaire pour faire la distinction entre les contraintes effectives et les pressions interstitielles.

#### 6.1.2. Nappes phréatiques :

Les pressions interstitielles et les pressions hydrauliques extérieures peuvent être générées à partir de nappes phréatiques. En utilisant une nappe phréatique, la pression de l'eau augmentera linéairement avec la profondeur en fonction du poids volumique de l'eau.

#### 6.1.3. Nappe phréatique générale :

Si aucune couche n'est sélectionnée et aucune nappe phréatique n'est dessinée, celle-ci sera considérée comme une nappe phréatique générale (General phreatic level). Par défaut, la nappe phréatique générale est située en bas du modèle géométrique ; lors de la définition d'une nouvelle nappe, l'ancienne nappe phréatique est remplacée.

#### 6.1.4. Nappe phréatique propre à une couche de sol :

Une nappe phréatique individuelle (Cluster phreatic level) peut être attribuée à chaque couche de sol.

### 6.1.5. Génération des pressions hydrauliques :

Après la saisie des nappes phréatiques ou la saisie de conditions aux limites pour un calcul d'écoulement, les pressions hydrauliques peuvent être générées. Ceci s'effectue en cliquant sur le bouton de génération des pressions hydrauliques (Generate water pressures). Une fenêtre apparaît alors dans laquelle l'utilisateur doit spécifier s'il veut générer les pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique ou au moyen d'un calcul d'écoulement. La première option est rapide et directe alors que la seconde peut être plus réaliste mais requiert la saisie de plus de données et prend plus de temps .

PLAXIS peut introduire une frontière imperméable à l'écoulement (Closed flow boundary) qui peut être placée à la limite du modèle géométrique pour s'assurer qu'aucun écoulement n'apparaîtra au travers de cette limite.

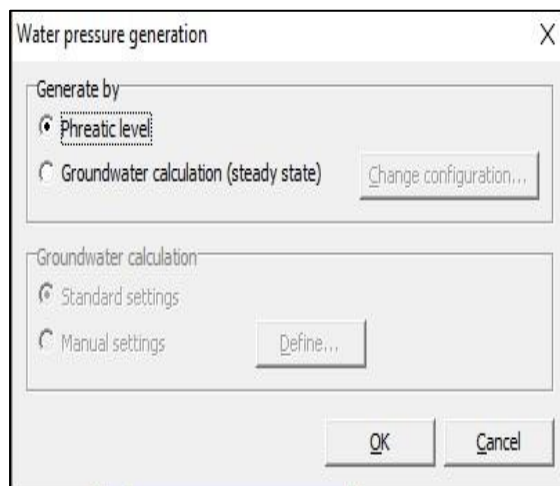


Figure 58: Génération des pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique

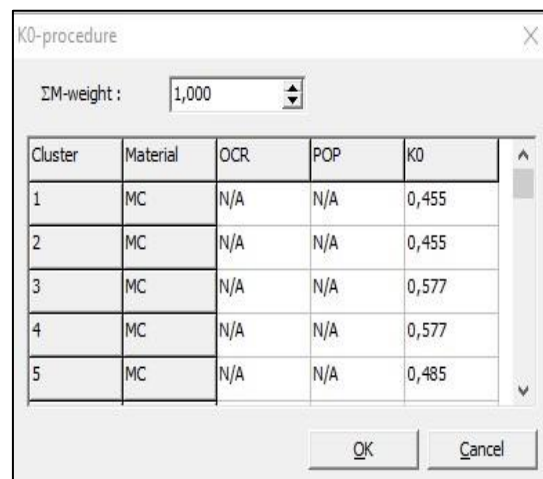


Figure 59: Fenêtre de génération des contraintes initiales (procédure K<sub>0</sub>)

Il est aussi possible de réaliser sous PLAXIS des analyses de consolidation pour calculer le développement des surpressions interstitielles dans le temps. Une analyse de consolidation implique des conditions limites supplémentaires pour les surpressions.

## 6.2. Configuration de la géométrie initiale :

Pour passer du mode de conditions hydrauliques (Water conditions mode) au mode de configuration géométrique (Geometry configuration mode), il faut cliquer sur le 'bouton de basculement' droit de la barre d'outils. Le mode de configuration géométrique est utilisé pour définir la configuration initiale de la géométrie et permet de désélectionner les couches de sol de la géométrie qui ne sont pas actives dans la situation initiale. De plus, les contraintes effectives initiales peuvent être générées par la procédure K<sub>0</sub> (K<sub>0</sub>-procedure) figure 71.

## 7. Calculs :

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type de calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation). Celui-ci contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Lors de définition des phases de calcul, il est possible :

- D'activation ou modification des chargements, couches de sol ou des éléments de structure,

- Changement de la configuration géométrique, changement des caractéristiques des matériaux, changement dans la distribution de pressions hydrauliques,
- Application d'une contraction a un soutènement de tunnel, application de déplacements imposés, application d'une déformation volumique dans les couches de sol ...

Le programme de calcul ne traite que l'analyse des déformations et permet de réaliser :

- Un calcul plastique (Plastic calculation),
- Une analyse de consolidation (Consolidation analysis),
- Un calcul de coefficients de sécurité (Phi-c reduction)
- Ou un calcul dynamique (Dynamic calculation).

Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (PLAXIS Dynamic module), qui est une extension de la Version 8.

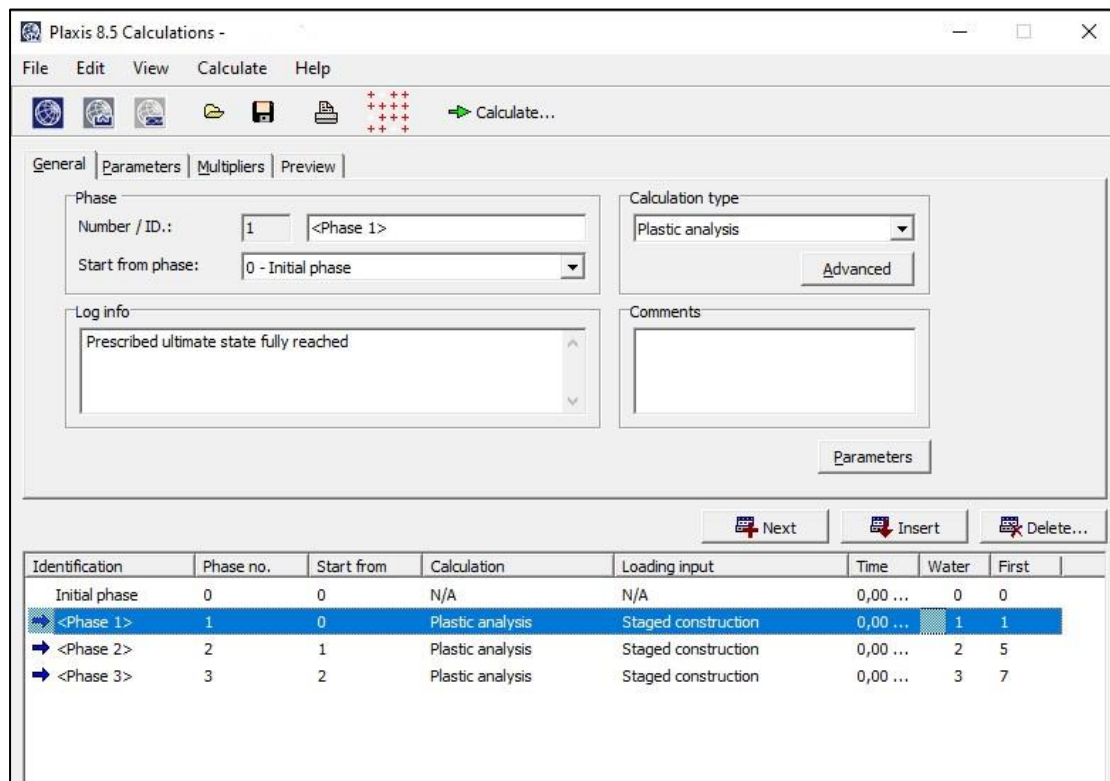


Figure 60: Onglet 'Paramètres' de la fenêtre de calcul

❖ **Construction par étapes :**

La construction par étapes (Staged construction) est le type de chargement (Loading input) le plus important. Grâce à cette fonctionnalité spéciale de PLAXIS, il est possible de changer la géométrie et la configuration de chargement en désactivant ou réactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure créés lors de la définition du modèle géométrique. La construction par étapes permet une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement, construction et excavation. Cette option peut également être utilisée pour réassigner des jeux de caractéristiques des matériaux ou pour changer les distributions de pressions Hydrauliques dans la géométrie.

### ❖ Coefficients multiplicateurs de chargement :

Pendant une analyse en déformations, il est nécessaire de contrôler les valeurs de tous les types de charges. En général, les chargements sont activés dans le cadre d'une construction par étapes en définissant une valeur appropriée.

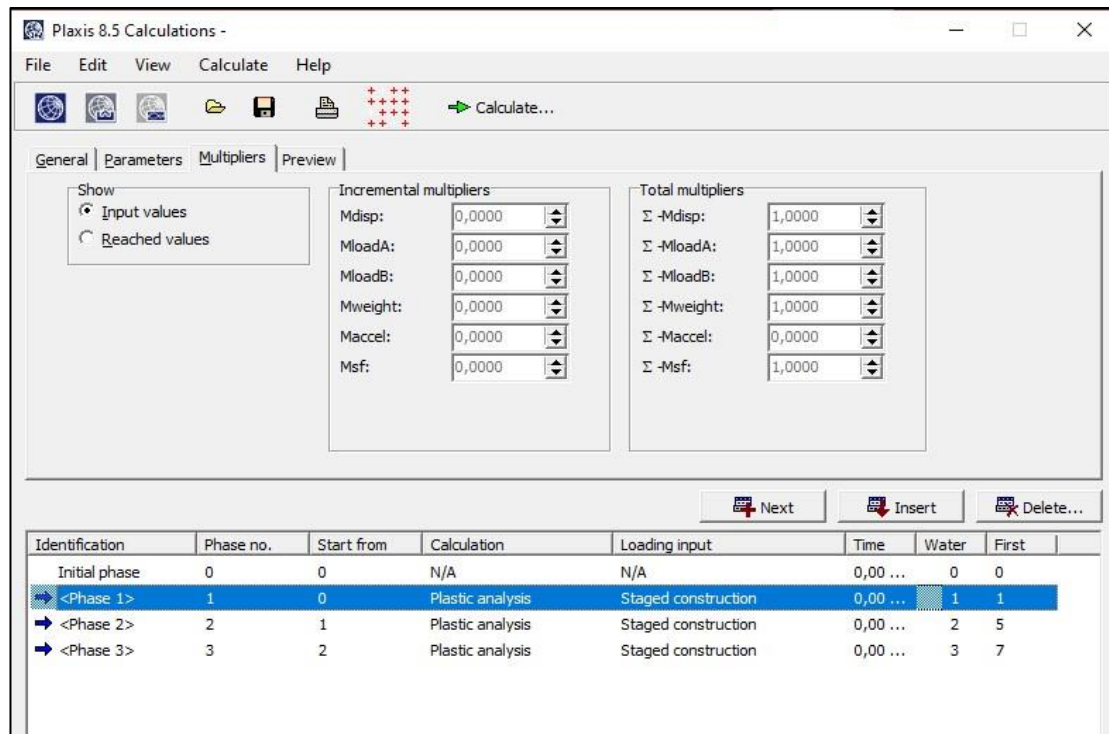


Figure 61: Onglet 'Paramètres' de la fenêtre de calcul (Calculations).

### ❖ Sélection de points témoins pour les courbes :

Avant de lancer le calcul, il est possible de sélectionner des points pour tracer des courbes effort-déplacement et des chemins de contrainte. Pendant les calculs, les résultats relatifs aux points sélectionnés sont stockés dans un fichier à part. Après le calcul, le programme de tracé des courbes (Curves) permet de générer des courbes effort-déplacement et des chemins de contraintes.

### ❖ Exécution de la procédure de calcul :

Lorsque les phases de calcul ont été définies et les points pour les courbes sélectionnés, la procédure de calcul peut être exécutée, en appuyant sur le bouton Calculate de la barre d'outils. Ce bouton n'est visible que si le curseur est placé sur une phase de calcul "à calculer".

### ❖ Interruption d'un calcul :

Si, pour une raison quelconque, l'utilisateur décide d'interrompre une phase de calcul, ceci est possible en appuyant sur le bouton Cancel dans la fenêtre qui affiche les informations concernant le processus itératif de la phase de calcul en cours.

## ❖ Résultats affichés pendant les calculs :

Pendant une analyse en déformations par éléments finis, les informations à propos du processus itératif et le pas de calcul sont présentées dans une fenêtre séparée. Pendant une phase de calcul, une courbe charge-déplacement réduite est affichée et permet d'analyser la situation de la géométrie (entre élasticité et rupture) figure 62.

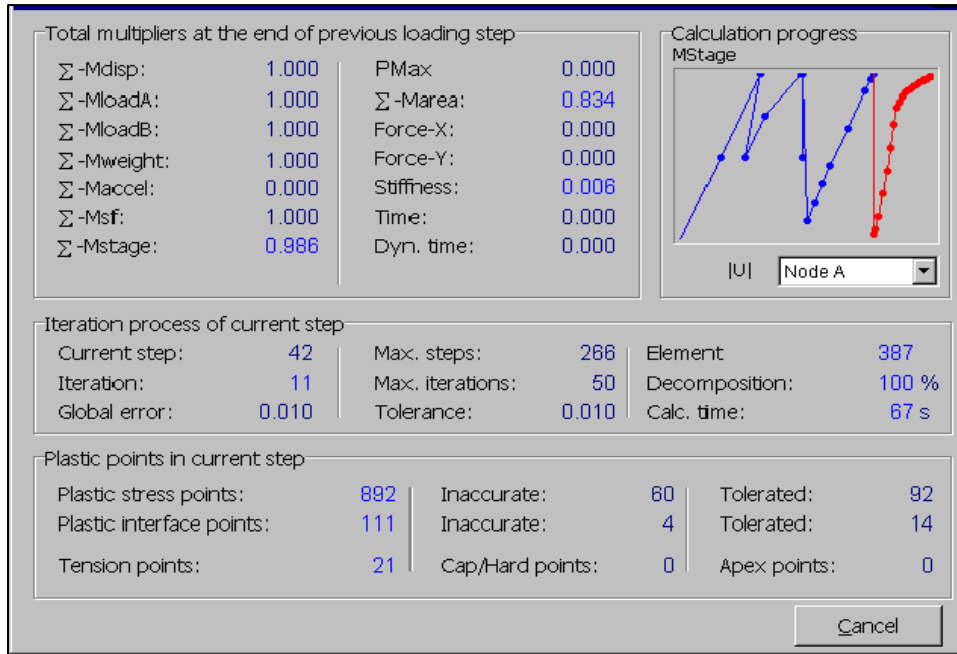


Figure 62 : Fenêtre de calcul.

## ❖ Tolérance :

Le paramètre Tolerance est l'erreur maximale sur l'équilibre global qui est tolérée. La valeur de la tolérance correspond à la valeur du paramètre Tolerated error des réglages de la procédure itérative. Le processus itératif continuera jusqu'à ce que l'erreur globale soit inférieure à la tolérance.

## 8. Résultats :

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis.

Le menu principal du programme Output contient des menus déroulants qui couvrent la plupart des options pour manipuler des fichiers, transférer des données, et à avoir des graphiques et des tableaux. Les principaux types de résultats d'un calcul aux éléments finis sont les contraintes et les déformations.

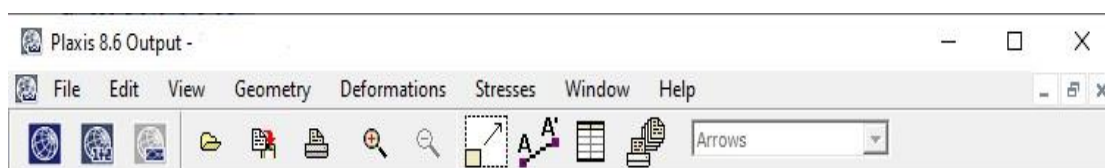


Figure 63 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

### 8.1. Les déformations :

La menu Deformations contient diverses options qui permettent de visualiser les déplacements et les déformations dans le modèle aux éléments finis. On y trouve :

- La déformation du maillage ;
- Les déplacements totaux, horizontaux et verticaux, incréments de déplacement ;
- Les déformations totales, les déformations cartésiennes ;
- Les incréments de déformation et les incréments de déformations cartésiennes.

### 8.2. Les contraintes :

Le menu Stresses contient diverses options qui permettent de visualiser l'état de contrainte dans un modèle aux 'éléments finis. Parmi les résultats de contrainte que propose PLAXIS, on a :

- Les contraintes effectives et les contraintes totales ;
- Les contraintes cartésiennes effectives et les contraintes cartésiennes totales ;
- Le rapport de surconsolidation ;
- Les points plastiques ;
- Les pressions interstitielles actives et les surpressions interstitielles ;
- Le potentiel hydraulique, le réseau de lignes d'écoulement et le degré de saturation.

### 8.3. Structures et interfaces :

#### ❖ Plaque :

Les résultats concernant les plaques comprennent les déplacements et les forces.

- A partir du menu Deformations, l'utilisateur peut sélectionner :
  - ✓ Les déplacements absolus cumulés,  $|u|$ , à la fin du pas de calcul,
  - ✓ Ou les composantes individuelles de déplacement cumulées  $u_x$  et  $u_y$
- A partir du menu Forces, les options Axial forces, Shear forces et Bending moments sont disponibles. Pour les modèles axisymétriques, le menu Force inclut aussi les forces dans le plan perpendiculaire au modèle (Hoop forces). Ces forces représentent les efforts réels à la fin du pas de calcul.

#### ❖ Géogrilles :

Les résultats pour une géogrille comprennent les déplacements et les efforts.

#### ❖ Interface :

Les résultats concernant les interfaces comprennent les efforts et les déplacements.

#### ❖ Ancrages :

Une petite fenêtre affiche l'effort dans l'ancrage ainsi que l'effort maximal et la rigidité de l'ancrage. Si la valeur absolue de l'effort d'ancrage est égale à la force maximale, l'ancrage est plastifié. Les efforts de traction sont positifs.

## 9. Courbes charge-déplacement et chemins de contrainte :

Le programme des courbes (Curves) peut être utilisé pour dessiner :

- Des courbes charge-déplacements, courbes déplacement en fonction du temps ;
- Des courbes contraintes-déformations ;
- Des chemins de contrainte ou de déformation pour des points choisis dans la géométrie.

Ces courbes représentent les évolutions des différentes phases de calcul, et cela donne un aperçu du comportement global et local du sol.

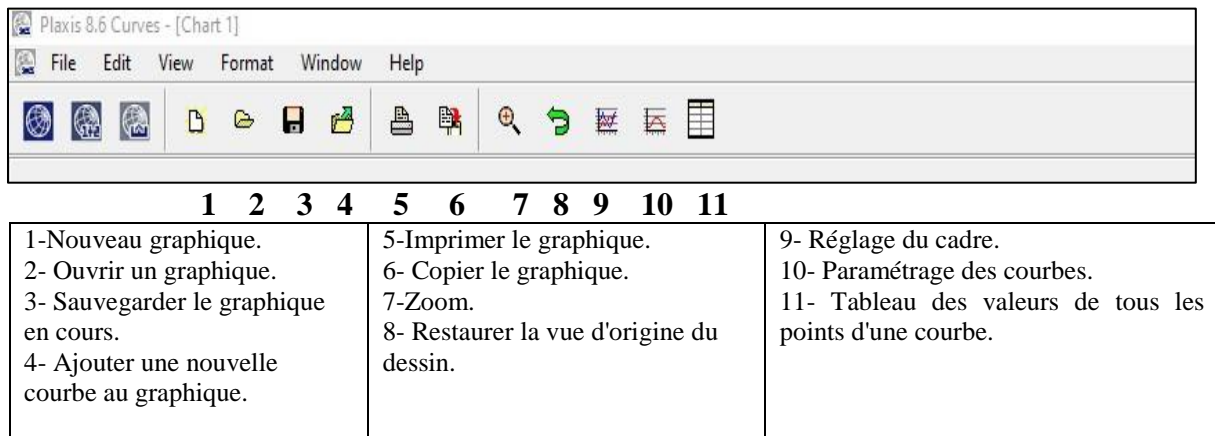


Figure 64: Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves.

❖ **Génération des courbes :**

Une nouvelle courbe peut être générée en lançant le programme Curves ou en sélectionnant l'option New depuis le menu File.

- PLAXIS permet la génération au maximum, dix courbes sur le même graphique.
- Afin de voir les données numériques présentées dans les courbes, il est possible de les afficher sous forme d'un tableau, en cliquant sur le bouton Table situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option correspondante depuis le menu View.

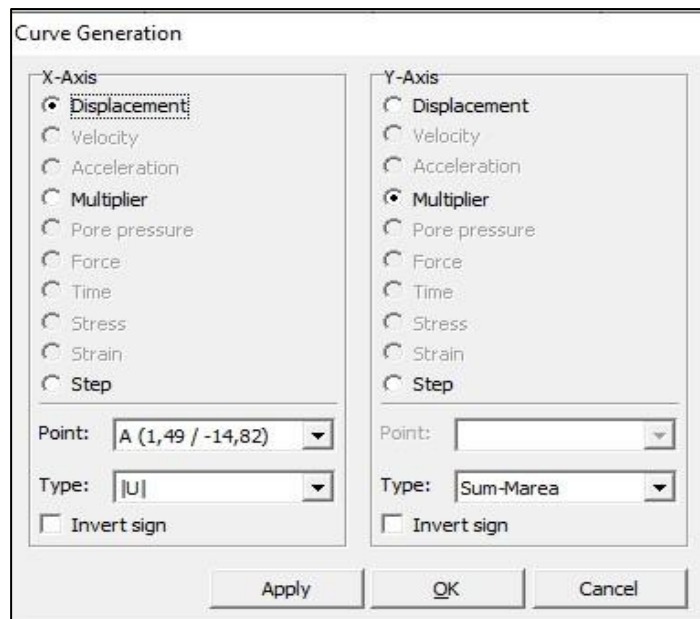


Figure 65 : Fenêtre de génération de courbes (Curve generation).

❖ **Options de format ;**

Le tracé et la présentation des courbes et des graphiques peuvent être personnalisés en sélectionnant les options du menu Format. On distingue dans les réglages Curve et Frame. L'option Curve permet de modifier la présentation des courbes et l'option Frame permet de régler le cadre et les axes dans lesquels la courbe sont affichés.

### ❖ Paramétrage des courbes :

Le paramétrage des courbes (Curve) peut être sélectionné à partir du menu Format, ou par le bouton Curve settings situé dans la barre d'outils. La fenêtre Curve settings contient, pour chaque courbe du graphique, un onglet avec les mêmes options.

### ❖ Paramétrage du graphique :

Les réglages du cadre ou graphique (Frame) sont relatifs à l'affichage du cadre et des axes dans le graphique. Ces réglages peuvent être sélectionnés à partir du menu Format, ou en cliquant sur le bouton Frame settings situé dans la barre d'outils (Figure 66,67).

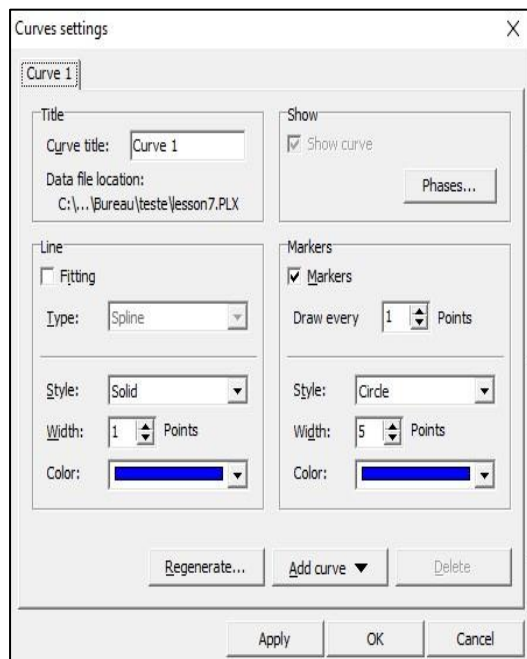


Figure 66 : Paramétrage des courbes (Curve settings).

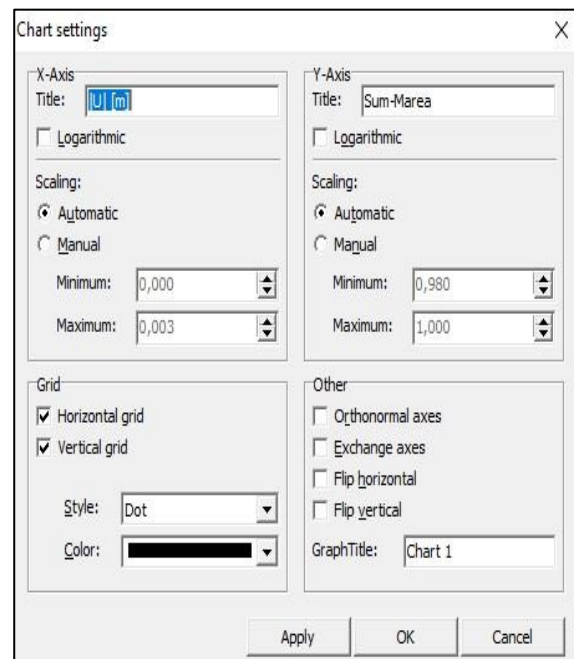


Figure 67: Paramétrage du cadre (Chart settings).

## CONCLUSION :

Le PLAXIS est un programme dédié à la géotechnique. Il est performant, traite les problèmes d'actualité et fait concurrence à de nombreux autres logiciels, car il présente un certains nombres de points forts :

- ✓ La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats.
- ✓ Générateur automatique de maillage.
- ✓ Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.
- ✓ Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation. -Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure.
- ✓ Calculs du coefficient de sécurité.

PLAXIS s'y prêtent bien à nos objectifs fixés pour l'analyse du comportement des pieux dans les ouvrages portuaires.

# **Chapitre V : Modélisation numérique.**

## Chapitre V : Modélisation numérique.

### Introduction :

Le projet sur lequel porte notre étude est un quai sur pieux, (port de la Marine Baie d'Alger), qui est en cours de réalisation. Le projet de la marina baie d'Alger s'inscrit dans cette logique, commandé par **Dehli S.P.A**, étudié et exécuté par BTP Infrastructures dont les caractéristiques données dans les recommandations du (R.O.M. 2.0-11) « recommandations for maritime Works Spain » qui obéit aux règlements internationaux.

Cette infrastructure a pour objectifs d'abriter des yachts et des bateaux de balade, et d'autres loisirs tels que la restauration et le shopping de luxe, ce projet répond donc aux exigences touristiques de la wilaya d'Alger.

### 1. Capacité du port :

Une fois étudiées les caractéristiques des ports de plaisance similaires placés en Méditerranée, il peut être conclu que :

- La majorité des ports de plaisance méditerranéens possèdent des capacités de 200 à 800 places.
- Les ports de plus de 1000 places sont des pôles extrêmement touristiques (Antibes, Marseille) et restent relativement rares.
- La plupart des ports qui bénéficient d'un certain agrément touristique sans faire partie des grands axes de plaisance comportent de 500 à 800 places.

Lorsqu'on s'intéresse plus particulièrement à quelques marinas à vocation comparable à celle de la Marina Baie D'Alger, elles comportent toutes de 400 à 700 places, ce qui semble être un objectif raisonnable pour la Marina Baie d'Alger dans un premier temps. De plus, il apparaît au regard de l'analyse du port d'Hammamet (Tunisie) qu'il convient de réserver 80% des places du port aux petites unités (moins de 10 m), et 20% aux grandes unités (jusqu'à 30 m). Par conséquent, la capacité choisie pour la Marina Baie d'Alger est de 705 embarcations d'entre 8 et 70 mètres de longueur, et avec une distribution où 72,7 % des bateaux dont la longueur est inférieure à 15 m, distribués comme indiqué ci-dessous :



Figure 68: Plan de la marina et distribution des amarrages.

**2. Caractéristiques de l'ouvrage :**

Le quai comprend :

- Une plateforme en béton armé : Constituée par un réseau de poutres orthogonales coiffées par des dalles préfabriquées de béton (Béton coulé sur place et en deux phases).
- Des pieux métalliques : (813mm de diamètre, 10mm de d'épaisseur, type X52 API5L PSL1) remplis de béton armé avec un chapiteau en tête relie à des poutres sur lesquelles repose la plateforme.
- Le talus : le talus sous la plateforme descend jusqu'à niveau du bassin. Les talus des quais sur pieux doivent avoir des carapaces protectrices d'enrochement ou d'autres éléments. La stabilité de la carapace protectrice des talus est analysée moyennant la formule de Hudson (1974).

**2.1. Les propriétés des couches de sol et des interfaces :**

Tableau 15 : Propriétés des couches de sol et des interfaces.

Paramètre :	Désignations	Remblai	Tout venant	Sable fin, légèrement argileux	Sable moyen, légèrement argileux	Sable fin, argileux	Béton	Unités
Modèle type	Model	MC	MC	MC	MC	MC	Linéaire élastique	/
Type de comportement	Type	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Non poreux	/
Poids volumique non-saturé.	$\gamma_{unsat}$	17	16	17	16	16	25	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturé.	$\gamma_{sat}$	20	20	18	17	19	/	KN/m <sup>3</sup>
Perméabilité horizontale	Kx	3E-04	1E -06	1,02E-06	1,26E-06	1,27 E-07	/	m/s
Perméabilité verticale.	Ky	3E-04	1E -06	1,02E-06	1,26E-06	1,27 E-07	/	m/s
Module d'Young.	Eref	1E+ 04	8E+03	1,1 E+04	2,6E +04	1,4 E+04	2 E5	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson.	V <sub>nu</sub>	0,33	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	/
Cohésion.	C <sub>ref</sub>	4	1	10	5	12	/	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement.	$\phi$ (phi)	33	30	37,5	37,5	37,5	/	°
Angle de dilatace.	$\psi$ (psi)	3	0	0	0	0	/	°
Facteur de rigidité de l'interface.	R <sub>inter</sub>	0,67	0,67	1	1	1	1	/

**2.2. Les propriétés des éléments structuraux :**

Les propriétés des pieux sont données sur le tableau suivant :

Tableau 16: Propriétés des éléments structuraux

Paramètre :	Désignations	Pieu	Unités
Type de comportement	Matériels type	Elastique	/
Rigidité normale.	EA	7,536E+05	KN/m
Rigidité de flexion.	EI	4,034E+04	KNm <sup>2</sup> /m
Epaisseur équivalente	d	0,880	m
Poids.	W	11,33	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	V <sub>nu</sub>	0,33	/

### 3. Etablissement d'un modèle de calcul de référence :

On va décrire les étapes suivies pour le confectionnement de notre modèle numérique. Puis on va analyser les différents résultats obtenus.

#### 3.1. Unités et conventions de signe :

##### 3.1.1. Unités :

Avant toute définition de la géométrie voulue, il est important d'adopter un système d'unités Cohérent. On a choisi le jeu d'unité suivant : Longueur (Length) : m ; Force (Force) : KN ; Temps (Time) : second (s).

##### 3.1.2. Convention de signe

Dans tous les résultats, les contraintes et forces de compression incluant les pressions interstitielles sont comptées négativement, alors que les contraintes et les efforts de traction sont comptés positivement.

#### 3.2. L'entrée des données de prétraitement







Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec PLAXIS, on doit créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites.

##### 3.2.1. Création du modèle à éléments finis :

On effectuera l'analyse en déformations planes, avec des éléments triangulaires à 15 nœuds, avec une erreur tolérée de 0,03 (réglage standard acceptable dans la plupart des calculs). Pour générer notre modèle à éléments finis, on doit créer un modèle géométrique à deux dimensions, composé de points, de lignes et d'autres composants, qui comportera la situation initiale, mais aussi les éventuelles étapes de construction à considérer dans les phases ultérieures.

##### 3.2.2. Description de la géométrie du modèle :

Notre projet est modélisé par un modèle géométrique plan à deux dimensions (2D), de 20 m de largeur sur 25 m de profondeur. On procède trois types de sol, répartis comme suit :

- 1<sup>ère</sup> couche : Sable fin, légèrement argileux 
- 2<sup>ème</sup> couche : Sable fin, légèrement argileux 
- 3<sup>ème</sup> couche : Sable fin, argileux 
- Avec la répartition de tout venant 
- Et enrochements 
- Béton 

#### 4. Interface :

Pour modéliser l'interaction sol-pieu, on place des interfaces des deux côtés du pieu, celles-ci sont identifiées par les deux signes (+) et (-).

#### 5. Conditions aux limites :

On applique aux limites du modèle des déplacements imposés nuls, on utilisant le blocage standard du programme PLAXIS.

##### 5.1. Les chargements :

Pour observer le comportement des éléments constituant le quai, pendant son exploitation (en service), on soumettra la plate-forme de ce dernier à divers types de chargement :

- Chargement uniformément réparti : Qui représente les surcharges verticales
- Chargement ponctuel : Valeur de l'effort de choc admise est de l'ordre de 25 kN par mètres de front d'accostage, répartie sur toute la longueur de l'ouvrage dans des conditions les plus défavorables

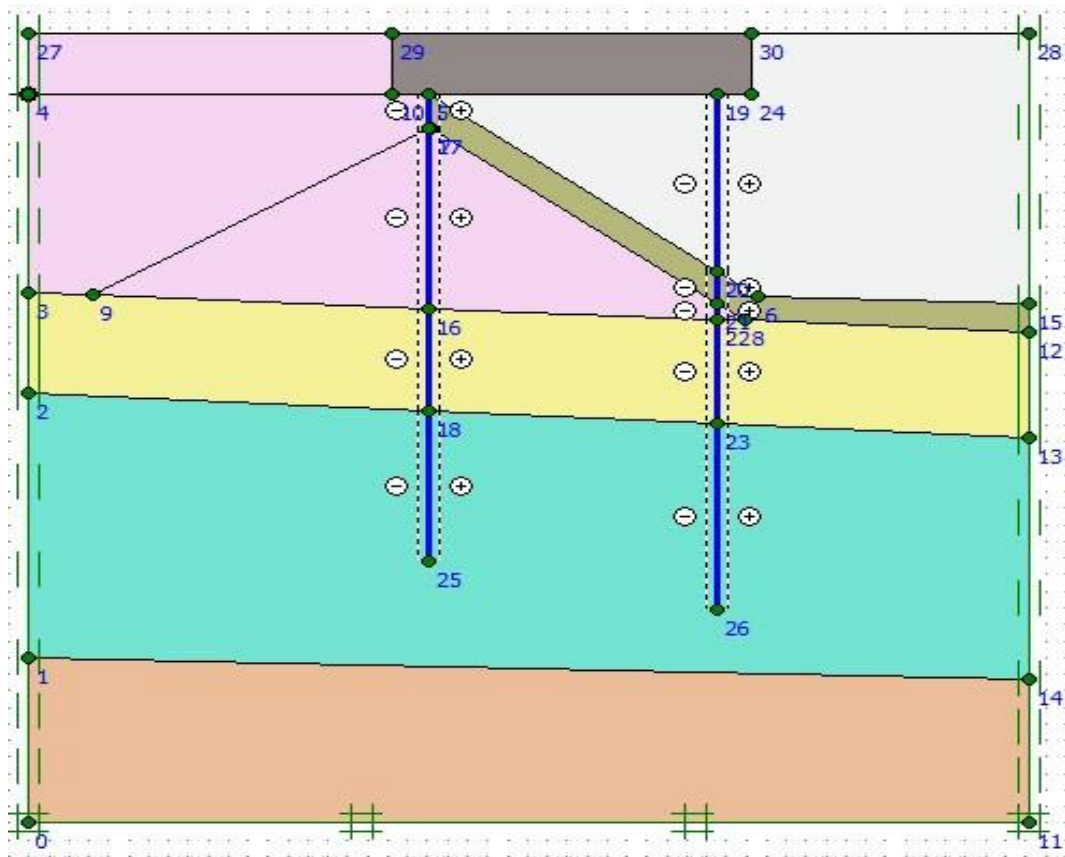


Figure 69: La géométrie du modèle.

**6. Génération du maillage :**

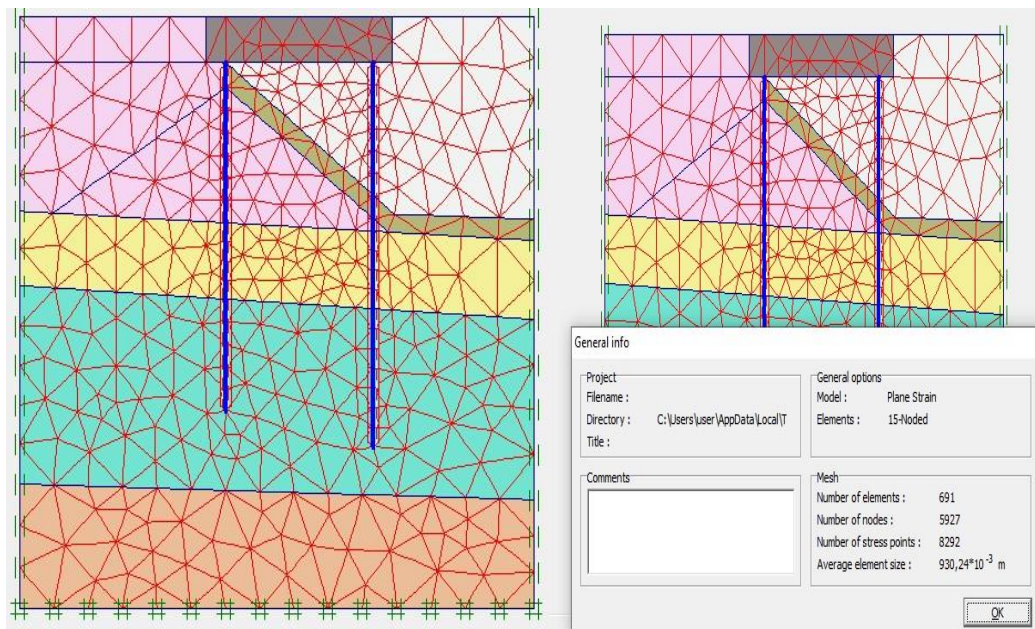


Figure 70: Le maillage du modèle

Après avoir effectué toute la procédure décrite ci en –haut, on lance la génération du maillage, automatiquement avec un maillage fin (fine). Ce modèle de référence est modélisé par des éléments à 15 nœuds, le maillage compte : 691 éléments, 5927 nœuds, et 8292 points de contrainte.

## 7. Les conditions initiales :

### 7.1. Conditions hydrauliques

#### 7.1.1. Poids volumique de l'eau

On valide le poids volumique de l'eau :  $\gamma = 10,30 \text{ KN/m}^3$ .

#### 7.1.2. Le niveau de la mer (côte 0.00m) :

Il existe une nappe phréatique à 0 m du niveau de la mer. Pour la représentée on utilisera l'option 'Cluster phreatic level'.

#### 7.1.3. Couche de sol sèche :

Les couches de sol qui se trouvent au-dessus des nappes phréatiques, ne sont pas saturées ; en d'autres termes on doit annuler les pressions interstitielles, ceci peut être réalisé en sélectionnant l'option Cluster dry. Remarquons que les éléments des structures massives en béton pour lesquelles la pressions interstitielles doivent toujours être nulles ont été spécifié comme étant non poreux (Non-porous) dans le jeu de données du sol «béton».

#### 7.1.4. Génération des pressions hydrauliques :

On décide de générer les pressions hydrauliques à partir des nappes phréatiques. La valeur maximale des pressions interstitielles est  $-214,00 \text{ KN/m}^2$ .

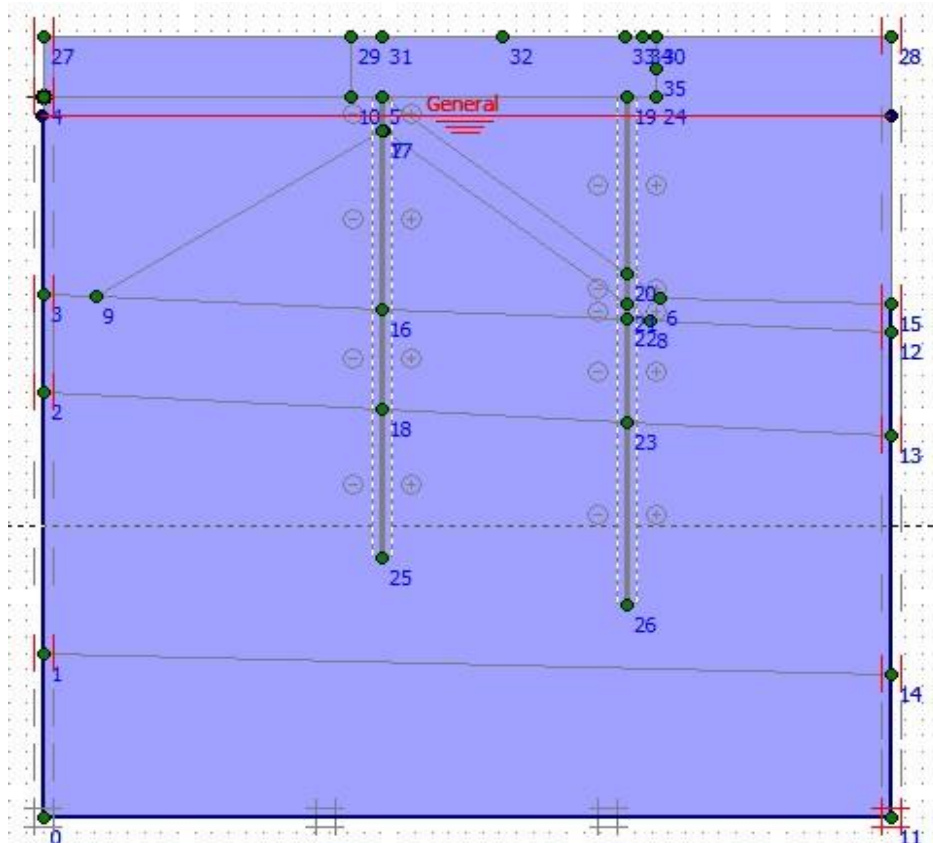


Figure 71: Détermination des nappes phréatiques

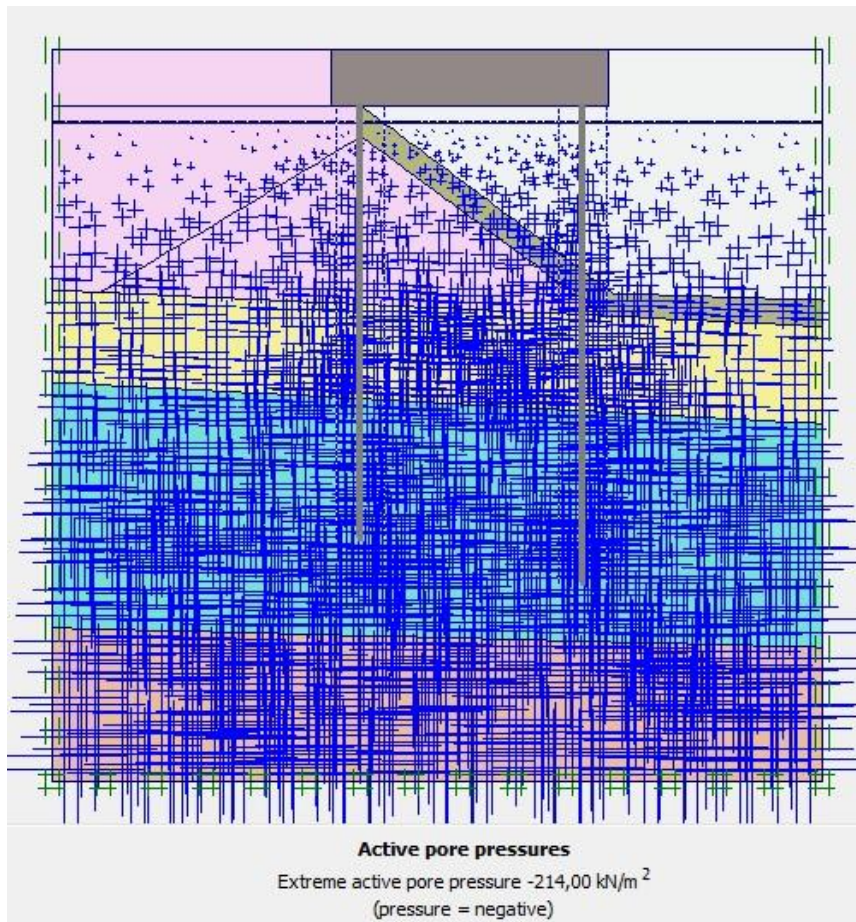


Figure 72: Génération des pressions hydrauliques.

### 7.2. Configuration de la géométrie initiale :

Pour le calcul des contraintes initiales, on désactive les éléments structuraux, les éléments de sol créés par défaut ainsi que les charges. On génère en suite les contraintes initiales en prenant les valeurs de  $K_0$  par défaut (formule de Jaky).

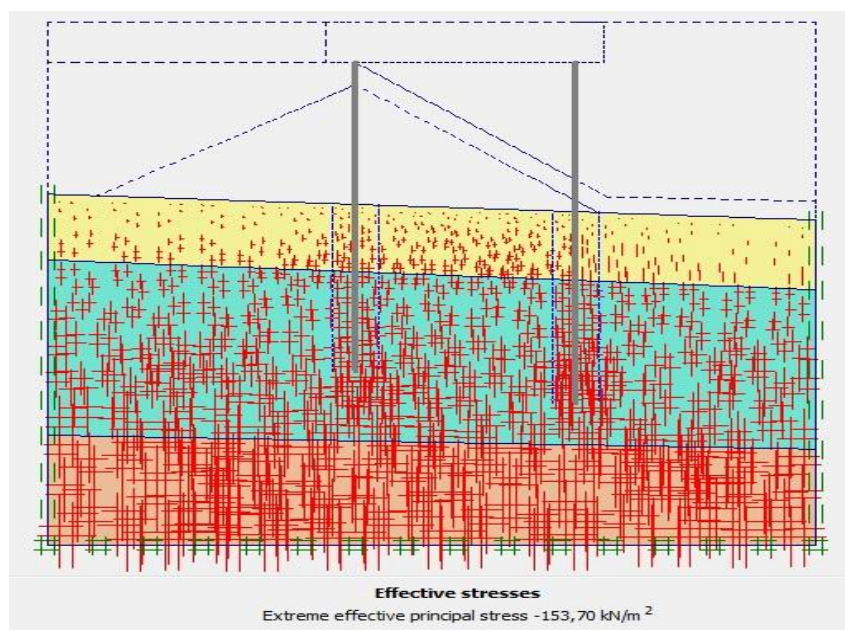


Figure 73: Génération des contraintes initiales

## 8. Procédure de calculs :

Le calcul du modèle de référence utilisé pour notre étude est un calcul plastique, qu'on définit en 04 phases :

**Phase 0** : Initiation des contraintes (procédure  $K_0$ ), on détermine les contraintes effectives initiales.

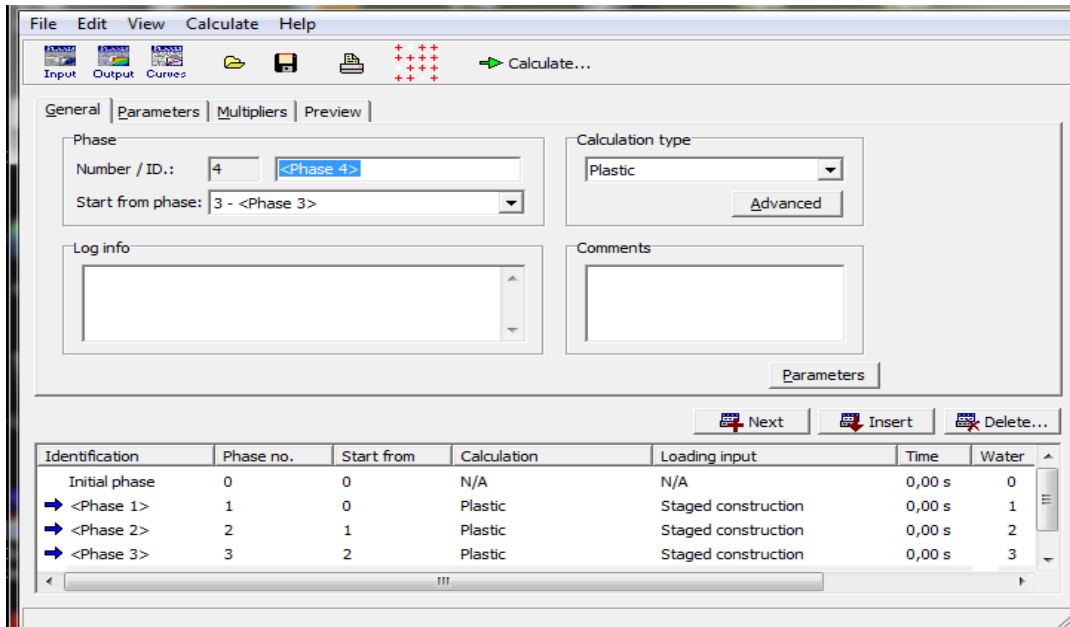


Figure 74: Procédure de calculus

### 8.1. Phases de réalisation par étapes du projet

Dans le programme de calcul, on sélectionne l'option construction par étape (Staged construction), et puis on insère des phases qu'on définit comme suit :

**Phase 1** : Mise en place des pieux verticaux

- On active les pieux et les interfaces pieu-sol.

**Phase 2** : mise en place la couche de sol (tout venant) du talus et la moitié qui suit derrière

- On active les deux coches tout venants

**Phase 3** : mise en place d'encrochement pour le talus

- On active la couche d'encrochements avec les deux dernières couches (tout-venant)

**Phase 4** : bétonnage de la plateforme et mise en place et le tout-venant derrière le quai

- On active les pieux et les interfaces pieu -sol, ainsi que la plateforme

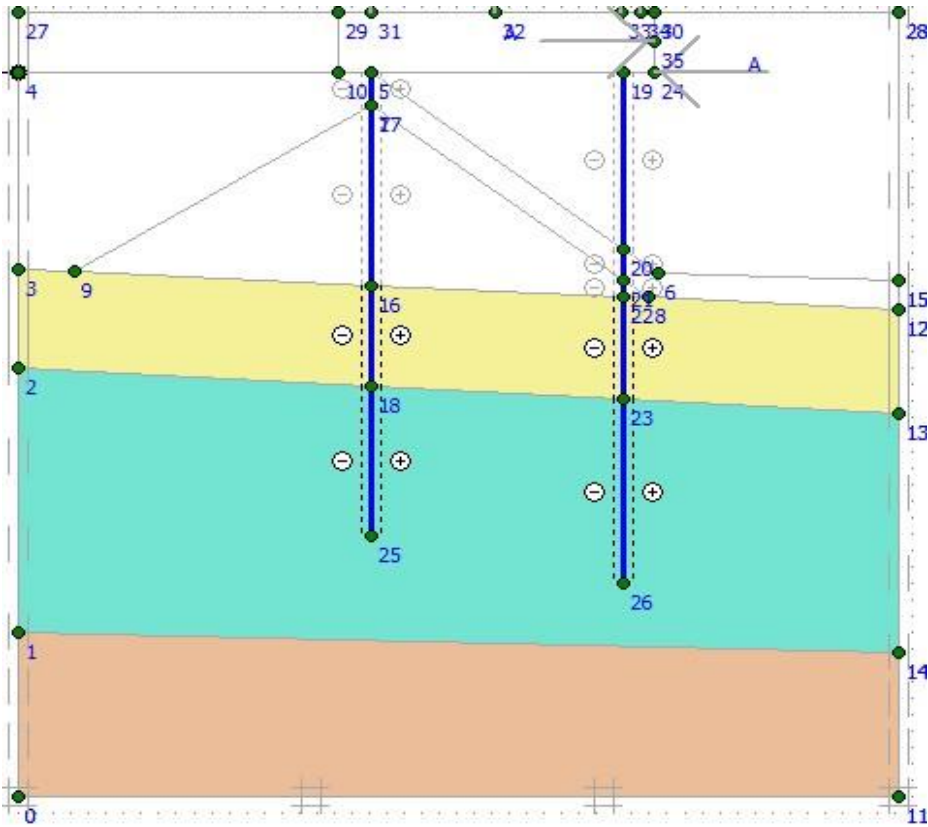


Figure 75: phase 1

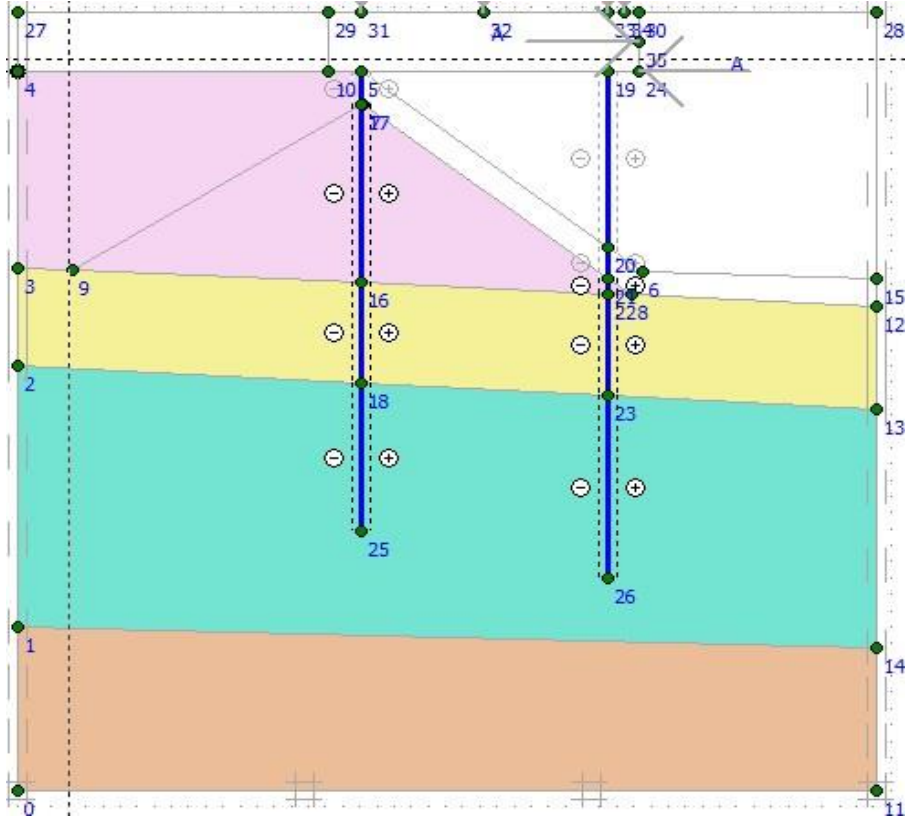


Figure 76: phase 2

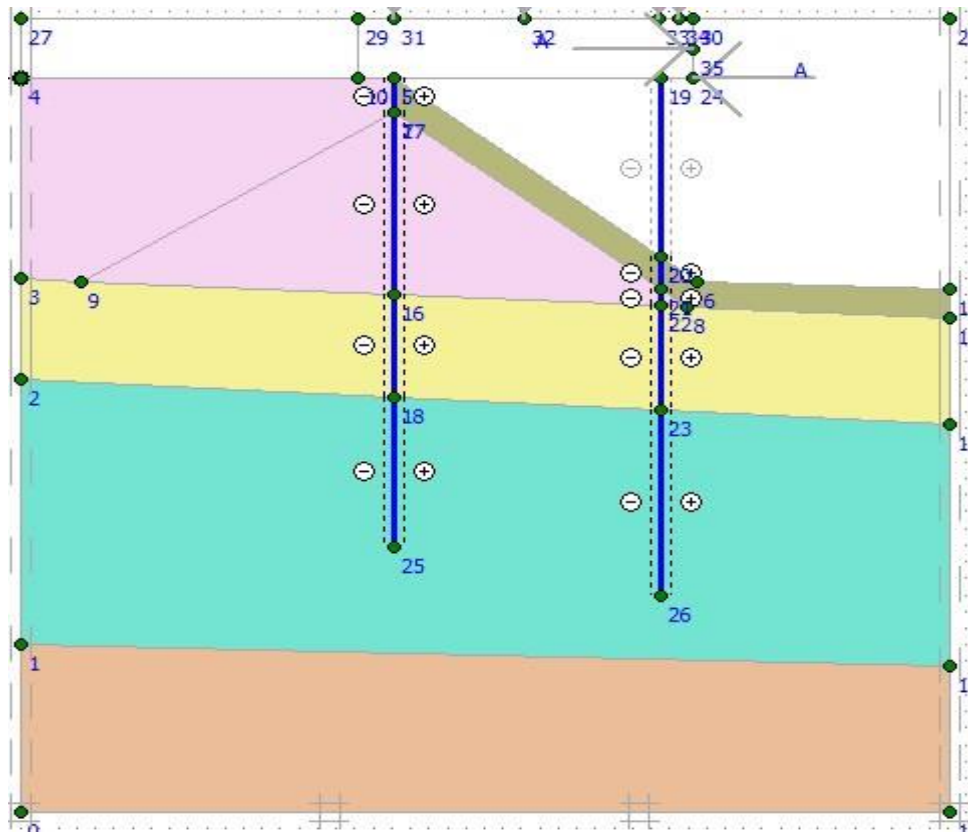


Figure 78: phase 3

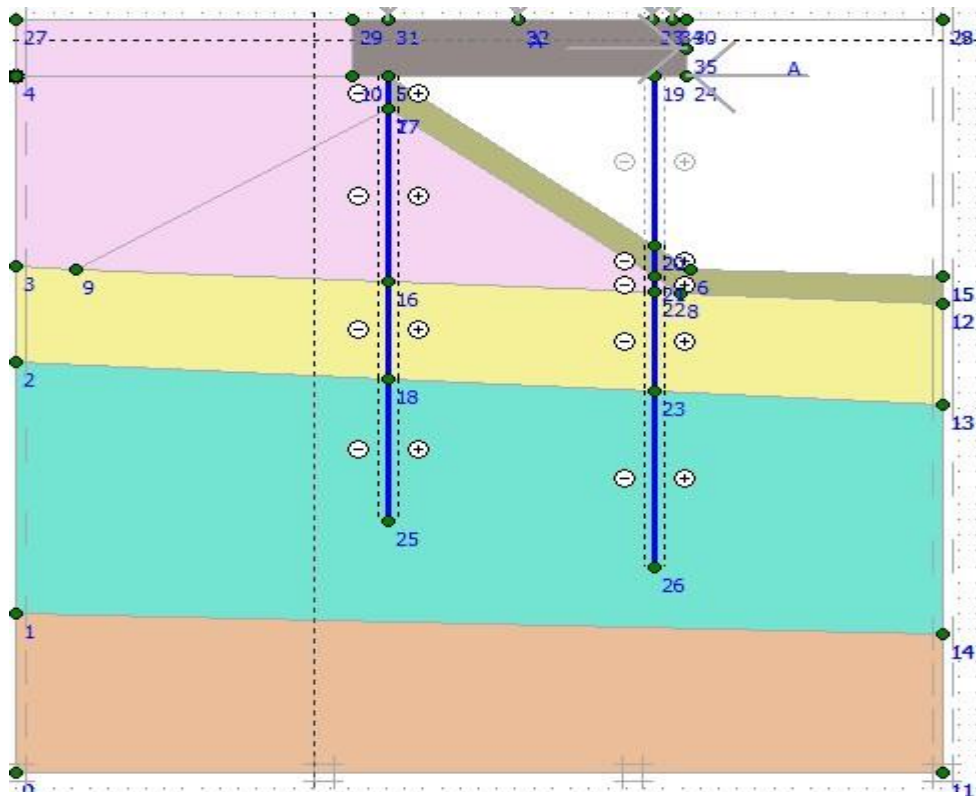


Figure 77: phase 4

### 8.2. Le quai en service :

Le quai en phase 4 après calcul, représente l'état final des travaux, prêt à être exploiter. Dans ce qui suit, on entamera la procédure de définition des phases à partir de la phase 4 (Start from phase : 4- <Phase 4>). Voici différentes possibilités de sollicitation auxquelles le quai est soumis :

#### Phase 5 : Surcharge uniformément répartie :

- On active la surcharge de 25 KN/m<sup>2</sup> Poutre d'accostage + 25 KN/m<sup>2</sup> Poutre arrière +
- 25 KN/m<sup>2</sup> Dalle appliquée sur la plate-forme.

#### Phase 6 : Surcharge uniformément répartie + un effort d'amarrage

- On applique au début la Surcharge uniformément répartie 75 KN/m<sup>2</sup> + un effort horizontal de -25 KN/m au bout de la plate-forme et l'effort de Bollard 9.81 KN/m (effort d'amarrage)

#### Phase 7 : Surcharge uniformément répartie + un effort d'amarrage + effort d'accostage

- On applique à la fois la surcharge de 75 KN/m<sup>2</sup> et l'effort horizontal de -25 KN/m
- Au bout de la plate-forme et l'effort de Bollard 9.81 KN/m (effort d'amarrage)
- On applique aussi l'effort d'accostage, la même démarche que la phase 6, mais avec un effort horizontal de +25 KN/m.

### 8.3. Les principaux résultats :

On s'intéresse aux déformations de forme et aux efforts internes :

- Déformation de maillage.
- Déformation des éléments structuraux : Déplacement, effort (normal et de cisaillement et moment)

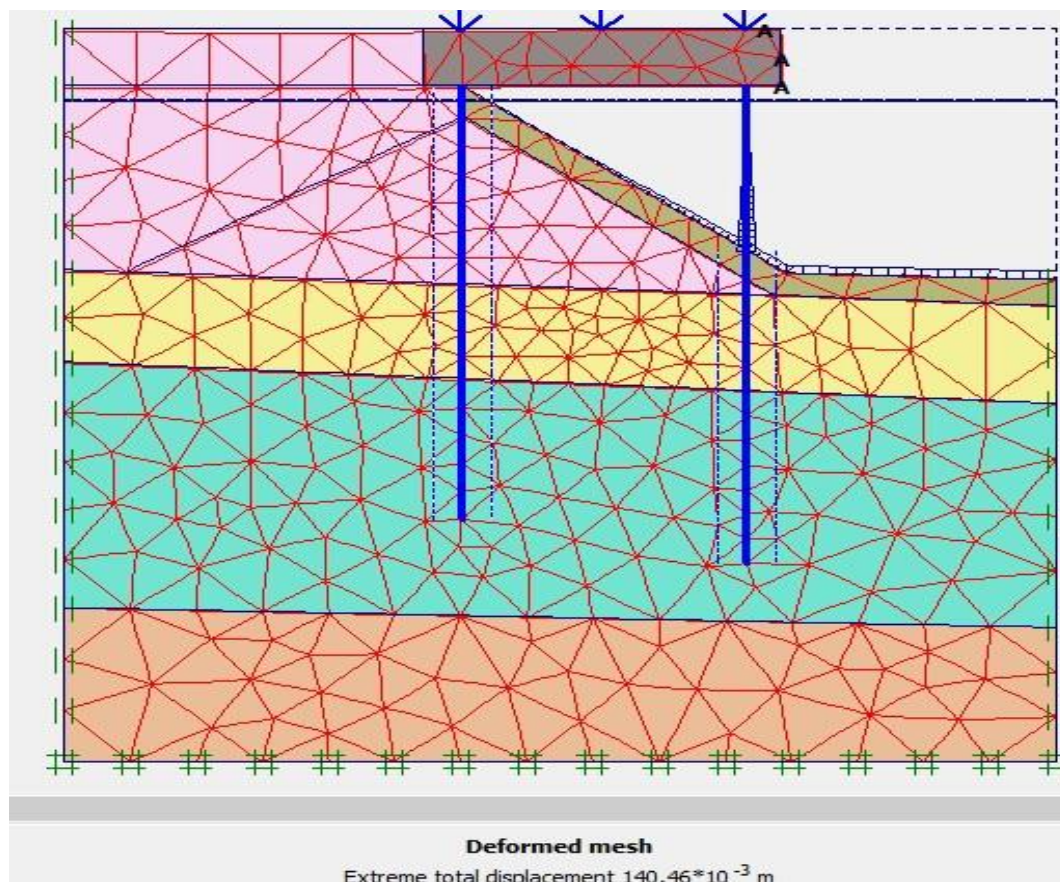


Figure 79: Phase 5

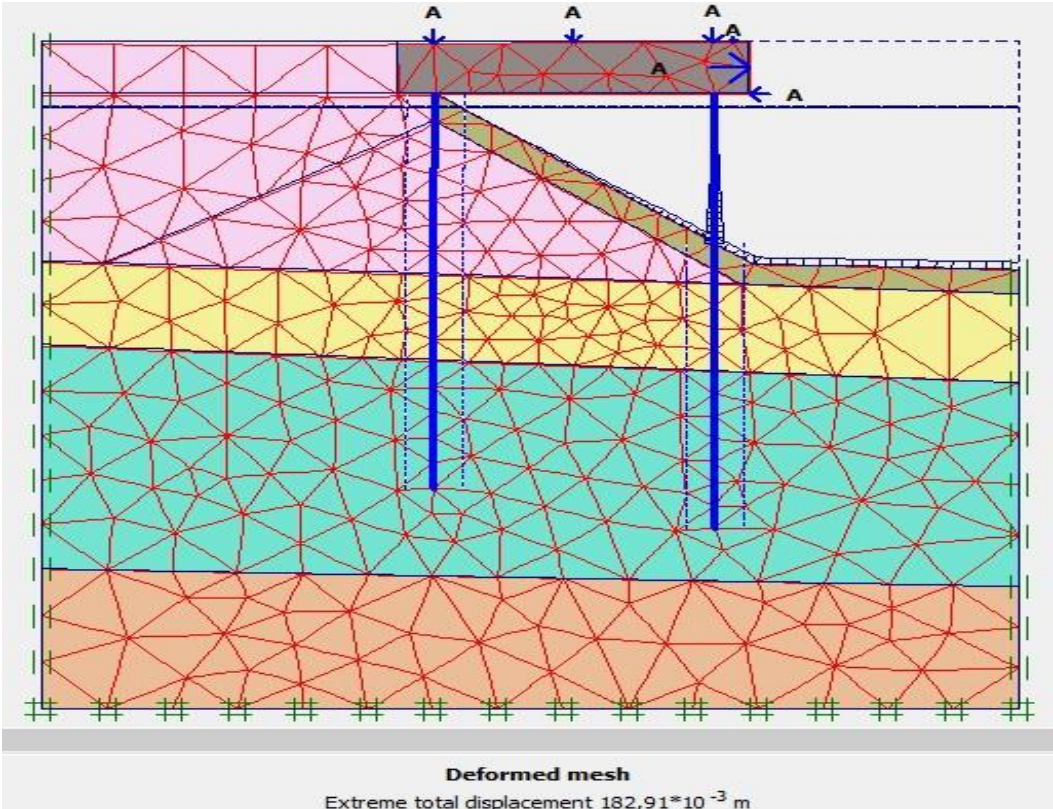


Figure 80 : Phase 6

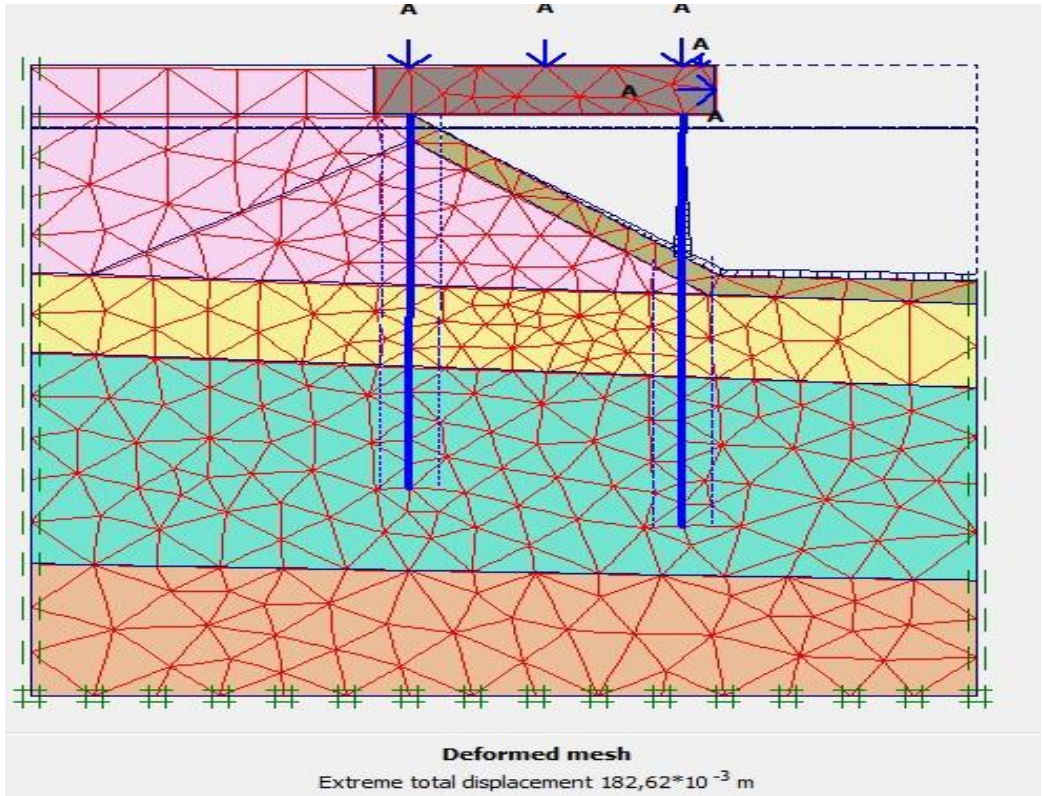


Figure 81: Phase 7

8.3.1. On donne les résultats obtenus pour les pieux dans les 4 premières phases de Construction par étapes :

- Phase 1 : Pieu arrière :

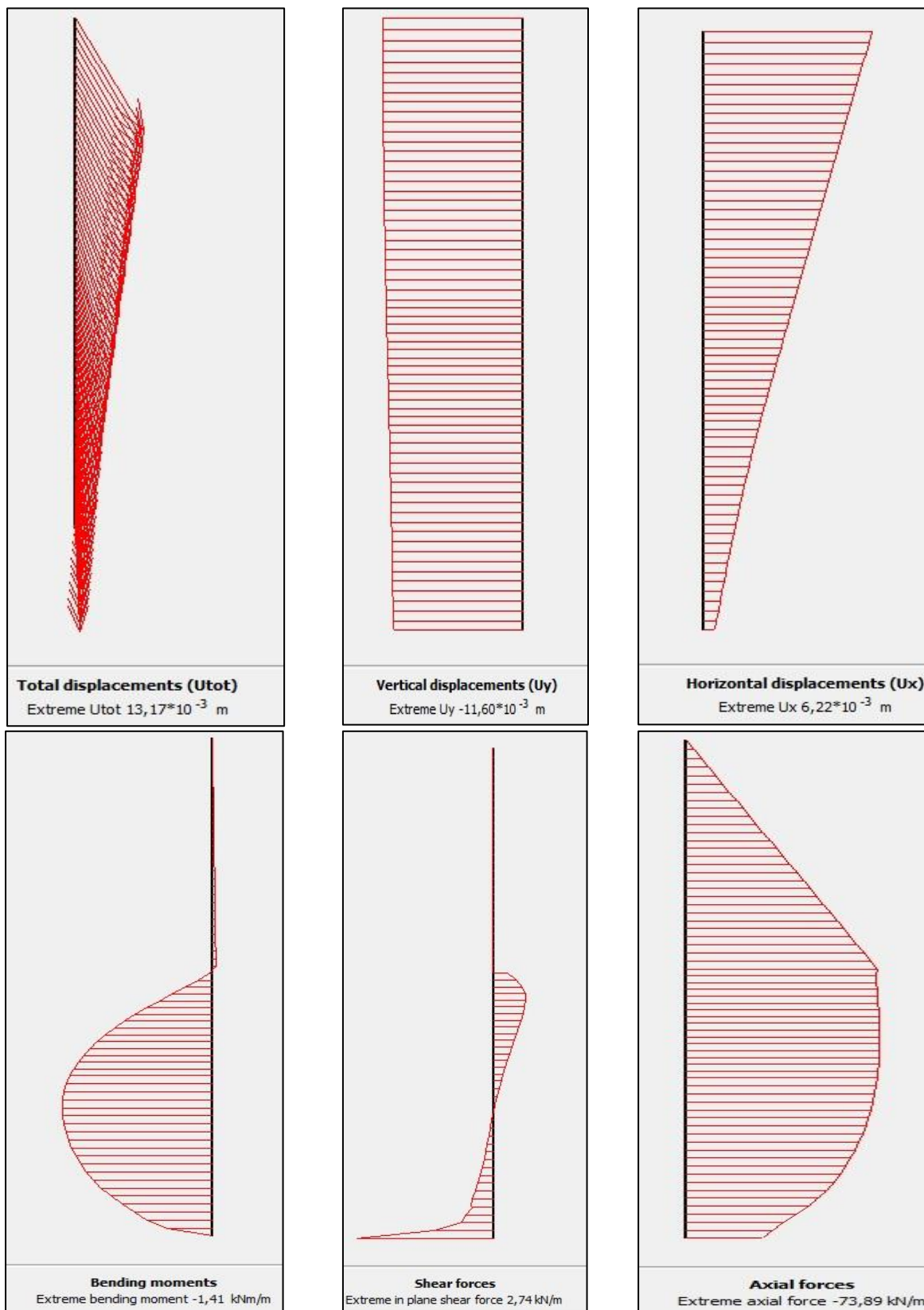


Figure 82: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 1

- Phase 1 : Pieu avant :

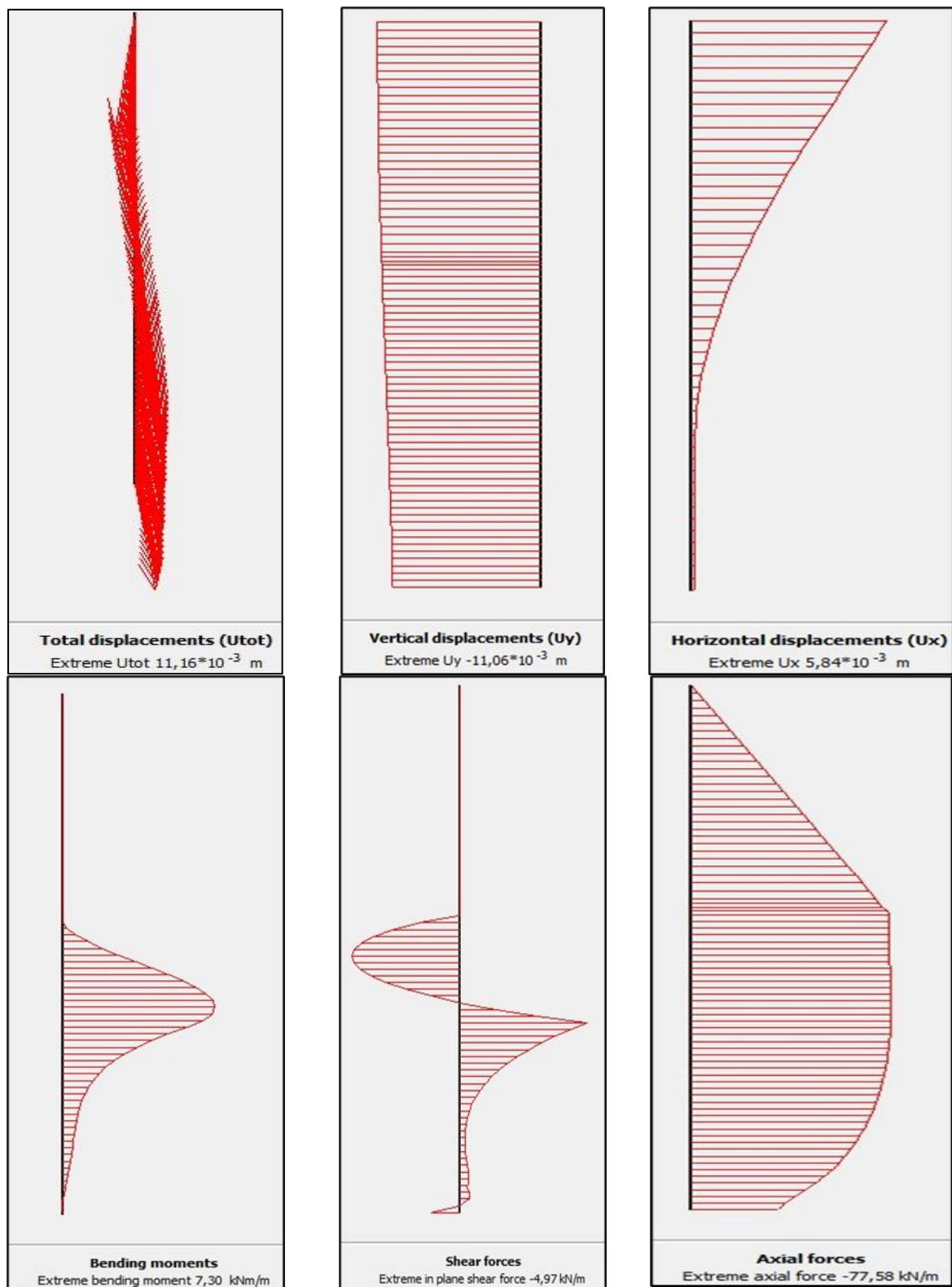


Figure 83: Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 1

- Phase 2 : Pieu arrière :

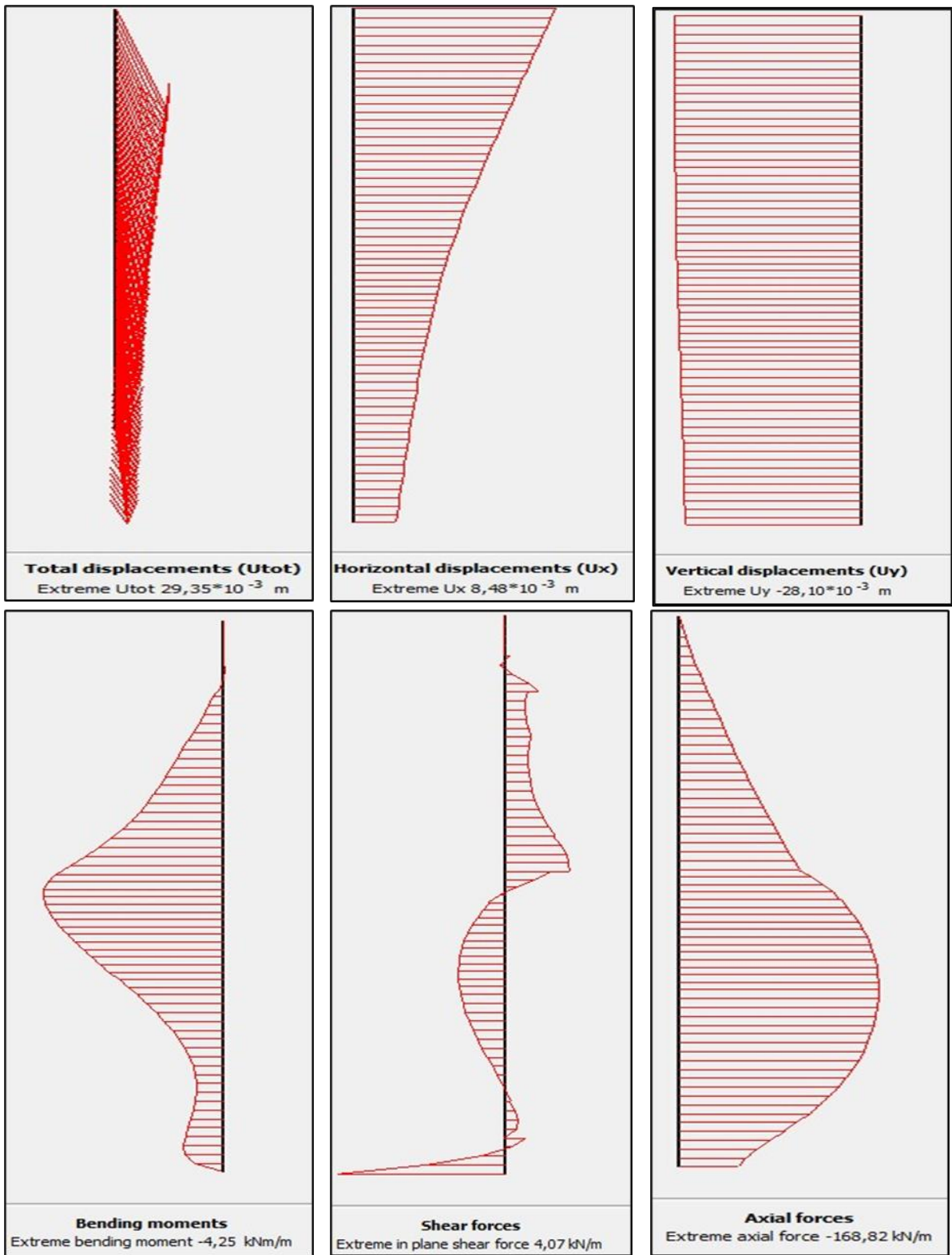


Figure 84: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 2

- Phase 2 : Pieu avant :

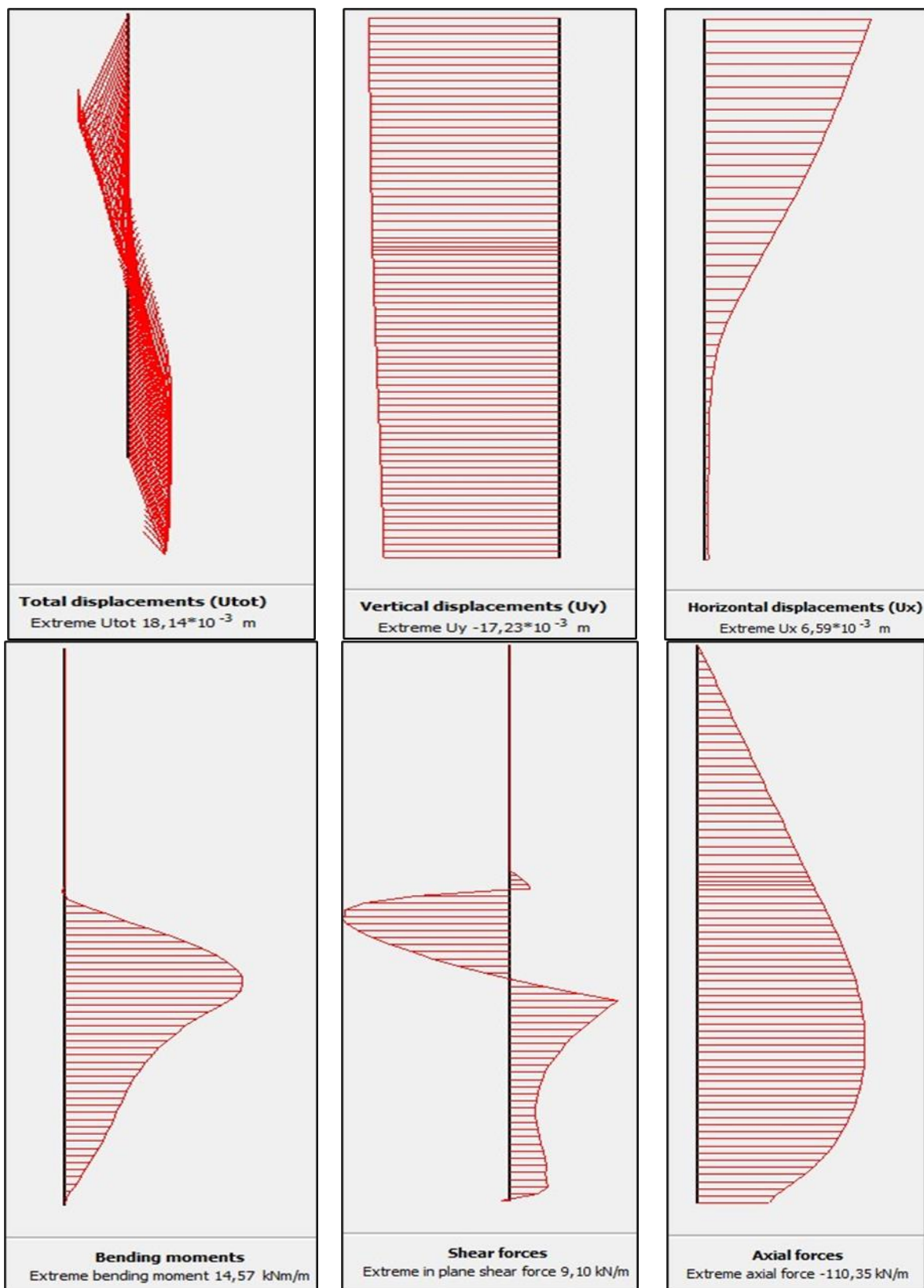


Figure 85: Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 2

- Phase 3 : Pieu arrière :

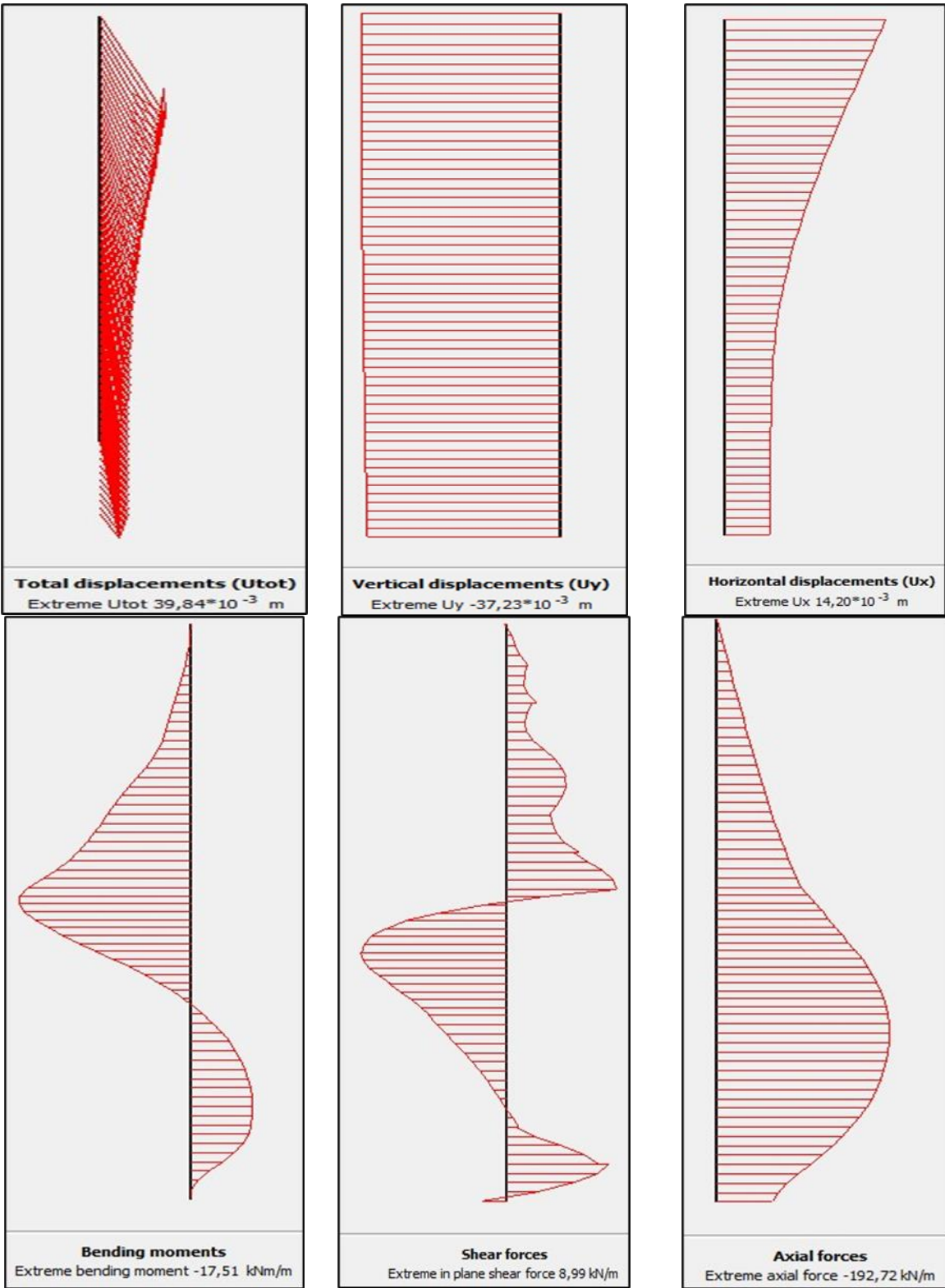


Figure 86: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 3

• Phase 3 : Pieu avant :

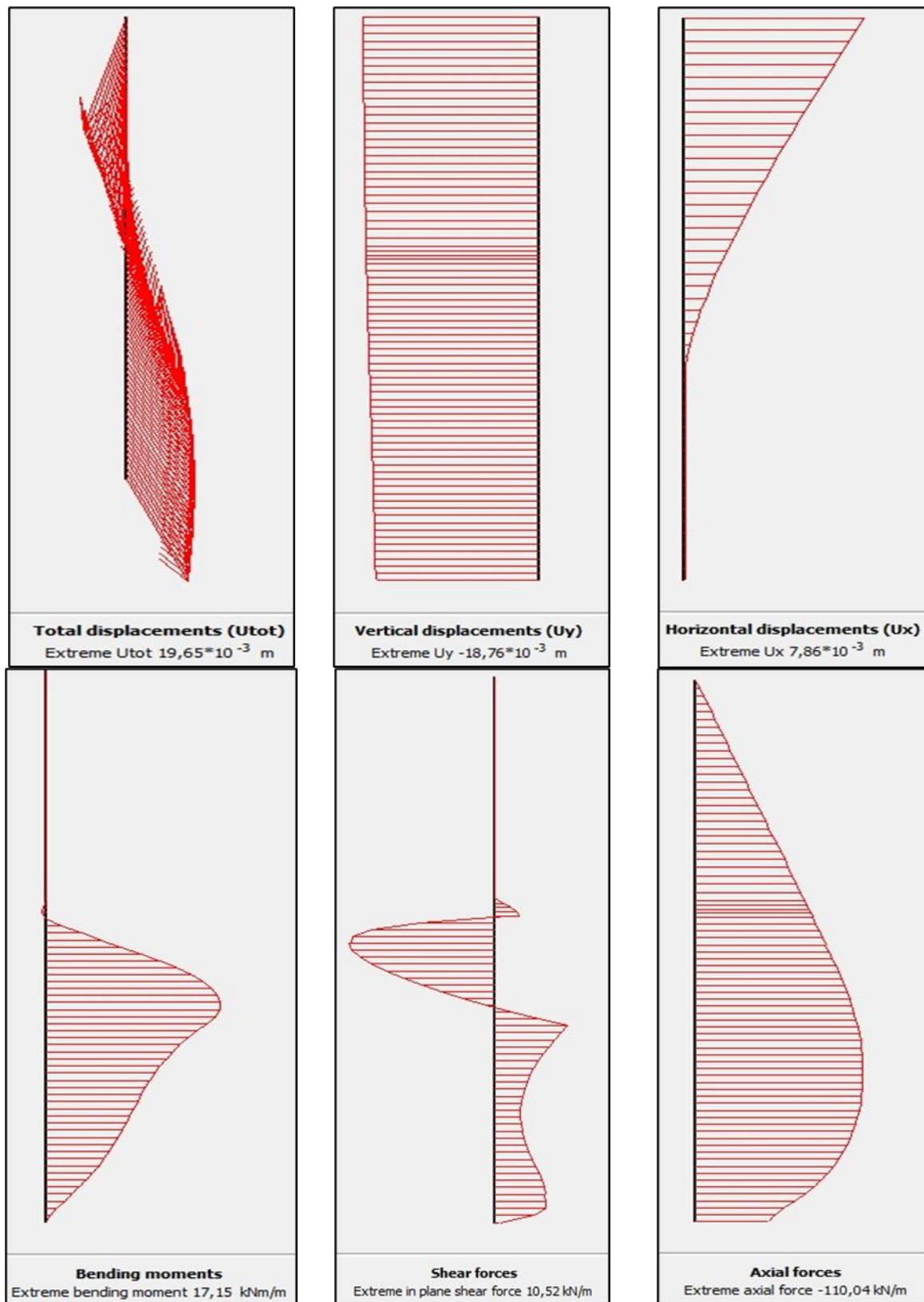


Figure 87: Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 3

- Phase 4 : Pieu arrière :

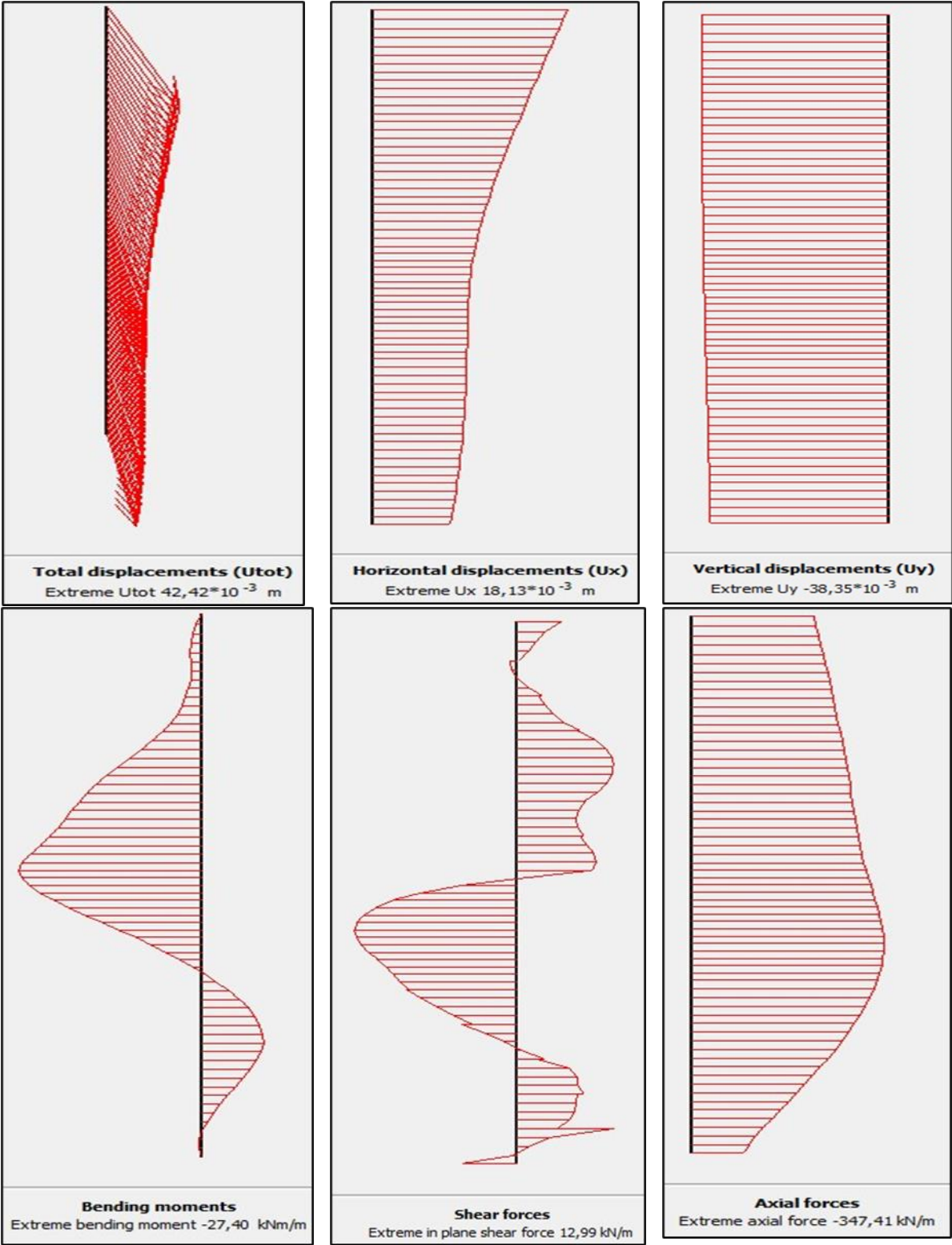


Figure 88: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 4

- Phase 4 : Pieu avant :

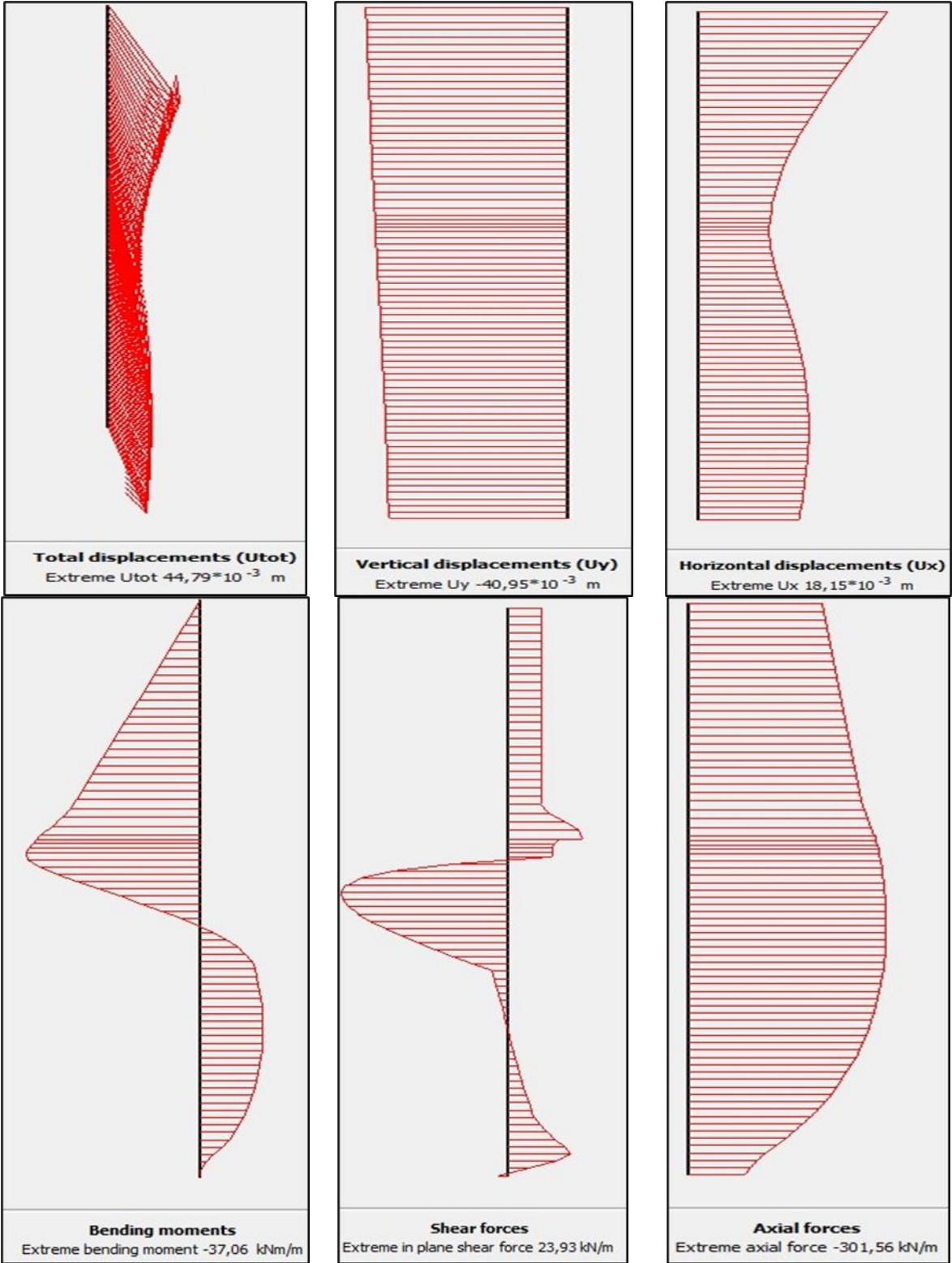


Figure 89: Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 4

Le quai en service

- Phase 5 : Pieu arrière :

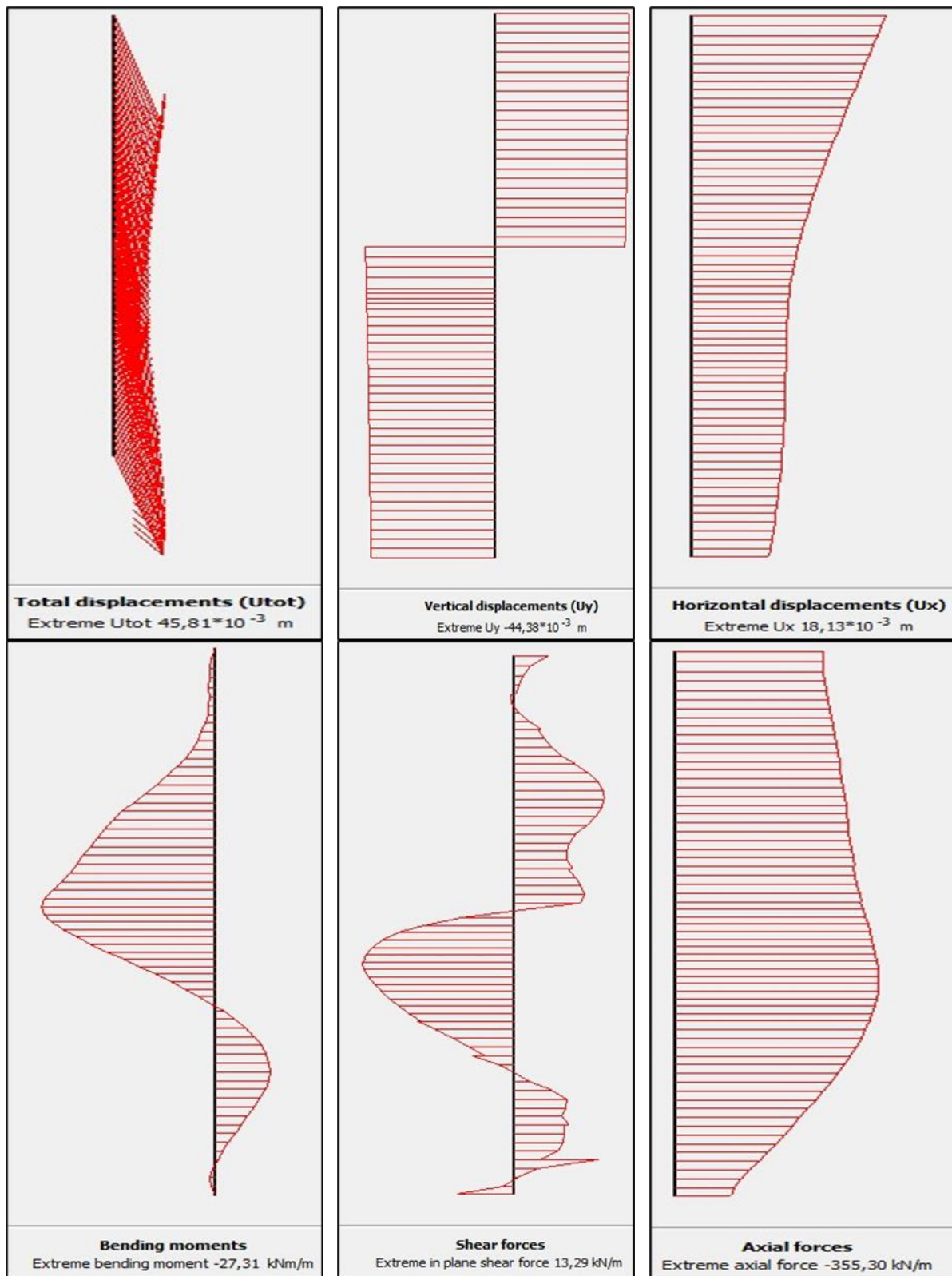


Figure 90: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 5

- Phase 5 : Pieu avant :

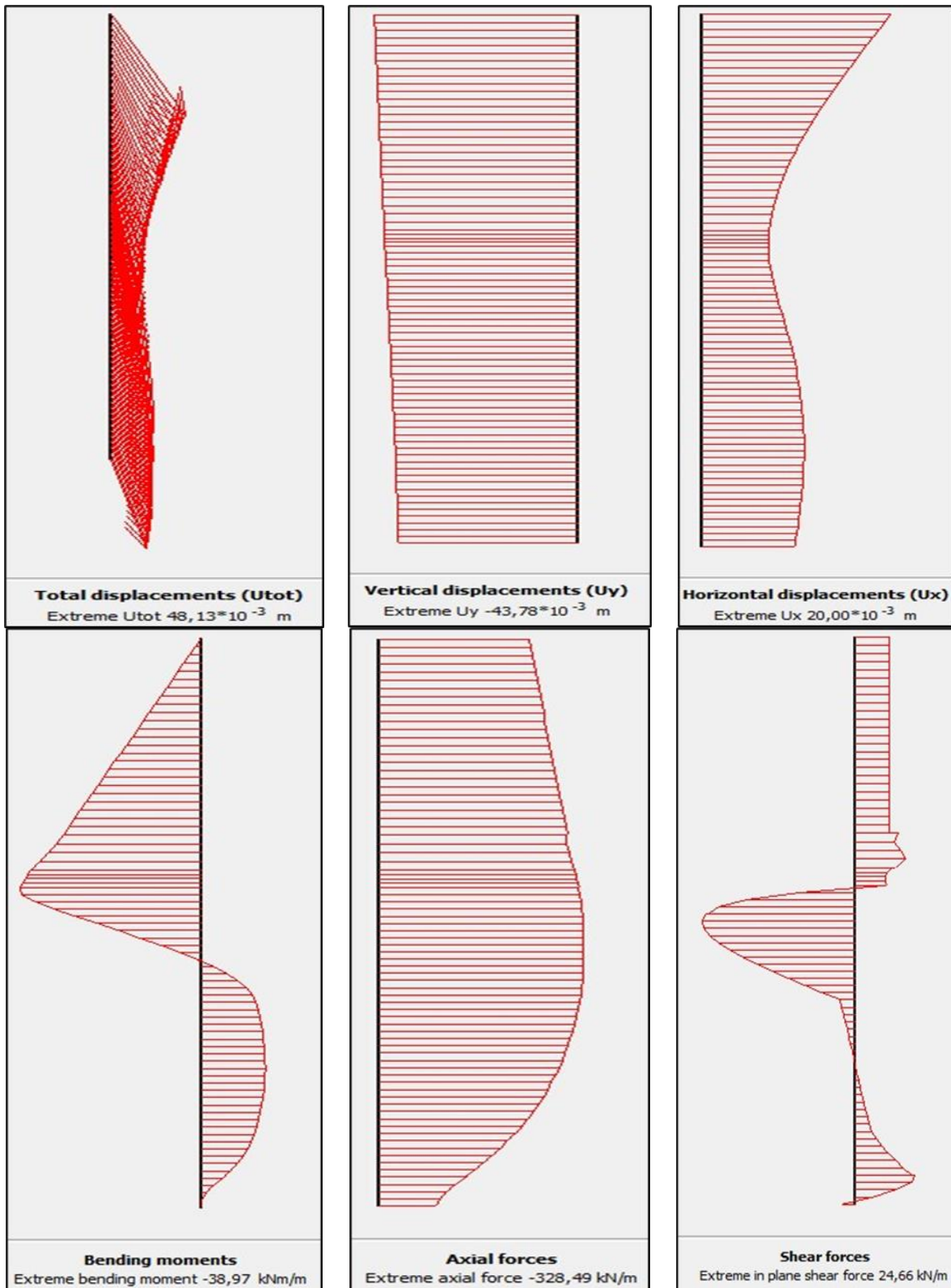


Figure 91 : Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 5

• Phase 6 : Pieu arrière :

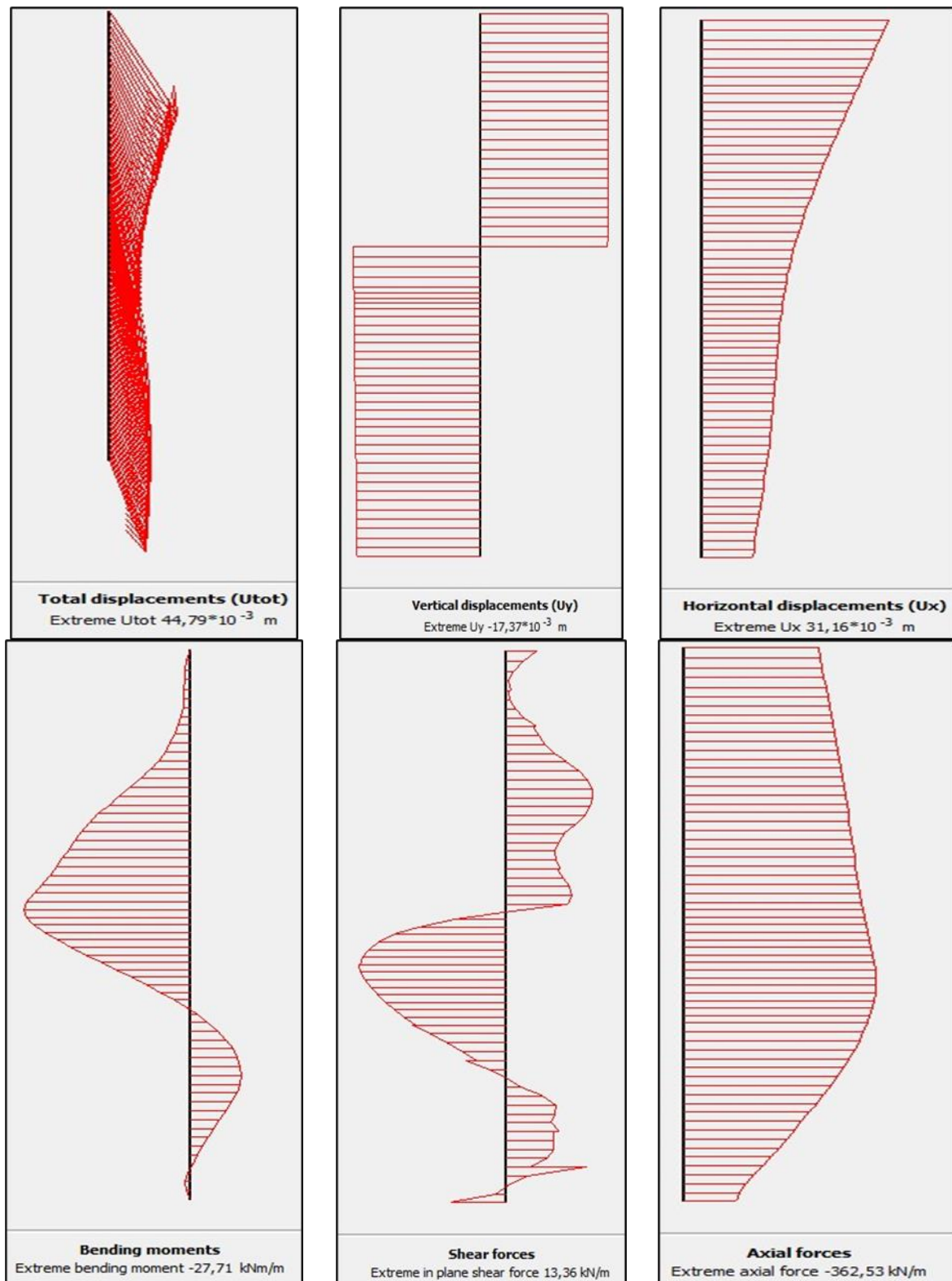


Figure 92: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 6

• Phase 6 : Pieu avant :

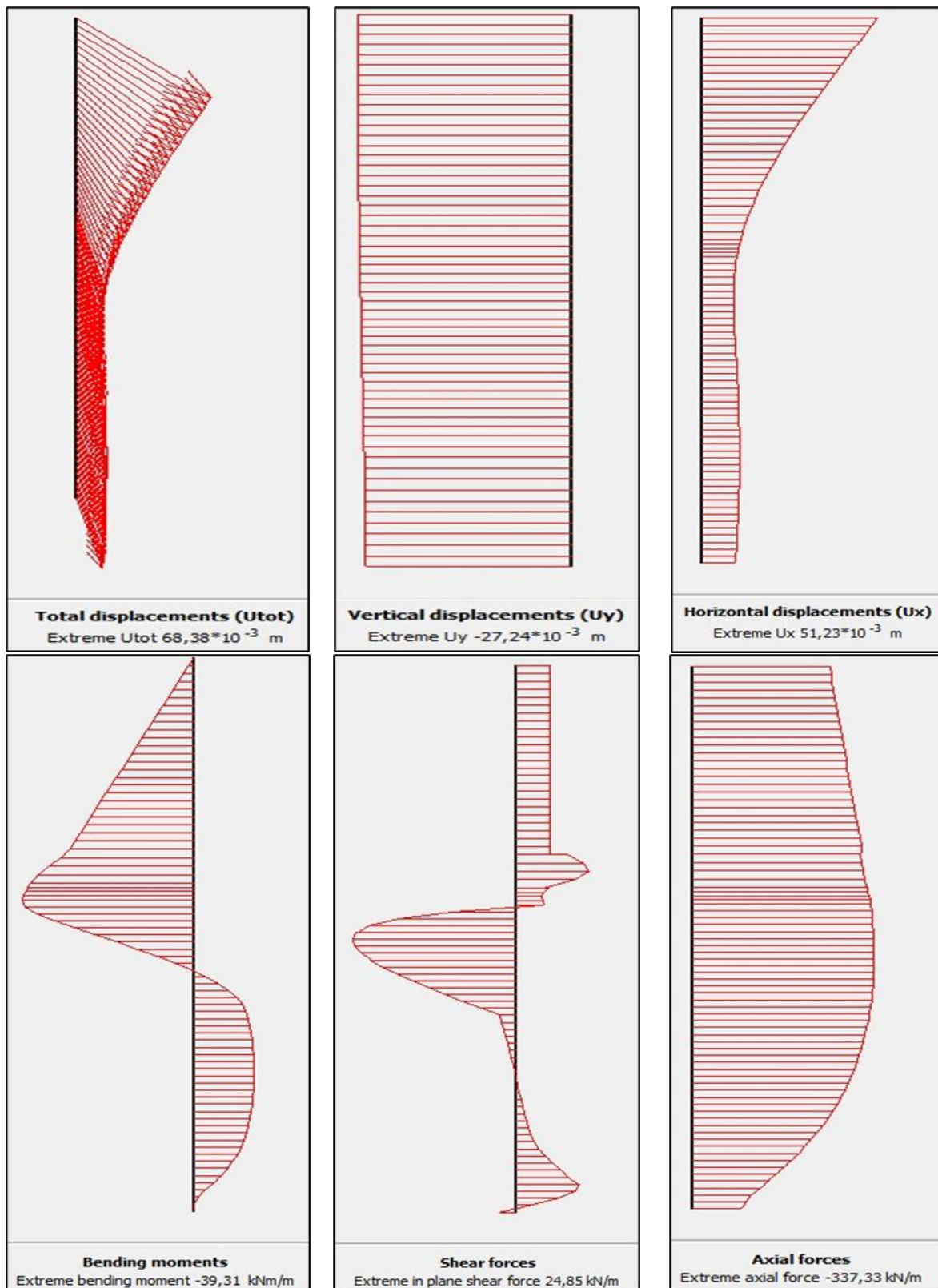


Figure 93: Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 6

- Phase 7 : Pieu arrière :

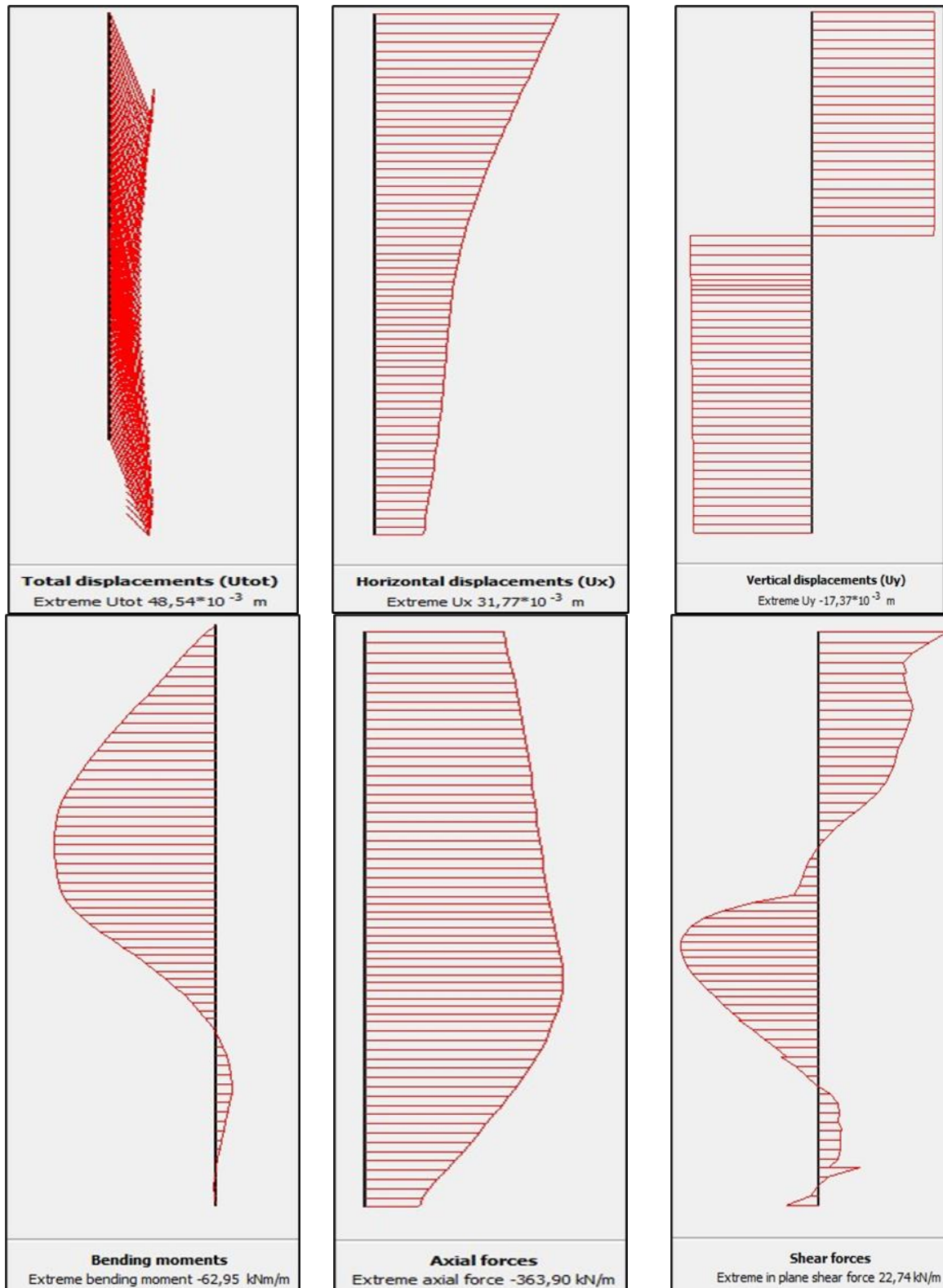


Figure 94: Déplacements et efforts du pieu arrière, à la phase 7

- Phase 7 : Pieu avant :

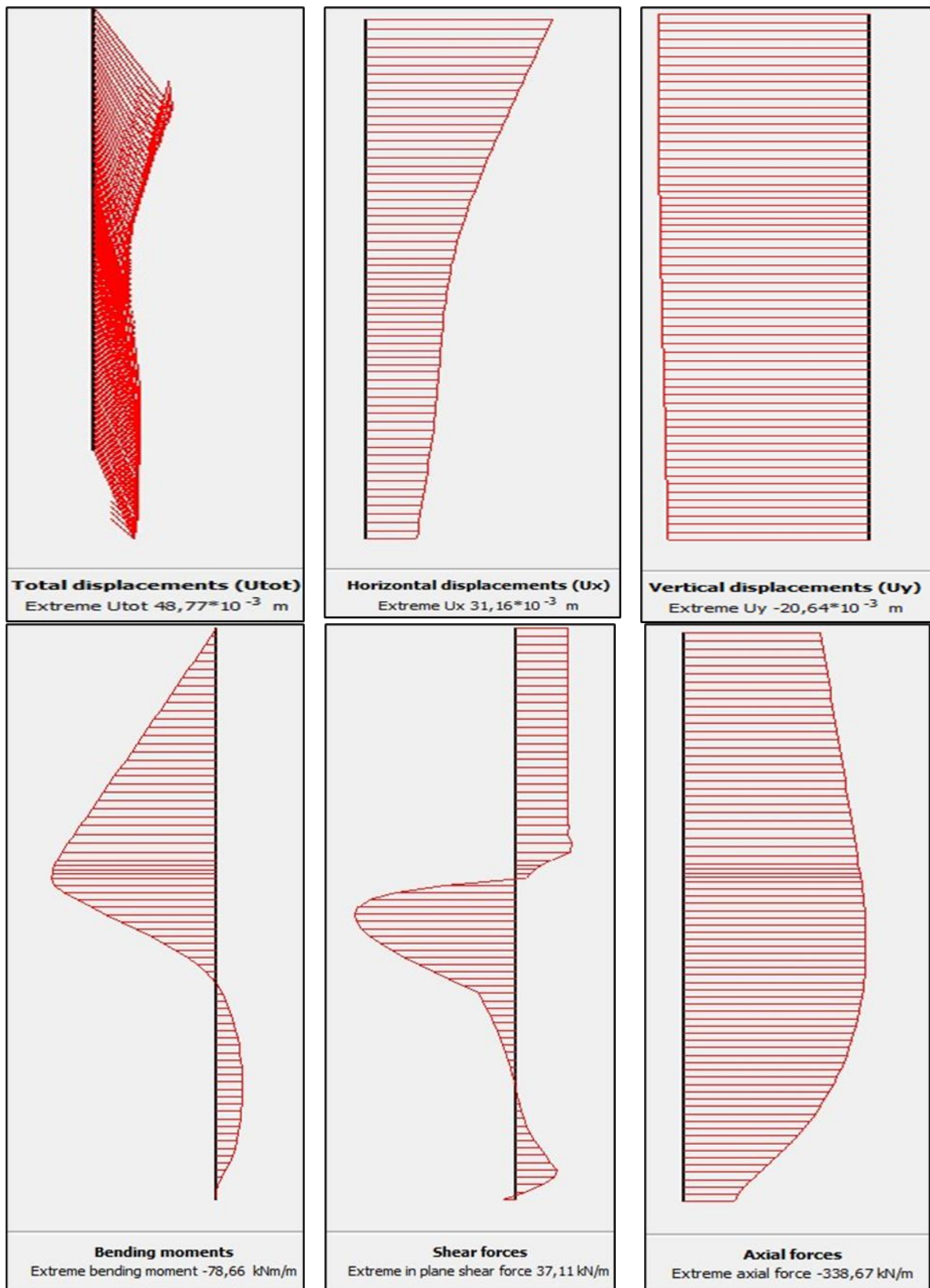


Figure 95: Déplacements et efforts du pieu avant, à la phase 7

- **Phase de quai pendant la réalisation :**

Tableau 17: Résumé des résultats obtenus pour les pieux pendant les 4 phases de réalisation (Pieux Arrière)

Elément	Calcul	Unité	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Pieux Arrière	Déplacement total max	$10^{-3}$ m	13,17	29,35	39,84	42,41
	Déplacement horizontal max	$10^{-3}$ m	6,22	8,48	14,20	18,13
	Déplacement vertical max	$10^{-3}$ m	-11,60	-28,10	-37,23	-38,35
	Effort Axial max	KN/m	-73,89	-168,82	-192,72	-347,41
	Effort de cisaillement max	KN/m	2,74	4,07	8,99	12,99
	Moment de flexion max	KN.m/m	1,41	4,25	17,51	27,40

Tableau 18: Résumé des résultats obtenus pour les pieux pendant les 4 phases de réalisation (Pieux Avant)

Elément	Calcul	Unité	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Pieux Avant	Déplacement total max	$10^{-3}$ m	11,16	18,14	19,65	44,79
	Déplacement horizontal max	$10^{-3}$ m	5,84	6,59	8,10	18,15
	Déplacement vertical max	$10^{-3}$ m	-11,06	-17,23	-18,76	-40,95
	Effort Axial max	KN/m	-77,58	-110,35	-110,04	-301,56
	Effort de cisaillement max	KN/m	-4,97	9,10	10,52	23,93
	Moment de flexion max	KN.m/m	7,30	14,57	17,15	37,06

- **Phase de quai en service :**

Tableau 19: Résumé des résultats obtenus pour les pieux dans les Phases de quai en service (Pieux Arrière).

Elément	Calcul	Unité	Phase 5	Phase 6	Phase 7
Pieux Arrière	Déplacement total max	$10^{-3}$ m	45,81	44,79	48,54
	Déplacement horizontal max	$10^{-3}$ m	18,13	31,16	31,77
	Déplacement vertical max	$10^{-3}$ m	-44,38	-17,37	-17,37
	Effort Axial max	KN/m	-355,30	-362,53	-363,90
	Effort de cisaillement max	KN/m	13,29	13,36	22,74
	Moment de flexion max	KN.m/m	27,31	27,71	62,95

Tableau 20: Résumé des résultats obtenus pour les pieux dans les Phases de quai en service (Pieux Avant).

Elément	Calcul	Unité	Phase 5	Phase 6	Phase 7
Pieux Avant	Déplacement total max	$10^{-3}$ m	48,13	68,38	48,77
	Déplacement horizontal max	$10^{-3}$ m	20,00	51,23	31,15
	Déplacement vertical max	$10^{-3}$ m	-43,78	-27,24	-20,64
	Effort Axial max	KN/m	-328,49	-337,33	-338,67
	Effort de cisaillement max	KN/m	24,66	24,85	37,11
	Moment de flexion max	KN.m/m	38,97	39,31	78,66

## 9. Comparaison et interprétation

### 9.1. Le maillage

On observe une augmentation continue de la déformation du maillage dans toutes les phases :

- La déformation maximale du maillage est due au déplacement du sol sous l'effet de la présence du pieu.
- Le déplacement maximal du maillage est presque identique au déplacement maximal des pieux, cela signifie que la déformation maximale du maillage est générée par le pieu.
- La déformation maximale du maillage est due à l'interaction entre le sol et les différents éléments structuraux du projet.

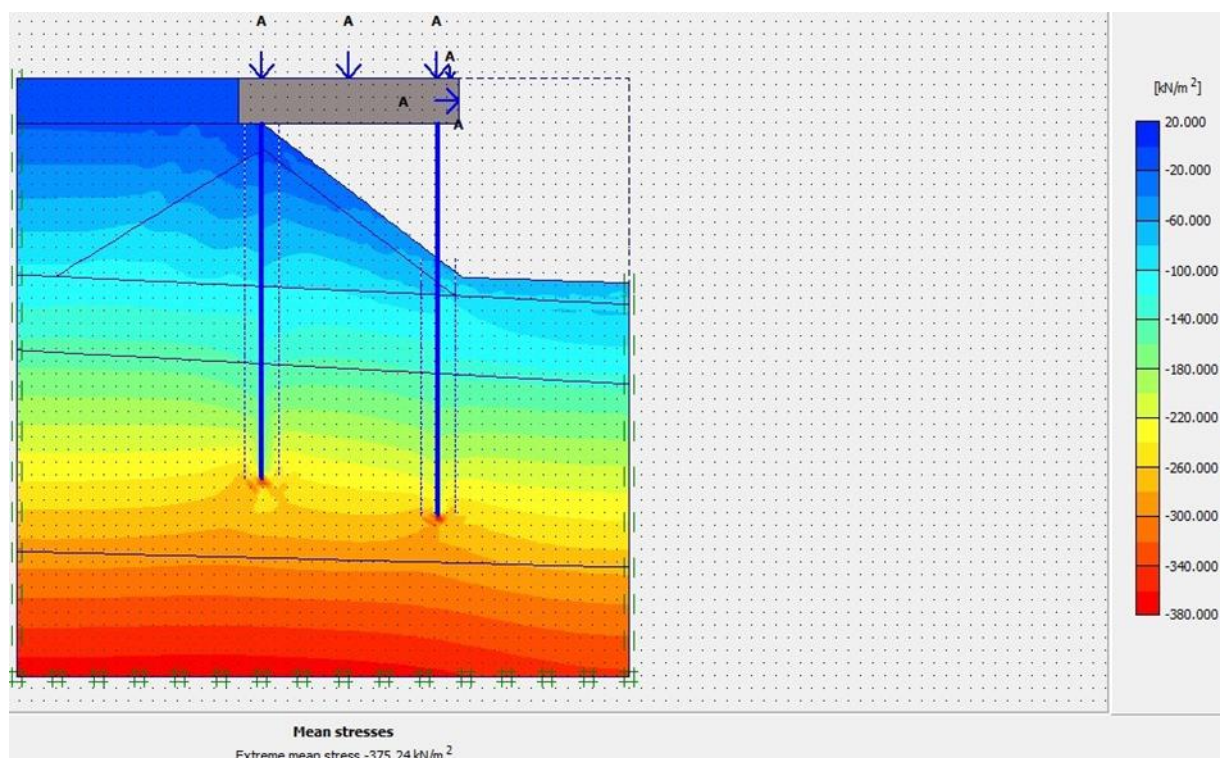


Figure 96: La contrainte totale.

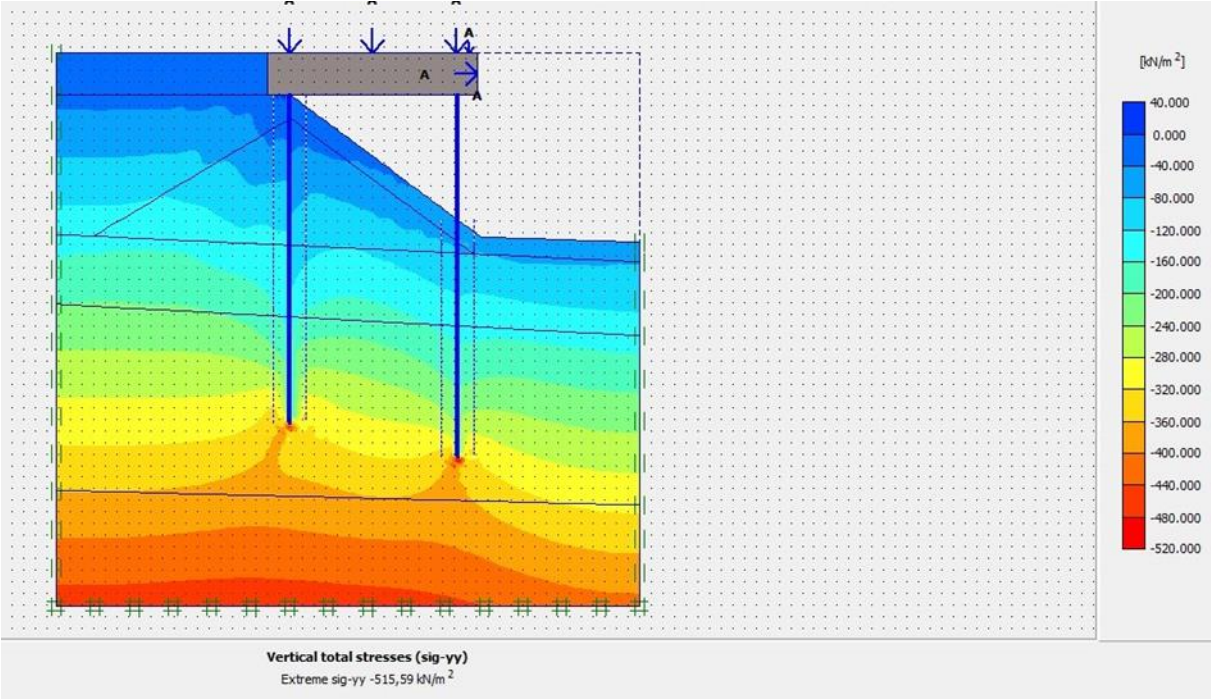


Figure 97: La contrainte totale verticale.

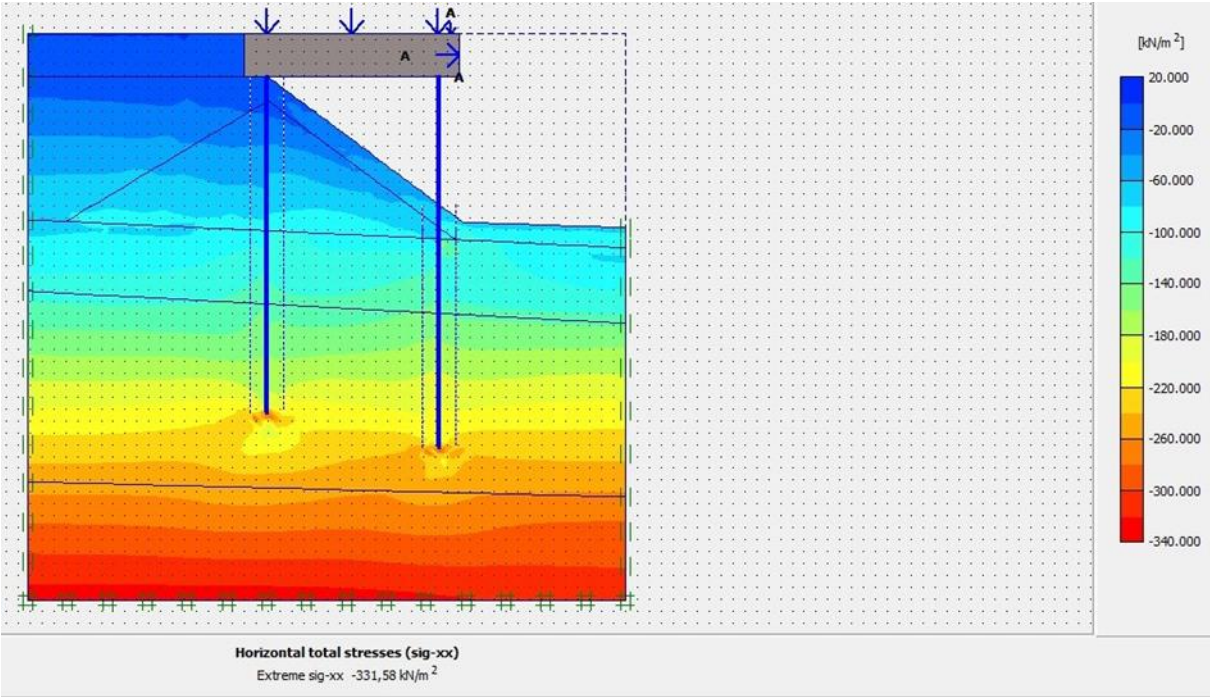


Figure 98: La contrainte totale horizontale.

## 9.2. Les pieux :

- **Phase1 :**
  - On remarque un fort déplacement de l'extrémité supérieure des pieux car ces derniers sont libres en tête. On observe aussi un très léger déplacement en pied, du fait de l'ancrage des pieux dans une couche de bonnes caractéristiques.
  - Apparition des efforts normaux sur toute la longueur du pieu,
  - Mobilisation des efforts de cisaillement et du moment uniquement sur la partie du pieu ancrée dans le sol. → Dues aux poids propres des pieux, l'action de l'eau et l'effet hydrodynamiques des courants) ainsi la traversée des pieux à travers les différentes couches du sol.
  
- **Phase2 :**
  - On observe une augmentation du déplacement verticale et en tête du pieu, →Dues à la mise en place du couche (tout venant).
  - Augmentation de l'effort de cisaillement et du moment de flexion (valeur max) → Dues à la pression des terres latérales. Sauf pour le signe c'est par rapport au côté d'interface. Cependant, le premier pieu (pieu avant) on remarque : L'accroissement du moment de flexion plus au moins élevé que le pieu avant parce que ce dernier est moins libre va du fond à la surface (d'effet plus important d'hydrodynamisme).
  
- **Phase 3 :**
  - Accroissement des déplacements et des efforts internes → Dues au remplissage du talus (enrochement et tout venant), pour le pieu arrière on remarque que l'effort de cisaillement et le moment de flexion apparaissent sur toute la longueur de pieu, et une augmentation de déplacement légère dans le pieu frontale.
  - On remarque aussi que l'effort de cisaillement et le moment de flexion apparaissent sur la partie inférieure de pieux avant où il y a l'interaction avec le talus.
  
- **Phase 4 :**
  - Augmentation du déplacement max des pieux observé à ses extrémités supérieures. → Due à la mise en place de la plateforme.
  - On constate l'accroissement des efforts internes, → Due aux efforts générés par le poids propre de la plate-forme avec une augmentation plus importante par rapport au premier pieu à cause de ça partie supérieur non couvert et le mouvement de la mer l'interaction de l'eau avec les pieux (poussée d'Archimède et l'effet hydrodynamiques des courants).
  
- **Phase 5 :**
  - Le déplacement vertical a augmenté légèrement malgré la répartition des efforts (Surcharge uniformément répartie) → Signifié que ce déplacement est dû seulement à la mise en place des poutres et les dalles, avec un accroissement de l'effort de cisaillement, et du moment de flexion beaucoup plus dans la partie supérieure de pieux à cause de la plateforme.
  
- **Phase 6 :**
  - Un accroissement dans le déplacement horizontal sur tout au niveau de pieu avant → due à l'effort d'amarrage avec un décroissement et stabilité de déplacement vertical. Le cas de l'effort d'amarrage est un peu défavorable, puisque on enregistre un déplacement horizontal un peu élevé des pieux.

- **Phase 7 :**
  - Décroissement de déplacement horizontal et stabilité de déplacement vertical → Due à la répartition d'effort d'accostage qui diminue l'effort d'amarrage, le choc d'accostage exerce des tensions sur la poutre de couronnement qui les transmet aux pieux encastrés dans cette poutre.
  - Avec un accroissement des efforts de cisaillement et de moment reparti dans la partie supérieur beaucoup plus à cause des différents efforts exercer.
  - Les déplacements et les mouvements des pieux, notamment au niveau des nœuds dans la partie ancrée dans le sol sont faibles. Ce qui se justifie par la rigidité de ces pieux et de leur encastrement dans le sol.
  - Le déplacement vertical des pieux est supérieur au déplacement horizontal : A cause des constructions et la mise en place des poutres et des dalles après ça deviennent une valeur constante.
  - Le cas de l'effort d'amarrage défavorable, Un tirant d'ancrage travaille davantage en présence de l'effort d'amarrage, donc il est conseillé d'applique un pour une excellence performance.

### **CONCLUSION :**

Les déformations et les efforts internes subis par les pieux durant les différentes phases de réalisation sont acceptables, cependant il est conseillé d'ajouter un tirant d'ancrage pour diminue l'effet d'amarrage.

Les déplacements des pieux sont de l'ordre du quelque centimètre, et la structure de quai sur pieux se trouve en équilibre. Ce ne serait pas le cas si les efforts devenaient trop importants (actions des vagues et/ou présence de séisme), pouvant provoquer des désordres structurels ou des tassements différentiels.

La comparaison entre les phases se mise en service de chargement montre que ce modèle de référence constitue effectivement une approximation raisonnable du comportement réel du pieu.

# **Conclusion générale**

## Conclusion générale

Le comportement des pieux est un domaine très vaste. Ces dernières années, plusieurs études et recherches sont menées sur le sujet de l'interaction sol-pieu qui est un exemple typique du problème comportant une interface.

Actuellement, l'analyse numérique des projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes de calcul parmi lesquels on peut citer PLAXIS 2D version 8, qui nous a permis d'effectuer une modélisation de l'interaction sol-pieu afin de simuler le comportement du pieu et du sol dans leur interaction.

Le comportement d'un pieu soumis à un chargement statique est influencé par les caractéristiques physiques du pieu, la nature et le comportement du sol qui l'entoure et le type de chargement.

Lorsqu'un pieu fait partie d'un groupe, son comportement diffère de celui du pieu isolé, cet effet de groupe change principalement selon l'espacement entre les pieux et la sollicitation mais aussi selon la nature du sol (sa cohésion et sa résistance).

Dans cette étude on s'est intéressé aux structures de quai portuaire fondé sur pieux, aux différents moyens d'évaluation de la capacité portante d'un pieu isolé, en passant par la détermination de la résistance de pointe du pieu, ainsi que le frottement latéral de celui-ci ; au mécanisme des frottements négatifs et positifs, et le comportement du pieu isolé et de groupes des pieux sous charges latérales.

Et comme exemple pratique servant de base à la modélisation, on a pris le cas du quai sur pieux du port de Marina baie Alger et on a procédé à une simulation par éléments finis avec le logiciel PLAXIS.

Les résultats obtenus par simulation numérique sont comme suit :

- Les déplacements et les moments des pieux, notamment au niveau des nœuds dans la partie ancrée dans le sol sont faibles. Ce qui se justifie par la rigidité de ces pieux et de leur encastrement dans le sol.
- Le déplacement horizontal des pieux est supérieur au déplacement vertical : Les pieux travaillent donc, en groupe, et le comportement de chaque pieu est influencé par les autres.
- Le cas de l'effort d'amarrage défavorable, puisque on enregistre un grand déplacement total des pieux. Le tirant d'ancrage travaille davantage en présence de l'effort d'amarrage, donc il est conseillé d'appliquer un pour une excellence performance.
- Le choc d'accostage exerce des tensions sur la poutre de couronnement qui les transmet aux pieux encastres dans cette poutre.

## Bibliographie :

- **Baker de Kassif, of G., and R. (1969)**. “Pressure of bump measured by Linked and with three axes of the techniques”. In the steps of the seventh Conference international on the mechanics of ground and Basic technology. Vol. 1, P. P. 215-218.
- **Bouafia.A (2010)**. Introduction à la Dynamique des Sol. 1er edition. Alger : OPU (Office des Publications Universitaires). Vol. Tome II.P.P 408
- **Bouafia.A (2016)**. Mécanique des Sols Appliquée - Problèmes Résolus. 5e. Alger : OPU (Office des Publications Universitaires) .P.P 165.
- **Brinkgereve. R.B. (2003)** «PLAXIS Version 8, Manuel de référence », DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.
- **Chapon, J, (1971)**. Travaux maritimes, Les ouvrages intérieurs des ports maritimes. Dégagement des accès et plans d'eau des ports Eyrolles. Cours de l'Ecole nationale des ponts et chaussées. [en ligne]. [Consulté le 09/08/2021]. Disponible sur le site Web : <https://www.worldcat.org/title/travaux-maritimes-tome-ii-les-ouvrages-interieurs-des-portsmaritimes-degagement-des-acces-et-plans-deau-desports/oclc/489127337/editions?referer=di&editionsView=true>
- **Cen (2005)**. Eurocode 7 : Calcul Géotechnique - Partie 1 : Règles Générales. [éd.] Version Française. s.l. Norme Afnor.
- **Chaney, Ronald C, Almagor, G. (2016)** Seafloor Processes and Geotechnology. [éd.] Taylor & Francis Group. Florida : Boca Raton. P.P. 558.
- **Degoutte, G. et Royet, P. (2005)**. Aide-Mémoire de Mécanique des Sols. Réédition. Cemagref : L'engref, P.P 64.
- **Depretto,jean paul (2009)**.Fascicule 3, centre d'études techniques maritimes et fluviales.
- **Dreal, L. (2013)**.Concepts, cadres et méthodologies pour évaluer la vulnérabilité elles stratégies d'adaptation. Manuel Winograd.Vol.7, n°5,
- **Fascicule 62-Titre V (1993)**. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Centre des techniques d'ouvrage d'art, Cahier de clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux. Ministère de l'Equipement, du Logement et des Transports.
- **Fellenius, B.H. (2006)**. « Fondations de conception de base ». Ligne d'en. Édition Électronique P.P.275. [en ligne]. [Consulté le 09/08/2021]. Disponible sur le site Web : < <http://www.fellenius.net/> >.

- **Frank, R. (1995).** « Fondations Profondes ». <Cahier de l'ingénieur C-248. P.P.46. [En ligne]. [Consulté le 09/10/2021]. Disponible sur le site Web : <http://vv^ww.techniques-ingenieur.fr/pack/constmction/ti250>
- **Geoffroy Caude, Paul Scherrer,** « ports maritimes », *Encyclopædia Universalis* [en ligne]. [consulté le 24 avril 2022]. Disponible sur le site Web URL : <https://www.universalis.fr/encyclopedie/ports-maritimes/>
- **Holtz, Robert D., William D. Kovacs. (1991).** Geotechnics of with introduction. [Montreal]: Editions of the Polytechnic school Of Montreal, XII, P.P.808.
- **Ifremer, (2013).** Contribution de la méthodologie et de la technologie géodécisionnelle pour l'aide à l'évaluation des risques naturels dans le secteur de l'assurance en France. Journal de l'Ifremer. Vol.10, n°5, P.P 101.
- **Jarry, Nicolas (2009).** « Etudes expérimentales et numériques de la propagation des vagues au-dessus de bathymétries complexes en milieu côtier »,
- **Jaky, J. (1948).** « On the bearing capacity of piles ». In Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conférence on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam Vol. 1, P.P 100-103.
- **Jean Debrie (2012).** Hubs portuaires 1 : les grands opérateurs mondiaux Dans Flux (n° 87), P.P. 63 à 72
- **Léreau, Jacques. (2005 – 2006).** Cours Géotechnique 1. TOULOUSE : Institut National Des Sciences Appliquées de Toulouse, P.P. 170.
- **L'organisation d'un système portuaire** cours du certificat de gestion moderne des ports \*CNUCED\*Train For Trade. Genève, septembre 2004. [en ligne]. [consulté le 30avril 2022]. Disponible sur le site Web : [PFP.M2.pdf \(unctad.org\)](https://www.unctad.org/fr/publications/series/transport-and-logistics/2004/1)
- **Mezazigh S, (1995)** « Etude expérimentale de pieux chargés latéralement : proximité D'un talus et effet de groupe » Thèse de doctorat, spécialité : géotechnique. France. Université de Nantes.P.P 217.
- **Modesto vigueras gonzalez** Cours sur l'exploitation et la direction d'un port Service du Partage des Connaissances, de la Formation Et du Développement des Capacités Division de la Technologie et de la Logistique. [en ligne]. [consulté le 25 mai 2022]. Disponible sur le site Web : <https://docplayer.fr/13751423-Module-2-1-organisation-d-un-systeme-portuaire-manuel-du-participant-nations-unies-cnuced.html>

- **O'Neill (1985).** Géotechnique ISSN 0016-8505 | E-ISSN 1751-7656 Volume 46 Issue 1, Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand .P.P 115-131.
- **Rahmani (2015-2016) :** Cours de Travaux maritimes, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Kouba, Alger, Algérie.P.P 70.
- **Remaud D. (1999).** " Pieux sous charge latérales : Etude expérimentale de l'effet de groupe" Thèse de Doctorat. Thèse de doctorat, spécialité : géotechnique. France. Université de Nantes.P.P 150.
- **Pierre Guiral. (1797-1877)** « Thiers Adolphe », *Encyclopædia Universalis* [en ligne], consulté le 26 avril 2022. URL : <https://www.universalis.fr/encyclopedie/adolphe-thiers/>
- **Plumelle.C (2004-2005)** C.N.A.M-Géotechnique B1/B6, ChapitreXV/Pieux.
- **Poulos, H. G. (1988).** Marine Geotechnics. London: Boston: Unwin Hyman, 1988.  
Robert, D. H. ET William, D. K. 2006. Introduction à la Géotechnique. Montréal : L'école Polytechnique de Montréal. P.P 473
- **Sanglerat, G., Costet, J. (1983).** Cours Pratique de Mécanique des Sols. 3e. Paris : Dunod, Buvlao, Vol.Tome 1. P.P 153.
- **Sanglerat, G., Olivari, G. et Cambou, B. (1983).** Problèmes Pratiques de Mécanique des Sols et Fondations. 2e. Paris: Dunod, Bordas, 1983. p. 352. Vol. Tome 1.
- **Thompson, D., Beasley, D. J. (2012).** Handbook for Marine Geotechnical Engineering. [éd.] Navfac. Washington: Military Bookshop. P.P. 457.
- **Townsend &al. (1997).** Canadian Journal of Civil Engineering; Ottawa Vol. 24, N° 6 P.P 996-1006.
- **Wright ET Short. (1984).** Andrew D. Morphodynamic variability of surf zones and beaches: a synthesis. Marine geology, vol. 56, no 1-4,

ملخص:

يتكون هذا العمل من معالجة سلوك هياكل الموانئ بناءً على الأكوام ومحاكاة تفاعل الأخير مع التربة الملامسة بواسطة عناصر هذه الأعمال، المنتشرة على نطاق واسع في جميع أنحاء العالم، لا سيما في المناطق ذات PLAXIS محدودة باستخدام كود حساب قدرة التحمل المنخفضة، قليلة الاستخدام في الجزائر، على الرغم من المزايا المعينة التي تقدمها فيما يتعلق باقتصاد المواد، والوقت اللازم للانتهاء، وانخفاض تعبئة التربة. الطبقات السطحية.

للقيام بذلك، نبدأ بدراسة تتكون من سرد الأنواع المختلفة لأعمال المنافذ بشكل عام ومن ناحية أخرى طرق تصميم هذه الأعمال.

نحن مهتمون بشكل خاص بمنافذ ذراع الرافعة القائمة على الأكوام، في الوسائل المختلفة لتقييم قدرة تحمل الركيزة المعزولة، من خلال تحديد مقاومة الذروة للركيزة، وكذلك الاحتكاك الجانبي؛ آلية الاحتكاك السلبي والإيجابي، وسلوك مجموعة الركائز المعزولة تحت الأحمال الجانبية.

كمثال عملي يعمل كأساس للنموذجية، أخذنا حالة الرصيف على أكوام ميناء مارينا باي بالجزائر العاصمة، وقمنا بمحاكاة العناصر في حالتنا، نحن مهتمون بالتحميل الثابت فقط والنموذجية ثنائية الأبعاد. (PLAXIS المحدودة باستخدام برنامج)

في النهاية، كنا مهتمين بحساسية النموذجية تجاه المراحل المختلفة لتنفيذ الركائز، وصب حزمة الالتحام، بالإضافة إلى الضغوط التي ستعرض لها الأكوام. وذلك من خلال دراسة القوى الداخلية والمزاحات التي تم الحصول عليها، من خلال تحليل التشوهات المرتبطة بسطوح رصيف التربة-الكومة – الرصيف.

الكلمات الرئيسية:

العناصر المحدودة، PLAXIS2D أعمال الميناء، الرصيف، الخوازيق، التفاعل بين التربة، النموذجية.

## Résumé :

Ce travail consiste à traiter le comportement des ouvrages portuaires fondés sur des pieux et à simuler l'interaction de ces derniers avec le sol de contact par éléments finis avec le code de calcul PLAXIS. Ces ouvrages très répandus à travers le monde notamment dans les zones de faible portance, sont peu utilisés en Algérie, malgré les avantages certains qu'ils présentent par rapport à l'économie de matériaux, au délai de réalisation et à la faible mobilisation des sols des couches superficielles.

Pour se faire, on entame par une étude qui consiste à énumérer d'une part les divers types d'ouvrages portuaires de manière générale et d'autre part les méthodes de conception de ces ouvrages.

On s'intéresse particulièrement aux ports estacades fondés sur pieux, aux différents moyens d'évaluation la capacité portante d'un pieu isolé, en passant par la détermination de la résistance de pointe du pieu, ainsi que le frottement latéral de celui-ci ; au mécanisme des frottements négatifs et positifs, et le comportement du pieu isolé et de groupe du pieux sous charges latérales.

Comme exemple pratique servant de base à la modélisation, on a pris le cas du quai sur pieux du port de Marina Bay D'Alger on a procédé à une simulation par éléments finis avec le logiciel PLAXIS). Dans notre cas, on s'intéresse au chargement statique seulement et une modélisation à deux dimensions.

À la fin, on s'est intéressé à la sensibilité de la modélisation vis-à-vis des différentes phases d'exécution des pieux, coulage de la poutre de d'accostage, ainsi qu'aux sollicitations auxquelles les pieux seront soumis. Et ceci en étudiant les efforts internes et les déplacements obtenus, en analysant les déformations liées aux interfaces sol-pieux-quai.

**Mots clés :** Ouvrages portuaires, Quai, Pieux, Interaction Sol-Pieu, Modélisation, PLAXIS<sup>2D</sup>, Éléments Finis.

### **Summary:**

This work consists of treating the behavior of port structures based on piles and simulating the interaction of the latter with the contact soil by finite elements with the PLAXIS calculation code. These works, which are very widespread throughout the world, particularly in areas of low bearing capacity, are little used in Algeria, despite the certain advantages they present in relation to the economy of materials, the time required for completion and the low mobilization of soils. Superficial layers.

To do this, we begin with a study, which consists of listing on the one hand the various types of port works in general and on the other hand the design methods of these works.

We are particularly interested in boom ports based on piles, in the different means of evaluating the bearing capacity of an isolated pile, through the determination of the peak resistance of the pile, as well as its lateral friction; the mechanism of negative and positive friction, and the behavior of the isolated pile and pile group under lateral loads.

As a practical example serving as a basis for modeling, we took the case of the quay on piles of the port of Marina Bay of Algiers; we carried out a finite element simulation with the PLAXIS software). In our case, we are interested in the static loading only and a two-dimensional modeling.

At the end, we were interested in the sensitivity of the modeling vis-à-vis the different phases of execution of the piles, casting of the docking beam, as well as the stresses to which the piles will be subjected. Moreover, this by studying the internal forces and the displacements obtained, by analyzing the deformations linked to the soil-pile-quay interfaces.

**Keywords:** Port works, Quay, Piles, Soil-Pile Interaction, Modeling, PLAXIS2D, and Finite Elements.